

Politechnika Krakowska
Biblioteka Główna



100000180322



50w

PODRĘCZNIK INŻYNIERSKI

TOM PIERWSZY

SPIS AUTORÓW:

- Zygmunt Bałicki, inż., Warszawa
- Franciszek Bąkowski, inż., Warszawa
- Stefan Bóbr, dr. fil., docent politechniki,
Warszawa
- Jan Bogucki, dr. inż., profesor politechniki,
Lwów
- Mieczysław Bronikowski, inż., profesor
politechniki, Warszawa
- Stefan Bryła, dr. inż., profesor politechniki,
poseł na Sejm, Lwów—Warszawa
- Aureljusz Chrościelewski, inż., Mińsk
Mazowiecki
- Wiesław Chrzanowski, dr. inż., profesor
politechniki, Warszawa
- Marjan Dolnicki, inż., Warszawa
- Ignacy Drexler, inż., profesor politechniki,
Lwów.
- Maksymilian Huber, dr. inż., profesor poli-
techniki, Lwów
- Władysław Jabłoński, inż., prezydent miasta
Warszawy, Warszawa
- Jan Karbowski, inż., Warszawa
- † Artur Kühnel, inż., prof. politechniki, Lwów
- Józef Lenartowicz, inż., dyrektor budowy
tramwajów miejskich, Warszawa
- Jan Łopuszański, dr. inż., profesor poli-
techniki, b. minister Rob. Publ., Lwów
- Maksymilian Matakiewicz, dr. inż., profesor
politechniki, Lwów
- Henryk Mikołajczyk, dr. fil., docent politechniki,
Lwów
- Otto Nadolski, dr. inż., profesor politechniki,
Lwów
- Bohdan Nagórski, inż., dyrektor ekspl.
w Radzie Portu, Gdańsk
- Melchior Nestorowicz, inż., dyrektor depar-
tamentu Ministerstwa Robót Publicznych,
docent politechniki, Warszawa
- Wacław Paszkowski, inż., profesor poli-
techniki, b. minister Komunikacji, Warszawa
- Kazimierz Pawłowicz, inż., Warszawa
- Stefan Pazirski, inż., Lwów
- Karol Pomianowski, dr. inż., profesor
politechniki, Warszawa
- Jan Popielecki, inż., profesor szkoły te-
chnicznej, Poznań
- Mieczysław Pożaryski, inż., profesor poli-
techniki, Warszawa
- Andrzej Pszenicki, inż., profesor poli-
techniki, Warszawa
- Ignacy Radziśzewski, inż., profesor poli-
techniki, Warszawa
- Romuald Rosłoński, dr. inż., dyrektor za-
kładów wodociagowych, docent politechniki
lwowskiej, Przemyśl
- Adam Rożański, dr. inż., profesor uni-
wersytetu, Kraków
- Mieczysław Rybczyński, inż., profesor poli-
techniki, Warszawa
- Marjan Sasinowski, inż., komandor, War-
szawa
- Czesław Skotnicki, inż., profesor politechniki,
Warszawa
- Zygmunt Stomiński, inż., naczelny inżynier
miasta Warszawy, Warszawa
- Wacław Suchowiak, inż., profesor poli-
techniki, Warszawa
- Michał Sycoboda, inż., docent politechniki,
Lwów
- Kazimierz Szulc, prof., dyrektor Państwo-
wego Instytutu Meteorologicznego, Warszawa
- Maksymilian Thullie, dr. inż., profesor poli-
techniki, senator, Lwów
- Seweryn Tomasił, dr. praw, adwokat, Lwów
- Gustaw Trzeciński, inż.-arch., Warszawa
- Bolesław Walkiewicz, inż., b. naczelnik wy-
działu technicznego Dyrekcji Budowy Kolei,
Warszawa
- Tadeusz Wiśniewski, dr. fil., profesor poli-
techniki, Lwów
- Karol Wątorok, dr. inż., profesor poli-
techniki, Lwów
- Kasper Weigel, dr. inż., profesor politechniki,
Lwów
- Władysław Wojtan, inż., profesor politechniki,
Lwów
- Kazimierz Zipser, inż., profesor politechniki,
Lwów

PODREČZNIK INŻYNIERSKI

W ZAKRESIE INŻYNIERJI
LĄDOWEJ I WODNEJ

REDAKTOR NACZELNY

PROF. DR. INŻ. STEFAN BRYŁA

★

TOM I

ROBOTY ZIEMNE. DROGI I ULICE — KOLEJE ŻELAZNE
MIERNICTWO — BUDOWNICTWO WODNE



LWÓW I WARSZAWA 1927

NAKŁADEM KSIĘGARNI POLSKIEJ B. POŁONIECKIEGO

WYDANO ZE WSPÓŁUDZIAŁEM
ZWIĄZKU STUDENTÓW INŻYNIERJI POLITECHNIKI
LWOWSKIEJ



I- 300723

D-378/2005

PRZEDMOWA

Polska literatura techniczna jest bardzo uboga. Istnieje wprawdzie szereg dzieł pierwszorzędnej wartości, ale są też działy, w zakresie których nie pojawiła się dotychczas dosłownie żadna książka. Inżynierowie nasi byli zatem z konieczności zmuszeni posługiwać się podręcznikami, pisanymi w obcych językach.

Podręcznik Inżynierski ma zaradzić temu brakowi. Obejmuje on wszystkie działy, leżące w zakresie inżynierji lądowej i wodnej, a nadto szereg dziedzin zbliżonych. Zakres jego jest częściowo większy niż innych analogicznych podręczników, raz dlatego, że starano się go dostosować do postępu nauk technicznych, powtóre dlatego, że szereg działów opracowanych zostało w druku po raz pierwszy w języku polskim i trzeba było przeto opracować je nieco szerzej.

Znaczna, nawet bardzo znaczna jest ilość autorów. Utrudniło to w wysokim stopniu pracę redakcyjną, zapewniło zato współpracę przeważnej części najwybitniejszych nazwisk z danych dziedzin inżynierji i to tak z łona obu politechnik, jakoteż z pomiędzy inżynierów praktyków.

Nierównomierność, z jaką nadpływały rękopisy, opóźnienie znacznej ich części (do dziś brakuje jeszcze części, pomimo, że praca rozpoczęta została w r. 1921), spowodowały układ Podręcznika, nie we wszystkim może idealny. Uważałem jednak za rzecz ważniejszą raczej przyspieszyć wydawnictwo, niż odwlekać je, powodując się względami drugorzędnego znaczenia.

Muszę podkreślić życzliwość, z jaką do wydawnictwa odnieśli się wszyscy autorowie, oraz inżynierowie polscy wogóle,

z drugiej zaś strony starania, jakich nie szczędziła firma wydawnicza, aby wydać książkę jak najlepiej pomimo ciężkich warunków.

Dzieło zbiorowe, jak każda praca, nie może być bez błędów i usterek. To też chętnie widzimy wszelką życzliwą i rzeczową krytykę i słuszne jej uwagi w miarę możliwości uwzględnione będą w następnych wydaniach.

Lwów - Warszawa, we wrześniu 1926.

Redaktor naczelny.

TREŚĆ TOMU PIERWSZEGO

Część pierwsza:

	Strona
Roboty ziemne. Drogi i ulice.	
Geologja inżynierska. Napisał dr. Tadeusz Wiśniowski, profesor politechniki, Lwów	1
Kamienie naturalne. Napisał inż. Władysław Jabłoński, prezydent miasta, Warszawa, i dr. Tadeusz Wiśniowski, profesor politechniki, Lwów	16
Roboty ziemne. Napisał inż. Jan Popielecki, profesor szkoły technicznej, Poznań, inż. Bolesław Walkiewicz, Lwów, i inż. Zygmunt Balicki, Warszawa	23
Tunele. Napisał inż. Artur Kühnel, profesor politechniki, Lwów	72
Drogi. Napisał inż. Melchior Nestorowicz, dyrektor departamentu Ministerstwa Robót Publicznych, Warszawa	80
Ulice. Napisał inż. Artur Kühnel, profesor politechniki, Lwów	108
Część druga:	
Koleje żelazne.	
Pojazdy kolejowe. Napisał inż. Kazimierz Zipser, profesor politechniki, Lwów	129
Zasady ruchu. Napisał inż. Kazimierz Zipser, profesor politechniki, Lwów	148
Budowa i utrzymanie toru. Napisał dr. inż. Karol Wątopek, profesor politechniki, Lwów	159
Połączenia torów. Napisał dr. inż. Karol Wątopek, profesor politechniki, Lwów	189
Trasowanie. Napisał dr. inż. Karol Wątopek, prof. politechniki, Lwów	223
Stacje. Napisał inż. Kazimierz Zipser, profesor politechniki, Lwów	256
Koleje nadszożne i tramwaje. Napisał inż. Józef Lenartowicz, dyrektor tramwajów miejskich, Warszawa	282
Koleje miejskie szybkie. Napisał inż. Józef Lenartowicz, dyrektor tramwajów miejsk., Warszawa	300
Koleje strorne. Napisał dr. inż. Karol Wątopek, prof. politechniki, Lwów	310

	Strona
Urządzenia ochronne na kolejach. Napisał inż. Michał Swoboda, docent politechniki, Lwów	319

Część trzecia: Miernictwo.

Miernictwo, część I. Napisał inż. Władysław Wojtan, profesor politechniki, Lwów	339
Miernictwo, część II. Napisał inż. dr. Kasper Weigel, profesor politechniki, Lwów	400
Rachunek wyrównawczy. Napisał inż. dr. Kasper Weigel, profesor politechniki, Lwów	457
Zarys fotografii. Napisał dr. fil. Henryk Mikolasch, Lwów	471

Część czwarta:

Budownictwo wodne.

Pomiary wodne. Napisał dr. inż. Maksymilian Matakiewicz, profesor politechniki, Lwów	483
Kanały i przewody. Napisał dr. inż. Karol Pomianowski, profesor politechniki, Warszawa	552
Zakłady o sile wodnej. Napisał dr. inż. Karol Pomianowski, profesor politechniki, Warszawa	527
Budowa jazów. Napisał dr. inż. Maksymilian Matakiewicz, profesor politechniki, Lwów	553
Zbiorniki i przegrody dolin. Napisał dr. inż. Jan Łopuszański, profesor politechniki, Lwów	588
Regulacja rzek. Napisał inż. Mieczysław Rybczyński, profesor politechniki, Warszawa	617
Drogi wodne. Napisał dr. inż. Adam Rożański, profesor uniwersytetu Jagiellońskiego, Kraków	633
Budownictwo morskie. Napisał inż. Bohdan Nagórski, dyrektor eksploata. w Radzie Portu, Gdańsk	676
Fundamenty. Napisał dr. inż. Otto Nadolski, prof. politechn., Lwów	691
Meljoracje. Napisał inż. Czesław Skotnicki, profesor politechniki, Warszawa	727
Meteorologja. Napisał prof. Kazimierz Szulc, dyrektor Państwowego Instytutu Meteorologicznego, Warszawa	742

PODREČZNIK INŻYNIERSKI

W ZAKRESIE INŻYNIERJI
LĄDOWEJ I WODNEJ

REDAKTOR NACZELNY

PROF. DR. INŻ. STEFAN BRYŁA

CZEŚĆ PIERWSZA:

ROBOTY ZIEMNE
DROGI I ULICE

LWÓW I WARSZAWA 1925

NAKŁADEM KSIĘGARNI POLSKIEJ B. POŁONIECKIEGO

WYDANO ZA SPÓLUDZIAŁEM
ZWIĄZKU STUDENTÓW INŻYNIERJI POLITECHNIKI
LWOWSKIEJ.

CZĘŚĆ PIERWSZA.

ROBOTY ZIEMNE. DROGI I ULICE.

T R E Ś Ć.

	Strona		Strona
Geologja inżynierska. Napisał dr. Tadeusz Wiśniowski, profesor politechniki (Lwów)	1	III. Przewozy przy robotach gruntowych (Walkiewicz, Balicki)	37
Kamienie naturalne. Napisał inż. Władysław Jabłoński, prezydent miasta (Warszawa) i dr. Tadeusz Wiśniowski, profesor politechniki (Lwów)	16	IV. Obliczenie mas i ich rozdział (Popielecki)	50
I. Wybuchowe skały głębinowe	16	V. Wykonanie robót (Popielecki)	59
II. Wybuchowe skały wylewne	17	VI. Ochrona budowli ziemnych (Popielecki)	65
III. Łupki krystaliczne	19	Tunele. Napisał inż. Artur Kühnel, profesor politechniki (Lwów) . .	72
IV. Skały osadowe	19	Drogi. Napisał inż. Melchior Wi. Nestorowicz, dyrektor departamentu drogowego Ministerstwa Robót Publicznych (Warszawa)	80
V. Techniczne własności ogólne kamieni rodzimych	22	I. Ruch na drogach	80
Roboty ziemne. Napisał inż. Jan Popielecki, profesor szkoły technicznej (Poznań), inż. Bolesław Walkiewicz (Warszawa) i inż. Zygmunt Balicki (Warszawa) . . .	23	II. Trasowanie	88
I. Prace przygotowawcze (Popielecki, Walkiewicz)	23	III. Nawierzchnia dróg	92
II. Dobywanie ziemi (Walkiewicz, Balicki)	28	IV. Zadrzewianie dróg	105
		V. Ochrona od zasp śnieżnych .	106
		VI. Prawodawstwo i administracja	107
		Ulice. Napisał inż. Artur Kühnel, profesor politechniki (Lwów) . .	108
		I. Układ ulic	108
		II. Części składowe ulicy . . .	115
		III. Utrzymanie i oczyszczanie .	125

Geologia inżynierska.

Geologia jest nauką o dziejach ziemi i o zjawiskach, które te dzieje stanowią, zostawiają po sobie ślady w budowie skorupy ziemskiej czyli litosfery. Część geologii, która mówi o skorupie ziemi i o tych właśnie zjawiskach, jest wstępem do właściwej geologii historycznej i nosi nazwę geologii ogólnej. Zajmuje się ona przede wszystkim materiałem litosfery (petrografia, por. dział następny: „Kamienie naturalne“), sposobem jego ułożenia (tektonika) i siłami, które, kształtując litosferę, powodują w ten sposób najrozmaitsze zjawiska geologiczne (geologia dynamiczna).

Skąły. Skąły osadowe, które powstały, osadzając się najczęściej w wodzie, okazują zw. mniej lub więcej wyraźne uwarstwienie (pod tym względem pozornie zbliżają się do nich t. zw. łupki krystaliczne); skąły wybuchowe czyli magmatyczne tworzą pnie lub żyły, przebijając skąły inne. Grubość warstwy nazywamy jej miąższością. Warstwy, które leżą nad warstwą daną, tworzą jej strop; znajdujące się pod nią — spąg. Warstwy skąły pożytecznych nazywamy zw. „pokładami“, (np. pokłady węgla); na pokładach soli kamiennej widzimy niekiedy olbrzymie nabrzmienia, t. zw. „pnie solne“ (u nas na Kujawach, np. Inowrocław). Przy normalnem ułożeniu — warstwy w stropie są zawsze młodsze, a w spągu starsze od warstwy danej.

Ułożenie warstw. Na t. zw. obszarach płytowych (np. na Podolu) warstwy leżą mniej więcej poziomo, tak, jak się osadziły; w Karpatach, górach Świętokrzyskich itd., są rozmaicie dyzlokowane — pofałdowane, nasunięte jedne na drugie, popękane, nieraz wzdłuż pęknięć przesunięte. Najlepiej poucza o dyzlokacjach i wogóle tektonice danego obszaru t. zw. przekrój czyli profil geologiczny (por. np. fig. 5, 6). Na fałdach (geologicznych) rozróżniamy część wypukłą, tj. siodło (antyklina) i część wklęsłą czyli łęk (synklina). Fałdy mogą być proste, pochyłe, leżące itp. (fig. 1; w fałdzie leżącym (D) lub przewalonym (C) warstwy

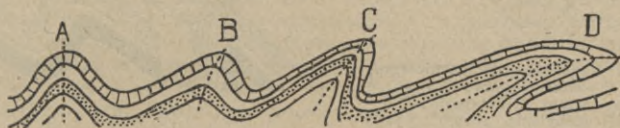


Fig. 1. Fałdy: A — prosty, B — pochyły, C — przewalony, D — leżący.

starsze nad młodsze). Olbrzymie siodła leżące, drugorzędnie pofałdowane i nasunięte nieraz na odległość kilkudziesięciu lub więcej kilometrów, nazywają się płaszczowinami (por. fig. 2). Fałdom lub płaszczowinom zawdzięczają powstanie góry łańcuchowe (Karpaty, Alpy itp.). Siodła i łęki ulegają z czasem rozmyciu na wierzchu („siodła otwarte“), a ciągną się nieraz na bardzo znacznej przestrzeni. W wypadku, w którym na rozmytych fałdach leżą młodsze warstwy mniej lub więcej poziomo, mówimy o ułożeniu niezgodnem (fig. 5).

Jeżeli w siodle (w łuku) znajdujemy jakąś warstwę pożyteczną, to prawdopodobnie odnajdziemy ją wszędzie wzdłuż biegu tego siodła, a więc warstw jego, względnie warstwy danej. Bieg oznacza się przy pomocy kompasu górniczego t. zw. godzinami górniczymi. Na kompasie górniczym obwód podzielony jest zwykle na dwa razy po 12 godzin ($h = \text{hora}$), w porządku odwrotnym, jak na tarczy zegarowej i z przestawionym wschodem (E) i zachodem (W). Przy biegu warstw północno-południowym oba końce igły wskazują godzinę 12 (h. 12), przy biegu wschodnio-zachodnim godzinę 6 (h. 6) itd. (por. fig. 3 i 4). Dla dokładniejszych pomiarów uwzględnia się zboczenie magnetyczne. Warstwy pochylone



Fig. 2. a, b — Faldy miejscowe;
c, d — płaszczowiny.

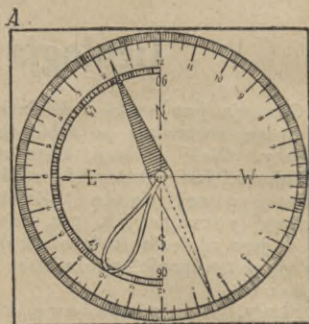


Fig. 3. Kompas górniczy.

zapadają w kierunku prostym do biegu w głąb. Jeżeli w danym miejscu odsłaniają się na wierzchu, łatwo obliczymy głębokość, w której znajdują się w określonym oddaleniu od tego punktu, znając wielkość ich upadu. Do oznaczenia tego kąta służy pionik, zawieszony na osi igły kompasu (fig. 3).

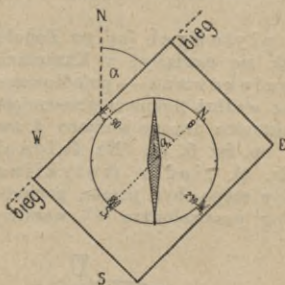


Fig. 4. Użycie kompasu górniczego.
N, E, S, W — strony świata; N₁, W₁, S₁, E₁ — strony świata na kompasie; α — wielkość odchylenia „biegu” warstw ku E od rzeczywistej linii NS, α' — toż samo odchylenie na kompasie, przyłożonym odpowiednio do linii biegu.

Uskoki są to pęknięcia w litosferze, wzdłuż których płyty skorupy ziemi obsunęły się z jednej strony; biegną nieraz kilkadziesiąt i więcej kilometrów (fig. 5). Znika w takim razie ciągłość

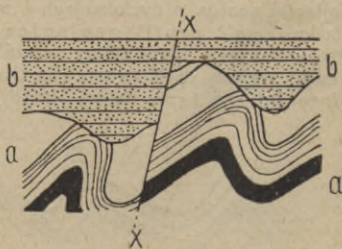


Fig. 5. Niezgodne ułożenie warstw (b na a); uskoki (xx).

warstw w pewnym kierunku. Szczeliny uskokowe są często naturalnymi drogami dla wód podziemnych, które mogą dostać się na powierzchnię nawet z bardzo znacznej głębokości (źródła gorące, mineralne) itp. Z uskokiemi wiąże się powstawanie t. zw. gór bryłowych (Szwarcwald, Wogezy) lub zapadłisk (morze Czerwone, dolina Jordanu, niziny Podkarpackie).

Zjawiska geofizyczne. Ważnym zjawiskiem, które pozostaje w związku z budową litosfery, są t. zw. anomalje ciężkości; pokazuje je waga

skreć eń Eötvösa, a odpowiadają one ubytkom względnie przybytkom masy w głębi skorupy ziemi. Stwierdzono je np. nad Maroszem, dopływem Cisy, wzdłuż siodel, zawierających kopuły soli kamiennej, stosunkowo znacznie lżejszej od skał, które je przykrywają. To też i u nas, np. na Kujawach, gdzie nieraz w znacznej głębokości obok soli zwykłej znajdują się także cenne sole potasowe, a złoża solne tworzą tak samo pnie potężne, w badaniu ich rozmieszczenia ta metoda może oddać duże usługi. Inny przykład — nieprawidłowe zachowanie się pionu na górze Brocken w związku z znajdującymi się tam masami diabazu, bogatego w żelazo i stosunkowo bardzo ciężkiego.

Anomalje magnetyczne, zależne również od materiału skorupy ziemskiej, niemniej jej tektoniki itp., zaznaczają się przy badaniu zjawisk zбочenia i nachylenia magnetycznego (np. góra Brocken j. w., Himalaje).

Co się tyczy stosunków termicznych litosfery, to wahania temperatury powietrza sięgają u nas około 25 m w głąb (pas neutralny z średnią temperaturą roczną); dalej jest temperatura stała, rosnąca ku wnętrzu ziemi mniej więcej co 33 m o 1° C (33 m = stopień albo gradjent geotermiczny). Linje łączące w głębi ziemi punkty o równej temperaturze stałej — geoizotermy. Zbliżają się one do siebie w skałach gorzej przewodzących ciepło, w okolicach wulkanicznych, w sąsiedztwie źródeł gorących, w kopalniach węgla, zwł. brunatnego (procesy chem. — w kop. węgla brun. w Osieku, w Czechach, stop. geoterm. = 5,2 m), w warstwach naftowych (Baku — stop. geoterm. = 28,4), w sąsiedztwie żył kruszcowych (przemiany chem. — w kop. złota Comstock w Newadzie stop. geoterm. = 17 m). Przeciwnie — oddalają się w warstwach, będących lepszymi przewodnikami ciepła, dalej w związku z otwartymi szczelinami, próżniami itp. w litosferze, tak samo skutkiem pionowego ułożenia warstw (ułatwione promieniowanie ciepła przez ziemię i dopływ wód z powierzchni), wreszcie wszędzie we wnętrzu większych mas górskich, (większa powierzchnia promieniowania, śniegi wieczne itp. — w tunelu Św. Gottharda stop. geoterm. średnio 45 m). Geoizotermy stosują się jednak zawsze przebiegiem swoim do rzeźby powierzchni i podnoszą się wewnątrz mas górskich, więc w środku wielkich tunelów, mimo zwiększonego stopnia geotermicznego, spotyka się zwykle temperatury wysokie (w tunelu Symplöńskim pod najwyższym szczytem aż 55° C).

Wietrzenie. Szczególnie ważne czynniki geologiczne — to powietrze i woda. Ich wspólna praca powoduje proces wietrzenia, którego rezultatem kruszenie się i rozpadanie skał, zmiana ich barwy i przeobrażanie się chemiczne. Inżynier musi poważnie liczyć się z wietrzeniem, zarówno używając rozmaitych kamieni, jako materiału budowlanego, ozdobnego itp., jako też w naturze, gdzie spotyka się tak często, jako z produktem wietrzenia, ze złomiskami (góry Świętokrzyskie, Gorgany), z piargami, olbrzymimi stożkami nasyłowymi (np. Tatry), wreszcie przy rozpatrywaniu gleb rozmaitego rodzaju. Wietrzenie jest dwojakie: mechaniczne i chemiczne. Dla pierwszego w naszym klimacie ma duże znaczenie zamarzanie w szczelinach skał wody, która, powiększając swoją objętość, zwolna rozsada i kruszy skałę. Podobnie działają powtarzające się szybkie i znaczne zmiany temperatury, które powodują ciągle kurczenie się i rozszerzanie materiału skalnego (pustynie!), zwłaszcza przy złożeniu skały z rozmaitych minerałów o różnym współczynniku rozszerzalności. Wietrzenie chemiczne polega na przeobrażaniu się chemicznem skał, względnie minerałów, które je tworzą. Dużą rolę odgrywa tu CO₂ w wodzie opadów atmosferycznych, dalej SO₂ w powietrzu dzisiejszych miast i osad fabrycznych, używających węgla kamiennego — zwłaszcza w sąsiedztwie kominów. Jednym z pierwszych następstw wietrzenia chemicznego jest odbarwianie się skały, a ostatecznym rezultatem także kruszenie się i niekiedy częściowe lub nawet całkowite rozpuszczenie materiału skalnego. Świat organiczny bierze udział

w wietrzeniu skał wprost lub pośrednio (bakterje azotowe w glebie, porosty, mchy itp. na powierzchni rozmaitych skał działają chemicznie, korzenie drzew rozsadzają skały mechanicznie; działanie chemiczne kwasów humusowych, powstających z rozkładu resztek roślinnych itd.). Wietrzenie mechaniczne ułatwia rozkład chemiczny.

Skały, wystawione bezpośrednio na działanie promieni słonecznych, wietrzeją prędzej, aniżeli znajdujące się w cieniu; o powierzchni gładkiej i płaskiej trudniej, aniżeli o powierzchni nierównej, popękane i nasiakające wodą (spływanie wody, utrudnione czepianie się roślin itp.; obelisk, sprowadzony z Egiptu, gdzie trzymał się znakomicie dzięki suchości powietrza, do Nowego Jorku o klimacie dosyć wilgotnym, musiano napuścić parafiną z kreozotem, aby utrudnić wsiąkanie wody i przeszkodzić sadowieniu się organizmów roślinnych); skały uwarstwione są mniej odporne w porównaniu z niewarstwowymi. Nachylenie warstw sprzyja zwykle szybszemu wietrzeniu (ułatwione wnikanie wody między warstwy), niemniej złożenie z grubych ziarn o rozmaitej barwie i różnym współczynniku rozszerzalności itd.

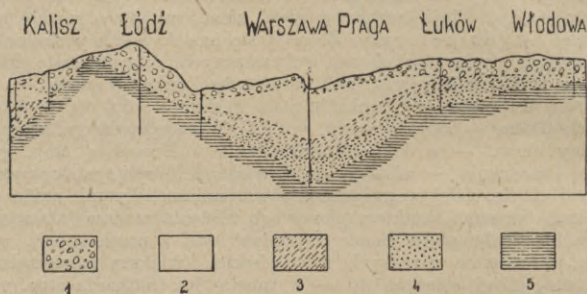


Fig. 6. Przekrój geologiczny przez środkową część Niżu Polskiego ze studniami artezyjskimi na Pradze w Warszawie. (Wedł. prof. Lewińskiego.) 2 i 5 — utwory dla wody nieprzepuszczalne (2 — pstry ility neogeńskie, 5 — margle górnokredowe), 4, a po części także 3 — warstwy z wodą artezyjską, (4 — zielone piaski oligoceńskie, 3 — drobnoziarniste piaski z węglem brunatnym i wtrąceniami ilastymi wieku neogeńskiego).

Woda podziemna, z którą zwykle spotykamy się, jest to t. zw. woda krążąca, która znajduje się w ciągłym ruchu obiegowym między morzem, atmosferą i litosferą. Świeży nabytek dla powierzchni ziemi przedstawiają tylko wody wielu źródeł gorących, wydzielane wprost przez wnętrze ziemi, t. zw. piroserę, jako t. zw. woda juvenilna.

Woda, przesiakająca w głąb i powstrzymywana przez warstwę nieprzepuszczalną, jak ility, margle (które raz napojone wodą, nie przepuszczają jej zupełnie) itp., gromadzi się w skale przesiąkliwej (przewodniku) np. piaski, piaskowce; niekiedy zbiera się w szczelinach itp. Jest to t. zw. woda gruntowa albo denna w szerokim znaczeniu tego słowa (zupełnie płytkie wody podziemne wyróżnia się jako t. zw. wodę zaskórną). Ilość wody, którą może pomieścić przewodnik, zależy od sumy objętości najdrobniejszych próżni w skale; oznaczamy ją w setnych objętości przewodnika. Dla delikatnego piasku (średn. ziarn $\frac{1}{3}$ mm) wynosi ona 42%, dla piasku grubego (średn. 2 mm) 36%, dla grubego piasku rzeczno 14—25%; piaskowiec fliszowy z Lasu Wiedeńskiego — 10,24%, zbity wapień z Hallenstein w Salzburgu — 0,72%, wapień z Rüdersdorfu — 21,86%, marmur z Laas — około 2%, granit z Mauthausen w Górnej Austrii — 1,63%. (Piaski czyste, pozbawione domieszek ilastych i przepojone do granicy swojej pojemności wodą, tworzą t. zw. kurzawkę. Przy robotach górniczych, wiertniczych itp. powoduje ona nieraz poważne trudności, gdyż

zachowuje się jak ciecz gęsta. W kurzawce takiej na powierzchni topią się czasem ludzie, wozy z końmi itd.). Woda gruntowa może tworzyć większe zbiorniki podziemne, a przy nachyleniu przewodnika sływa w kierunku pochyłości. Szybkość strumienia wody gruntowej zależy od nachylenia i od tarcia; np. dla delikatnego piasku (Stralsund) przy nachyleniu 20‰ wynosi 3,5—4 m w 24 godzinach, dla żwirów (Limatal) przy pochyłości 5‰ zaś 4—6 m w tym samym czasie. Szczelinami płyną wody podziemne znacznie szybciej. Zwierciadło wód gruntowych podnosi się, względnie obniża, zależnie od rozmaitych czynników (np. w klimacie suchym obniża się pod lasami, przeciwnie na obszarach z opadami obfitemi), a działy wodne w głębi litosfery nie zawsze odpowiadają działom wód powierzchniowych. Pokazują to mapy wód dennych z poziomiami dla ich zwierciadła.

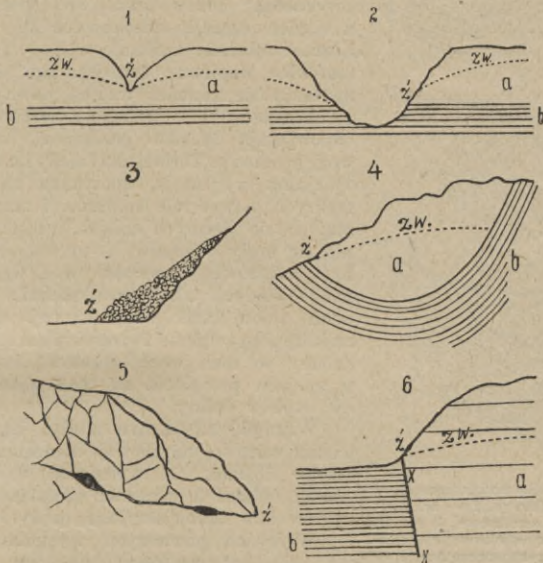


Fig. 7. Źródła spływające. 1 — źródło dolinowe, 2 — źr. warstwowe, 3 — źr. stokowo-rundeliskowe, 4 — źr. przeważowe, 5 — źr. spływająco-szczelinowe, 6 — źr. zatorowo-uskokowe; a — warstwy, przepuszczające wodę, b — warstwy nieprzepuszczalne, x — szczelina uskokowa, zw — zwierciadło wody gruntowej, ź — źródło.

Wody artezyjskie gromadzą się w nieckowato wygiętym przewodniku między dwiema warstwami nieprzepuszczalnymi (fig. 6); obszar nasiąkania dla wód tego rodzaju (gdzie ich przewodnik wychodzi na wierzch) leży nieraz w znacznym oddaleniu (np. dla wody artezyjskiej na pustyniach Algieru w Atlasie). Z powodu ciśnienia hydrostatycznego, pod którym znajdują się w głębi, przy dowierceniu się do nich (studnie artezyjskie) lub nieraz szczeliną uskokową mogą same tryskać nawet ze znacznej głębokości.

Źródła. Wody gruntowe, w przewodnikach tak warstwowych, jak szczelinowych, z chwila, kiedy przetną się z powierzchnią litosfery, tworzą źródła. W źródłach spływających woda wypływa skutkiem ciężkości, w podnoszących się z powodu ciśnienia hydrostatycznego. W pierwszej grupie najczęściej spotykamy: 1. źródła dolinowe, 2. war-

stwowo, 3. stokowo-rumowiskowe, 4. przewałowe, 5. spływająco-szczelinowe i 6. zatorowo-uskokowe (por. fig. 7); druga obejmuje przede wszystkim: 1. źródła faldowe, 2. podnosząco się szczelinowe i 3. podnosząco się uskokowe (por. fig. 8); szczególnie rodzaj źródeł — to źródła krasowe, np. jaskiniowe (żr. Czarnego Dunajca w Kościelisku), kotłowe (żr. Bugu w Werchobużu), odznaczające się zawsze nadzwyczajną obfitością wody. W źródłach faldowych i uskokowych, podnoszących się przewodnik wody dennej jest zamknięty między dwiema warstwami nieprzepuszczającymi wody i tworzy sam, albo z szczeliną uskokową, jakby dwa naczynia połączone; podobnie w podnoszących się źródłach szczelinowych (fig. 8).

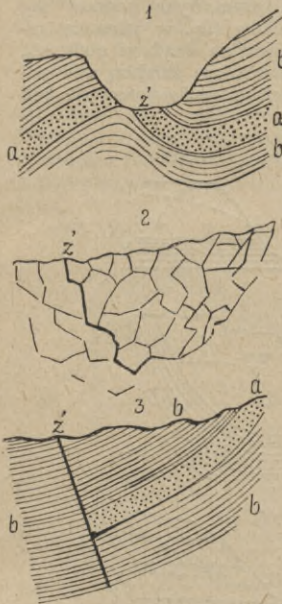


Fig. 8. Źródła podnoszące się. 1 — źródło faldowe, 2 — źr. podnosząco się szczelinowe, 3 — źr. podnosząco się uskokowe; a — warstwy wodę przepuszczające, b — warstwy nieprzepuszczalne, z — źródło.

podziemnej, dalej obserwacje stacyj meteorologicznych, dotyczące się opadów atmosferycznych i wilgoci względnej w ciągu roku na obszarze nasiąkania, wreszcie — rzecz dużej wagi — dane geologiczne, potrzebne dla określenia rodzaju źródła, zasięgu obszaru nasiąkania, a także vegetacja, obecność, niemniej stan lasów itp. — są to momenty decydujące, które składają się na opinię. (Przy określaniu obszaru nasiąkania nieraz pomocna fluoresceina, która nawet w rozcieńczeniu miliardowym daje się stwierdzić w wodzie przy pomocy fluoroskopu Marboutina). Wydajność źródeł ulega nieraz bardzo znacznym wahaniom, ale w związku z tem o używalności źródła decyduje nie wydajność maksymalna, ani średnia roczna, ale zmniejszona, w czasie największego zapotrzebowania, a więc w lecie.

Własności chemiczne wód źródlanych, względnie dennych, określa dokładna analiza. Zw. ilość rozpuszczonych ciał stałych [przede wszystkim $\text{Ca H}_2(\text{CO}_3)_2$, $\text{Mg H}_2(\text{CO}_3)_2$, Ca SO_4] między 100 mg a 400 mg w 1 l, czasem więcej. Wody zawierające więcej niż 600 mg nazywamy „twardymi“ w przeciwstawieniu do „miękkich“. 10 mg CO_2 lub 7 mg Mg O_2 odpowiada 1° tward. niem. ;

1° franc. tward. = 0,56° niem. tward. — Wody twarde odznaczają się tem, że dopiero po dodaniu większej ilości wyskokowego rozczyntu mydła dają z niem wybitną i twardą pianę. Posiadające więcej niż 44° franc. = 25° niemieckiej twardości są zw. uważane za nieodpowiednie do picia (tak samo chociażby z nieznaczna zawartością związków, będących produktami gnicia, jak azotyny, amonjak, siarkowodór); do kotłów parowych nieodpowiednie nawet mające 35° franc. = 20° niem. (kamień kotłowy). Oddzielny typ stanowią źródła mineralne.

Temperatura zwykłej wody gruntowej jest mniej więcej stała i równa średniej rocznej danego miejsca (wody artezyjskie z reguły cieplejsze); najodpowiedniejsza dla wody do picia 8—12° C. Woda zaskórna różni się znacznie od dennej i własnościami chemicznymi (obecność związków będących produktami gnicia — por. wyżej) i pod względem temperatury (bardzo znaczne wahania). Oprócz źródeł zwykłych są gorące czyli termy.

Dla źródeł i wód podziemnych o publicznej wartości użytkowej wyznacza się obszary ochronne na podstawie dokładnej znajomości geologicznej budowy okolicy.

Zjawiska krasowe powstają, gdy wody podziemne, rozpuszczając skały, wśród których przepływają szczelinami, tworzą wielkie groty, rozległe sieci korytarzy podziemnych itp.; w nich gubią się nieraz całe rzeki, wypływając potem niżej w znacznem oddaleniu. Powierzchnowe wody łączą się często z sobą na obszarach krasowych arterjami podziemnymi (do stwierdzenia tego między innymi fluoresceina, por. str. 6). Niesłychanie obfite źródła, o bardzo dużych wahaniami wydajności i nieraz wysychające zupełnie, są również właściwością okolic tego rodzaju, a w związku z tem wszystkiem lejki zapadliskowe, doliny ślepo zamknięte, okresowe jeziora, powierzchnia skalista i sucha, brak gleby, ubóstwo wegetacji (u nas po części np. w niektórych okolicach wapiennego pasma Krakowsko-wieluńskiego, w Stopnickiem i na Pokuciu na tamtejszych gipsach).

Temu działaniu niszczącemu wód krążących w głębi odpowiada, jako praca twórcza wody podziemnej, wypełnianie się grot i jaskiń wapieniem naciekowym, tworzenie się wielu złoży mineralnych (żyły mineralne, gniazda), osadzanie przez źródła martwie wapiennych itd.

Zwały górskie. Nachylenie silne stoku góry, względnie zbocza doliny, własności skały (gruz stokowy, ily, łatwo pękające skutkiem wysychania i po nasiąknięciu wodą nie przepuszczające jej dalej), przepojenie skały wodą w dużej ilości lub zebranie się jej pod warstwami nawet zupełnie zwięzłymi, ale z silnym upadem ku dolinie i w spagu z ily — zwłaszcza, jeżeli tracą te warstwy u spodu naturalną podstawę skutkiem podmycia przez wody płynące albo z powodu robót inżynierskich, nieostrożnie prowadzonych — są to momenty, które tworzą „predyspozycję“ w danem miejscu do powstania t. zw. zwału górskiego. I potrzeba wtedy tylko jakiejś bezpośredniej „podniety“, jak szczególnie obfite opady, czasem trzęsienia ziemi itp., aby cała masa skalna obsunęła się, względnie oberwała ku dolinie (usuwisko, oberwanie się), czemu towarzyszy często niezmiernie gwałtowny prąd powietrza, który wszystko porywa z sobą i nieraz daleko przerzuca. Ily, napojone wodą, tworzą szczególnie łatwo usuwiska, spływając i zgniatając wszystko przed sobą, względnie unosząc całe partie nasypów, torów kolejowych itp.; np. przy budowie kolei żelaznych w Sycylii (linja Palermo—Porto Empedocle, Catania—Licata) i w południowych Włoszech (Neapol—Foggia). W Karpatach można się także spotkać z tem zjawiskiem. Ważne to również przy zakładaniu fundamentów itp. robotach.

Praca mechaniczna wód płynących polega na unoszeniu skalnego materiału okruchowego, który wcześniej czy później ulega „osadzeniu“

(„akumulacja“), tudzież na „wymywaniu“ przy jego pomocy drogi dla siebie („erozja“). Materiał, który rzeki transportują, jest trojaki: 1. okrucowy, jak żwir i piasek, posuwany dnem, 2. t. zw. męty, tj. delikatny muł w stanie zawieszenia i 3. części rozpuszczone. Ilość ich zmienia się znacznie w rozmaitych porach. Naogół rzeki posiadają wodę miękką (w Wiśle koło Chelмна 201 mg w 1 l), ale mimo to dostarczają morzom w ciągu roku na całej ziemi przeszło 4 biljonów kilogramów związków rozpuszczonych; twardość wody rzecznej w suchej porze znaczniejsza (woda przeważnie źródłana). Wody płynące unoszą w okresie całorocznym mętów dużo więcej, niż materiału grubszego, wahania są jednak ogromne (w suchej porze męty znikają prawie zupełnie). Wielkość materiału okrucowego zależy przedewszystkiem od szybkości prądu (piasek 0,2—0,3 m/sek., drobny żwir 0,7, grubszy 0,9, gruby żwir 1,6, otoczaki ważące $1\frac{1}{2}$ kg — 1,7 m/sek.). To też z biegiem rzeki materiał ten ulega z powodu zmniejszającej się szybkości rozsortowaniu (w górnym biegu złomy, gruby żwir, — w dolnym przewaga piasków itp.).

Materiał, unoszony przez wody płynące, podlega akumulacji wzdłuż całego koryta (t. zw. „aluwia“, „warstwy napływowe“) skutkiem zmniejszania się szybkości prądu, oczywiście przedewszystkiem w dolnej części biegu (w górnym biegu, z znaczną szybkością, głównie transportowanie materiału okrucowego i erozja) i u ujścia. Czastki zawieszone opadają przeważnie dopiero u ujścia do jezior lub do morza. W ten sposób powstają rozległe „stożki napływowe“, osadzone, gdzie rzeki wypływają z gór na równiny, a czasem nawet podnosi się dno koryta na znacznej przestrzeni (Pad na nizinie Lombardzkiej, Hoangho w Chinach itp.), co może powodować olbrzymie zalewy, połączone z daleko posuniętymi zmianami w biegu rzeki (jedne z najgroźniejszych katastrof geologicznych, np. Hoangho). Szybkie i gwałtowne podniesienie się, a potem obniżenie stanu wody w dzikich potokach powoduje znaczne zjawisko murów alpejskich — lawin gruzu itp., które spływają z wodą nagle wezbranych strumieni górskich. Materiał, osadzający się w morzu (osady terrigeniczne), daje początek deltom, wypełnia całe zatoki (w ten sposób powstała nizina Lombardzka), powoduje zrastanie się wysp z lądem stałym (półwysep Indyj Przedgangesowych itp.).

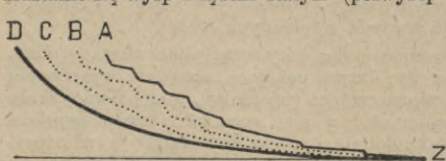


Fig. 9. Krzywa erozyjna. (Z — podstawa erozyjna; krzywe od AZ do DZ — różne fazy erozji wgłębniej, wyrównywania dna doliny i spłaszczenia się krzywej erozyjnej; cofanie się od A do D — erozja wsteczna.)

erozyjną (por. fig. 9), wyrównywa dno doliny, a pogłębiając ją, daje dolinie w górnym biegu rzek kształt V w przekroju poprzecznym; druga, powodując podmywanie brzegów, rozszerza dolinę; trzecia, wywołując cofanie się źródeł, prowadzi do przecinania całych grzbietów górskich i jest przyczyną zjawiska przeciągania rzeki przez rzekę, a w związku z tem walki między rzekami o ich działy wodne. W kształtowaniu się dolin rzecznych bierze duży udział meandrowanie czyli tworzenie się zakrętów (zakola), w których widzimy, jak nurt (linja największej szybkości prądu) zbliżając się do brzegu wypukłego, podmywa go (brzeg stromy), podczas gdy na przeciwnym działa przedewszystkiem akumulacja (brzeg płaski). To powoduje zmniejszanie się promienia krzywizny i powstawanie coraz węższej szyi, która wreszcie ulega przerwaniu, skutkiem czego

powstają t. zw. starorzecza. Wody o małym spadku mają właściwą im tendencję do meandrowania (kanały, kopane przed 50 laty na Polesiu, celem osuszenia tamtejszych bagien, mają już dzisiaj bieg kręty), stąd widzimy zjawisko to przede wszystkim w dolnym biegu rzek, gdzie powstanie już małej lawicy piasku po środku koryta jest przyczyną zbroczenia nurtu i początków tworzenia się „meandru“; w górnym biegu może powodować to samo materiał osadzany u ujścia dopływów. W miarę postępu erozji wgłębnej i spłaszczenia się krzywej erozyjnej słabnie zdolność wymywania w głąb, a rośnie erozja boczna, względnie akumulacja. Podniesienie się ładu na tej przestrzeni lub obniżenie się poziomu ujścia czyli podstawy erozyjnej, a także zmiany w klimacie (zwiększenie się opadów), mogą jednak znowu spotęgować tę zdolność, a następujące po sobie fazy słabnącej i wzmożonej erozji zaznaczają się t. zw. terasami rzeczniczymi; odpowiadają one poziomowi dna każdego z nich, w które rzeka wciniała się później (por. fig. 10).

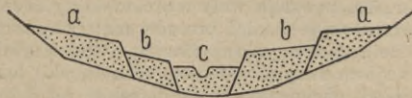


Fig. 10. Terasy rzeczne, utworzone przez aluwja rzeki; a — terasa starsza, b — młodsza.

Praca erozyjna i transportowa wód płynących powoduje oczywiście ciągle obniżanie się ładu i odsłanianie warstw coraz starszych; współdziałają powietrze i lodowce. Nazywamy to denudacją. Ostatecznym rezultatem pracy czynników denudacyjnych jest powstanie prawie płaskiej powierzchni, t. zw. penepleny.

Lodowce działają podobnie, z jednej strony akumulując, z drugiej erodując. W Europie z lodowcami spotykamy się tylko w górach odpowiednio wysokich (gł. w Alpach). Inżynier ma jednak często do czynienia w Europie środkowej, np. na Niżu Polskim z tem, co pozostawił po sobie olbrzymi lodowiec północny czasów dyluwialnej epoki lodowej lub co pozostało po lodowcach ówczesnych w górach, dzisiaj nie posiadających lodowej pokrywy np. Tatry. Są to gł. osady, utworzone na dnie lodowca, moreny czołowe, w postaci wzgórz, zrastających się w długie wały itp., poza tem twory fluwjoglacjalne, np. rozległe obszary piasków osadzanych przez wody, wypływające z pod lodowców (sandry) itp. Wypłukane przez wodę z moreny dennej t. zw. głazy erratyczne (przybłędy — granity, porfiry itp. z dalekiej północy) dostarczają u nas materiału kamieniarskiego na bruk itd. Gleby nasze są w dużej części pochodzenia morenowego; większa lub mniejsza przepuszczalność dla wody warstw, tworzących morenę i z nimi związanych wpływa np. na sposób gromadzenia się wód podziemnych; przy budowie przegród, tamujących odpływ wody, i zbiorników można korzystać z istniejących moren czołowych dopiero stwierdziwszy ich budowę, a w związku z tem nieprzepuszczalność wobec wody (materiał, tworzący morenę).

Śniegi i lawiny śnieżne mogą być bardzo niebezpieczne dla robót inżynierskich, dróg, torów kolejowych itp. Znaczna pochyłość stoków, zgodna z upadkiem warstw, obecność wody, np. źródeł pod gromadzącym się śniegiem (zmniejszenie tarcia!), brak przeszkód na przestrzeni, po której śniegi mogą się zsunąć itp. — to naturalne czynniki „predyspozycji“. Ocieplenie się powietrza skutkiem pory roku lub np. foenu, obfitsze opady itd. mogą stać się bezpośrednią „podnieta“ katastrofy, którą powoduje zarówno obniżenie się olbrzymiej masy śniegu, jak i huraganowy prąd powie rza, towarzyszący zjawisku. Trzeba tu unikać wszystkiego, co zwiększa w danym miejscu predyspozycję, jak np. wycinanie i karczowanie lasów, stanowiących zawsze naturalną przeszkodę dla powstawania lawin; czasem tworzy się nawet sztuczne przeszkody w postaci potężnych progów, pali wbijanych w ziemię itp.

W morzach dla inżyniera są ważne przedewszystkiem te procesy, które rozgrywają się u wybrzeży, powodowane mechanicznem działaniem fali. Widzimy na stromych „brzegach klifowych“, jak kipiela w czasie przypływu, wiatrów itp. podmywa i niszczy brzeg, tworząc t. zw. terasę nadbrzeżną. Jeżeli ląd stale obniża się, to brzeg klifowy cofa się coraz dalej, a w ten sposób morza nieraz zalewały całe kontynenty (abrazja morska i transgresje mórz). W morzach zamkniętych, jak Bałtyk, przypływy i odpływy ledwie dają się zauważyć nawet w czasie nowiu i pełni. Morze pracuje także i twórczo. Z piasków, wyrzucanych na wybrzeża, powstają wały wydmowe (wybrzeża wydmowe), a fale i prądy, przesuując wzdłuż brzegów materiał piaszczysty, dają początek mierzejom (Hel), peresypom (limany) itp., względnie powodują zrastanie się wysp z lądem stałym (półwysep Gibraltarski) lub drobnych wysp z sobą (Rugja). Skład chemiczny wody morskiej różni je bardzo od wód słodkich; posiadają one średnio około 3,5% rozmaitych soli, w tem 2,7% soli kamiennnej. Widzimy tu jednak znaczne wahania i np. wody Bałtyku wzdłuż brzegów zatoki Puckiej zbliżają się do słodkich.

Jeziora są ważne technicznie jako obszary tworzenia się pewnych osadów chemicznych, które mogą być przedmiotem eksploatacji (przedewszystkiem sól jezior słonych). Złoża solne w głębi ziemi są w przeważnej części takiego pochodzenia. Przytem jeziora, przez które przepływają rzeki, działają wybitnie oczyszczająco na ich wodę i regulująco na jej stan, gdyż zostaje w nich grubszy materiał okrucowy i męty, a prócz tego w razie wezbrania nadmiar wody, który w okresie obniżenia się jej poziomu w rzece, wyrównywa niedobór w dalszym biegu.

Powietrze jest także czynnikiem zarówno niszczącym, jak i twórczym, a działa jużto chemicznie (O , CO_2 , rozpuszczone w wodzie opadowej i wietrzenie), jużto mechanicznie. Prądy powietrza osadzają u nas w czasach dyluwjalnych less, który daje gleby tak cenne, jak „czarnoziem“; — w Azji środkowej tworzy się jeszcze obecnie. Wydm nadmorskie i śródlądowe powstają z piasku suchego, sypkiego i pozbawionego części ilastych, przytem niezbyt miękkiego i nie nadto grubego (średnica ziarn mniej więcej 0,1 mm

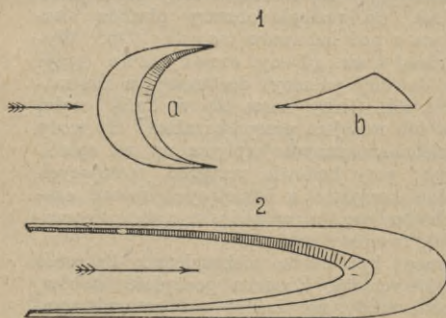


Fig. 11. Wydm. 1 — wydma sierpowa czyli barchan, 2 — wydma paraboliczna; a — widok z góry, b — przekrój poprzeczny, strzałka — kierunek działania wiatrów.

do 3—4 mm; t. zw. piasek lotny), którego ziarna wiatr toczy lub zlekka unosi. Nasze obszary śródlądowe z takimi piaskami lotnymi lub wydmami są związane genetycznie z utworami lodowcowymi czasów dyluwjalnych, albo z potężnymi dolinami rzek ówczesnych i dzisiejszych. Istnieją „wydm sierpowe“ („barchany“), zwrócone rogami w stronę, ku której wieją wiatry panujące, „wały wydmowe“, które mogą powstać ze zrosnięcia się wydm tego rodzaju (stok zwrócony pod wiatr panujący jest w tych wypadkach zawsze nachylony

zatakują odpływ wody, dają początek bagnetom itp., co u nas nieraz można widzieć. Ruchome wydmy i piaski pod wpływem wiatru poruszają się naprzód (t. zw. wydmy ruchome; szybkość 10—20 m w 1 roku), zasypując pola uprawne, lasy i osady ludzkie. Zamienia się je na wydmy ustalone, wbijając w ich powierzchnię gęsto paliki odpowiednio rozmieszczone, potem dając wydmię pokrywę roślin trawiastych, a wreszcie z odpowiednich krzewów i drzew. Jak zalesienie jest ostatecznym ustaleniem wydym, tak zniszczenie lasów na obszarach tego rodzaju stwarza nowe piaszczyiska i wydmy ruchome.

Świat organiczny spódziła nieraz z wodą i powietrzem (np. wietrzenie), ale prócz tego powoduje tworzenie się pewnych skał osadowych, jak rozmaite wapienie, niektóre skały kwarcowe, a przedewszystkiem węgle kopalne, między niemi torf. Torfowiska zasługują na uwagę nie tylko jako jedno z źródeł paliwa lub przy robotach meljoracyjnych. T. zw. torfowiska wysokie czyli wypukłe (u nas rzadkie), powstając przedewszystkiem z mchów rodzaju Sphagnum, z wrzosów itp., a właściwie obszarem z obfitszemi opadami i chłodniejszym klimatem (przeciwieństwem ich są pospolite torfowiska niskie na dawnych wodach stojących, zarośniętych trzcina, sitowiem itp.) bywają często nasycone, jak gąbka, wodą. To też zdarza się, że wzniesiona i przepojona masa torfiasta obrywa się i tworzy jakby rzekę mułu torfowego, która spływa wdół, szerząc spustoszenie (np. Irlandja). Nieraz nieostrożne nadcięcie torfowiska stawało się przyczyną katastrofy tego rodzaju. Zdarza się także, że w głębi torfowiska niskiego jest spory zbiornik wody, będący pozostałością jeziora, które zwolna uległo zarosnięciu z boków i wierzchem; czasem osadziły się później na torfie gliny, piaski itp. Woda, która w takim razie znajduje się w głębi pod wielkiem ciśnieniem, przy zbyt silnem obciążaniu powierzchni może rozerwać pokrywę, dobywając się z ogromną siłą (tak samo skutkiem dowieńczenia się do niej) i zalewając i niszcząc wszystko. Taki właśnie wypadek zaszedł przy wierceniu za wodą w Pile w r. 1893. Przy budowie dróg, zwłaszcza żelaznych, przez okolice torfiaste niekiedy można było zauważyć, że teren obniżył się w jednym miejscu, a podniósł w sąsiedztwie, co także daje się wytłumaczyć przedewszystkiem obecnością „poduszek wodnych“ tego rodzaju. Stąd wogóle wszelkie budowy, niemniej prowadzenie dróg, linii kolejowych itp. na obszarach takich nie są wskazane.

Czynniki wewnętrzne. Czynniki, powodującymi ruchy litosfery i zjawiska wulkaniczne, są siły, dla których początku trzeba szukać we wnętrzu samej ziemi.

Ruchy litosfery mogą być: orogeniczne, związane z procesami tektonicznymi, które powodują tworzenie się gór rozmaitego rodzaju i kontynentalne (epeirogeniczne), polegające na powolnem podnoszeniu się lub obniżaniu całych płatów skorupy ziemskiej. Te ostatnie są przyczyną wielkich transgresyj morskich, zjawisk abrazji (por. str. 10) itp.

Obszary z młodemi górami łańcuchowemi nieraz odznaczają się bardzo częstemi i ogromnie gwałtownymi trzęsieniami ziemi, które obejmują duże przestrzenie, rozchodząc się bardzo daleko (np. Japonja). Obszary takie nazywamy seismicznymi (południowe Włochy, Japonja itd.), a trzęsienia ziemi, związane ze świeżemi, względnie jeszcze odbywającemi się procesami tektonicznymi, noszą nazwę trzęsień tektonicznych (w odróżnieniu od lokalnych trzęsień zapadliskowych — Kras — lub wulkanicznych). Fale seismiczne wewnętrzne, rozchodzące się z t. zw. „ogniska“ („hipocentrum“) w głębi ziemi — zwykle kilka lub kilkanaście kilometrów pod powierzchnią, oraz powierzchniowe, które rozchodzą się dokoła „środką“ („epicentrum“) trzęsienia, bezpośrednio nad ogniskiem i poza środkiem, są główną przyczyną wstrząśnień, tworzących zjawisko (por. fig. 12). Przy dużej seismiczności jakiegoś obszaru buduje się — o ile to możliwe — tylko na podłożu z skały zwiezłej, zaś naj-

odpowiedniejszym materiałem jest drzewo (konstrukcje, używane od dawna w Japonji). Przy użyciu cegły lub kamienia, poszczególne kawałki muszą mieć powierzchnie przylegania dokładnie przystosowane; zaprawa jak najlepsza. Budynki odpowiednie — co najwyżej jednopiętrowe; jeżeli wyższe — to beton i żelazo; przytem os długości gmachu powinna odpowiadać kierunkowi uderzeń fal seismicznych, powtarzającemu się najczęściej. Mosty jedynie żelazne.

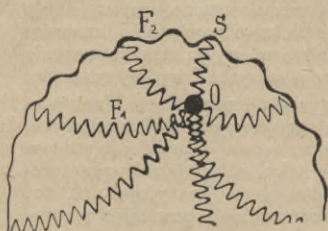


Fig. 12. Fale seismiczne. *O* — ognisko trzęsienia, *S* — środek, *F*₁ — fale seismiczne, idące z ogniska, *F*₂ — seismiczne fale powierzchniowe.

1:1500000

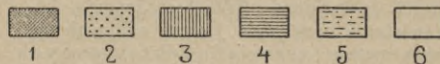


Fig. 13. Szkic mapki geologicznej części Podolia. 1 — warstwy sylurskie, 2 — w. dewońskie, 3 — w. jurajskie, 4 — w. kredowe, 5 — w. trzeciorzędne (miocen), 6 — w. dyluwjalne i aluwjalne.

Podział historyczny. Wszystkie zjawiska, o których była dotychczas mowa, wraz ze zmianami klimatycznymi, w świecie roślin i zwierząt itp., składają się na obraz dziejów ziemi czyli geologję historyczną. Dzielimy te dzieje na ery, perjody, epoki itd. Skąły, budujące litosferę, z którymi inżynier ma tak często do czynienia, powstawały w rozmaitych czasach, tworzą zatem odpowiadające erom — grupy, a perjodom — systemy, które dziela się na serje, piętra. Podział ten przedstawia tablica na str. 13.

Wiek geologiczny warstw określa się na podstawie znajdowanych w nich skamieniałości dawnych roślin i zwierząt.

Mapy geologiczne. Najlepszym, synoptycznym zobrazowaniem budowy geologicznej danego obszaru jest mapa geologiczna (przyczem pożądanę uzupełnienie jej przedstawia tekst objaśniający, który jest mniej lub więcej szczegółowem opisaniem geologicznem danej okolicy, ważniejszych punktów itp.). Mapy geologiczne, okazując rozmieszczenie skał na danym obszarze, uwzględniają ich podział przedwzyskiem na wybuchowe i osadowe, a dla tych ostatnich według wieku czyli, jak mówimy „stratygraficzny“ (stratygrafia = część geologii, zajmująca się wiekiem geologicznym skał osadowych litosfery). Pouczają one przy-

tem nie tylko, jakie skały znajdują się w pewnej okolicy, ale także wprost i bezpośrednio o jej tektonice (pod tym względem w szczegółach często uzupełniają mapę dołączone do niej profile; por. str. 1).

Podział historyczny:

Grupy	Systemy	Serje i piętra ¹⁾
Kenozoiczna	Czwartorzędny	Aluwjum Dyluwjum albo plejstocen
	Trzeciorzędny	Neogen { Pliocen Miocen
Paleogen { Oligocen Eocen		
Mezozoiczna	Kredowy	Górna kreda { Senon Turon Cenoman
		Dolna kreda { Gault (Albien) Neokom ²⁾
	Jurajski	Górna czyli biała jura albo malm Średnia czyli brunatna jura albo dogger Dolna czyli czarna jura albo lias
	Triasowy	Kajper z retem Wapień muszlowy Pstry piaskowiec
Paleozoiczna	Permski (dias)	Górny perm Dolny perm
	Karboński albo węglowy	Górny karbon Dolny karbon
	Dewoński	Górny dewon Średni dewon Dolny dewon
	Sylurski	Górny sylur Dolny sylur
	Kambryjski	Górny kambr Średni kambr Dolny kambr
Eozoiczna albo algonkiańska		
Archaiczna		

¹⁾ Podział na piętra podany tu tylko dla najmłodszych systemów.²⁾ Zamiast jednego piętra neokomskiego przyjmują dzisiaj zazwyczaj kilka pięter.

Wiek skał oznacza się zw. barwami, odmiennymi dla skał wybuchowych i dla poszczególnych systemów skał osadowych (zazwyczaj skały wybuchowe — kolor czerwony, trias — fioletowy, jura — niebieski, kreda — zielony, trzeciorzęd — żółty, aluwjum — biały itd.), których rozmaite odcienia odpowiadają poszczególnym serjom, piетrom itp., jaśniejsze młodszym, ciemniejsze starszym. Dla uniknięcia pomyłek stosuje się obok barw litery, cyfry itp.

Na mapach w większej skali oznacza się za pomocą osobnych znaków nachylenie i bieg warstw (+ — warstwy ułożone poziomo, \angle — linijka określa bieg warstw, strzałka do niej prostopadła kierunek nachylenia, liczba nad strzałką wielkość nachylenia w stopniach; \updownarrow — bieg warstw ułożonych pionowo,



Fig. 14. Szkic mapki geologicznej okolicy Karpat na wsch. od Sanoka. 1 — warstwy kredowe (t. zw. inoceramowe), 2 — eocen (pstre ily i t. zw. warstwy górno-hieroglifowe), 3—4 — oligocen (3 — t. zw. łupki menilitowe i piaskowce ciężkowickie, 4 — t. zw. piaskowce skorupowe, leżące na warstwach 3). \blacktriangle kopalnia nafty.

por. fig. 14), zaś za pomocą ostro wyróżniających się linii — uskoki (por. fig. 15) itp. Tektonikę w ogólnych zarysach można jednak z każdej mapy geologicznej wprost odczytać ze sposobu rozmieszczenia warstw geologicznych. Jeżeli na większym obszarze starsze warstwy odsłaniają się tylko w dolinach rzek, z ich biegiem w dół coraz dawniejsze, to w tem mamy wskazówkę że warstwy leżą poziomo, a więc prawdopodobnie jest to obszar płytowy (np. Podole, fig. 13). Fałdy zwracają na siebie uwagę jako długie smugi barwne, niezależne od biegu rzek, w pewnym porządku po sobie następujące i powtarzające się, przyczem warstwy starsze odpowiadają siodłom (tworząc rdzeń siodła otwartego, por. str. 1), warstwy młodsze łękom (fig. 14). Uskoki przy ułożeniu warstw poziomem powodują stykanie się wzdłuż pewnej linii ostro zaznaczonej warstw nieraz znacznie różniących się wiekiem; jeżeli warstwy są nachylone, pofałdowane itp., to uskok, ciągnąc się z ich biegiem, zaznacza się, jak poprzednio (uskok podłużny), zaś przecinając się z kierunkiem biegu (uskok poprzeczny), powoduje przesunięcie się wzdłuż odpowiedniej linii wszystkich warstw, a więc smug barwnych (fig. 15).

Mapy geologiczne mogą być trojaki: odkryte, na których nie uwzględnia się warstw najmłodszych — dyluwjalnych i aluwjalnych, za-

kryte, które przedstawiają także najmłodszą pokrywę, a warstwy starsze tylko tam, gdzie się z pod niej istotnie odsłaniają, i wpółodkryte, uwzględniające aluwjum i dyluwjum wyłącznie, gdzie te najmłodsze warstwy są dobrze rozwinięte na większych przestrzeniach. Oczywiście karty zakryte — to są mapy szczegółowe, w odpowiedniej dużej skali. Najczęściej używane mapy geologiczne są wpółodkryte.

Praktyczne znaczenie geologii. Wiadomości tak szczupłe, jak te, które tutaj podano, a nawet znacznie obszerniejsze, mogą być dla inżyniera tylko punktem wyjścia do zorientowania się ogólnego; w ogromnej większości wypadków potrzebna jest opinia geologa fachowca, oparta na metodycznym zbadaniu, wiedzy dokładnej i odpowiedniej praktyce. Jak jednak w każdym razie widać, że geologia oddaje nieraz duże usługi inżynierji praktycznej,

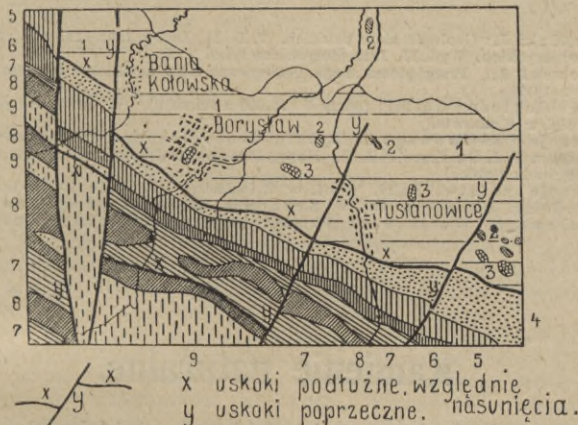


Fig. 15. Mapka geologiczna Borysławia i okolicy. (Wedł. Kropczka z podr. Friedberga.) Od 1—9 warstwy coraz starsze. 1 — dyluwjum, 2 — miocen, 3—5 — oligocen, 6—7 — eocen, 8—9 — kreda (3 — zlepienie truskawiecki, 4 — warstwy dobrotowskie, 5 — łupki menilitowe, 6 — warstwy z Popiel, 7 — warstwy górno-hieroglifowe, 8 — piaskowiec jamneński czyli bryłowy, 9 — warstwy inoceramowe.)

tak z drugiej strony trzeba zaznaczyć, że i naodwrot — wiedza geologiczna zawdzięcza wiele praktyce technicznej i inżynierom. Kopalnie, tak samo przekopy, tunele, nawet zwykle łomy kamienia, wiercenia itp. dostarczają mnóstwa cennych danych, z których korzysta geolog. To też inżynier powinien pilnie baczyć na wszelkie zjawiska, pozostające w związku z geologją, a spotykane na drodze praktyki technicznej. Gromadząc przy sposobności robót swoich okazy skał, skamieniałości, prowadząc sumiennie notatki, szkicując profile odkrywek naturalnych, które znajduje w przyrodzie, czy też sztucznych, które sam robi, prowadząc zawsze dziennik i zestawiając systematycznie próbki dla każdego wiercenia, mierząc — o ile możliwa — temperatury, spotykane w głębi itd., a o każdym wypadku ciekawszym podając wiadomość geologom, utrwała związek między nauką inżynierji i geologją ku pożytkowi zarówno jednej, jak i drugiej. Państwowy Instytut geologiczny w Warszawie chętnie gromadzi materiał geologiczny, zdobywany pracą inżynierów, a obok niego mogą spełniać tę rolę także zakłady geologiczne naszych Szkół Wyższych.

* * *

LITERATURA.

- Friedberg W.: Zasady geologii. Warszawa, Arcet 1923.
 Neumayr M.—Morozewicz J. etc.: Dzieje ziemi. T. I—II. Warszawa 1906—1908.
 Wyd. 2. T. I. 1912.
 Niedźwiedzki J.: O sposobie występowania i jakości wody w podziemiu, w źródłach, rzekach i jeziorach. Wiedeń 1915.
 Haug E.: Traité de géologie. T. I—III. Paryż 1907.
 Lapparent de A.: Traité de géologie. T. I—III. Wyd. 5. Paryż 1906.
 Höfer-Heimhalt: Grundwasser und Quellen. Braunschweig 1920.
 Kayser E.: Lehrbuch der Geologie. T. I—IV. Wyd. najnowsze (dotychczas 3 tomy).
 Stuttgart 1923.
 Keilhack K.: Grundwasser und Quellenkunde. Berlin 1912.
 Keilhack K.: Lehrbuch der praktischen Geologie. T. I—II. Stuttgart 1921—1922.
 Stiny J.: Technische Geologie. Stuttgart 1922.
 Tornquist A.: Geologie. I. Teil. Allgemeine Geologie. Leipzig 1916.
 Wilser J.: Grundriß der angewandten Geologie. Berlin 1921.

* * *

- Siemiradzki J.: Geologia ziem polskich. T. I—II. Lwów 1903—1909. Wyd. Mus. im.
 Dzieduszyckich. Wyd. II. 1922 (dotychczas tylko T. I).
 Grzybowski J.: Przeglądowa mapa geologiczna ziem polskich z tekstem etc. War-
 szawa 1912.
 Atlas geologiczny Galicji (mapy 1 : 75,000 z tekstem). Wydawn. Akademii Umie-
 jętności w Krakowie.
 Publikacje Państwowego Instytutu Geologicznego w Warszawie. (Sprawozdania P. I. G., Prace P. I. G., Mapy, Posiedzenia Naukowe P. I. G., Bibliografia
 geologiczna Polski.)
 Publikacje państw. Zakł. geol. w Wiedniu, Berlinie i Piotrogradzie.
 Akademii Umiejętności w Krakowie, Warszawskiego Towarzystwa
 naukowego, Warszawski Pamiętnik Fizjograficzny, Kosmos itd.

Kamienie naturalne.

I. Wybuchowe skały głębinowe (plutoniczne).

Granit. Gł. skl. min.¹⁾: Ortoklaz, kwarciec i łyszczyk (muskowit — jasny, biotyt — ciemny); bud.²⁾ krystalicznie-ziarnista; barwa zależnie od ortoklazu i łyszczyku — szara lub czerwona, jaśniejsza lub ciemniejsza; T.³⁾ znaczna (6—6,5 według skali Mohsa); c. w.⁴⁾ 2,6—2,7; wytrz. na ciśn.⁵⁾ średnio 1500 kg/cm², przekracza jednak czasem 2000 kg/cm² lub spada niżej 600 kg/cm²; wytrz. na zg.⁶⁾ średnio około 130 kg/cm; wytrz. na rozciąg.⁷⁾ średnio 30 kg; ścieraln.⁸⁾ przeciętnie około 20 g; porow.⁹⁾ w % objęt. 2,5. Różne odmiany.

Najważniejsza z skał wybuchowych, używanych technicznie. Zawdzięcza to znacznej wytrzymałości zarówno na czynniki mechaniczne, jak i atmosferyczne, dalej temu, że daje się dokładnie obrabiać i polerować, barwie często przyjemnej dla oka, wreszcie okoliczności, iż należy do skał nierzadkich i nieraz znajduje się w masach potężnych. W budownictwie używany na fundamenty i mury cokołowe, na kolumny, schody, płyty do licowania murów itp. Przy budowie dróg na mury oporowe, jako materiał szutrowy itd.; na kostki uliczne i płyty chodnikowe. W budowlach wodnych używany na filary mostowe, mury nadbrzeżne. Z powodu małej porowatości nie nadaje się na mury nadziemne; za to bardzo ceniony na pomniki itp.

W Polsce poza granitem, znajdującym się jako materiał erratyeczny, używany nieraz na tłuczeń i bruk nie kostkowy, mamy granity na Wo-

¹⁾ Główne składniki mineralne; ²⁾ budowa; ³⁾ twardość; ⁴⁾ ciężar właściwy; ⁵⁾ wytrzymałość na ciśnienie; ⁶⁾ wytrzymałość na zginanie; ⁷⁾ wytrzymałość na rozciąganie; ⁸⁾ ścieralność; ⁹⁾ porowatość.

lyniu i przedewszystkiem w Tatrach. Granit tatrzański, barwy szarej, z ogromną przewagą oligoklazanu nad ortoklazem, przy wytrż. na ciśn. dochodzącej, a nawet przekraczającej 1500 kg/cm^2 , posiada ścieralność do $22,9 \text{ g}$, porowatość 2—2,4, przewyższa zatem pod względem swych własności niedenergranit obcy, używany do celów technicznych, a nawet ceniony. Na cios, na materiał brukowy i szuter na drogi nadaje się bardzo dobrze. Nieznaczna wsiąkliwość jest u niego poniekąd gwarancją odporności na wietrzenie.

Sienit. Gł. skł. min.: ortoklaz i amfibol (hornblendy); bud. krystalicznie-ziarnista; c. w. 2,7—2,9; wogóle co do swych własności zbliża się do granitu i jest tak samo używany, ale spotyka się go rzadziej i nigdy w tak wielkich masach, jak granit.

Dioryt. Gł. skł. min.: plagioklaz, amfibol (czasem kwarciec); bud. krystalicznie-ziarnista; barwa czarno-biała; T. 5—6; zresztą mniej lub więcej zbliżony do granitu. Użytek także podobny, zwłaszcza na pomniki i do budownictwa ozdobnego.

II. Wybuchowe skąły wylewne (wulkaniczne).

Porfiry. Gł. skł. min. i bud.: jednostajna, ortoklazowo-kwarcowa masa zbita (ciasto skalne) i w niej rozrzucone większe kryształki ortoklazanu i kwarcu (porfir kwarcowy), albo w masie zbitej, przeważnie ortoklazowej, kryształki ortoklazanu, amfibolu, czasem biotyty (porfir sienitowy); barwa skąły często mniej lub więcej czerwona, czasem ciemnoszara itp.; T. znaczna; c. w. 2,6 (średnio). Wytrż. na ciśn. często przekracza 2000 kg/cm^2 , ścieralność średnio niżej 20 g . Porfiry kwarcowe zwykle pod jednym i pod drugim względem przewyższają sienitowe. Zastosowanie, jak granitu, zwłaszcza na kostki brukowe, tłuczeń (szuter) itp.

W Polsce mamy porfiry w ziemi Krakowskiej — w Miękini koło Krzeszowic i na południu w Zalasiu, Frywałdzie, Sankach; znane zdawna i cenione jako materiał na kostki (Kraków itd.) i na drogowy tłuczeń. Barwa porfiru miękińskiego brudno-czerwona, w Zalasiu, Sankach itd. ciemno-szara z odcieniem zielonkawym, czerwonym itp. Wytrż. na ciśn. skąły miękińskiej około 2000 kg/cm^2 , ścieralność dochodzi 20 g i więcej, porowatość w % objętości przeszło 2.

Trachit. Gł. skł. min. i bud. podobne, jak w porfirze sienitowym (w cieście skalnym nieco szkliwa), jednak większa porowatość, skutkiem tego skąły zazwyczaj szorstka w dotknięciu i o mniejszym c. o.¹⁾ (lżejsza). Barwa jasno-szara. Wytrż. na ciśn. najcz. ok. 1000 kg/cm^2 , ścieralność zwykle dosyć znaczna, większa niż granitów i porfiru. Niekiedy bardzo dobry materiał ciosowy dzięki wytrzymałości z jednej, porowatości, a więc także i lekkości z drugiej strony (użyto go np. przy budowie tumu w Kolonji).

Andezyt. Gł. skł. min. i bud.: Jednostajna masa zbita, zawierająca mikroskopowe kryształki plagioklazanu, amfibolu, biotyty, nieco szkliwa; w niej większe kryształki przedewszystkiem plagioklazanu, amfibolu; porowatość mniej więcej, jak w skale poprzedniej; barwa szaro-jasna, czasem ciemna. C. o. także, jak w trachitach, zależnie od stopnia porowatości. Wytrż. na ciśn. często znaczna do 2000 kg/cm^2 i wyżej. Ścieralność waha się w szerokich granicach. Skąły nierządka, uż., o ile posiada odpowiednie własności, na kostki brukowe, tłuczeń itp.

Polska ma andezyty odpowiednie dla celów technicznych w okolicy Pienin (Wzaru i okolica, okolice Krościenka, Bryjarka pod Szczawnicą). Ich wytrż. na ciśn. wyjątkowo spada niżej 1000 kg/cm^2 , przeważnie przekracza 2000 kg/cm^2 (Bryjarka 2120 , czarna odmiana Wzaru 2720 kg/cm^2), ścieralność około 30 g , spada w czarnej odmianie Wzaru niżej 20 g . To też

¹⁾ Ciężar objętościowy.

andezyt szczawnicki, a zwłaszcza czarny z Wzaru przedstawiają dobry materiał na kamień brukowy i tłuczeń; odmiana wżarska mogłaby dostarczać nawet wybornych kostek, o ile nie stanie temu na przeszkodzie szczelino-
watość skały.

Diabaz. Gł. skl. min.: Plagioklaz, augit; bud. krystaliczna, zwykle drobnoziarnista; barwa czarniawa, często z odcieniem zielonawym (t. zw. zielenice); c. w. 2,8—3. Wytrż. na ciśn. zwykle około 2000 kg/cm^2 . Używany na kostki brukowe itp., niekiedy nawet w kamieniarstwie zdobniczym (t. zw. czarny granit z Kristianstad w Szwecji).

Na ziemiach polskich na Niedźwiedziej Górze pod Krzeszowicami z wytrż. na ciśn. 2350 kg/cm^2 , z ścieraln. około 25 g.

Melafir. W jednostajnej masie zbitej, plagioklazowo-augitowej, z szkliwem i zwykle z oliwinem, rozrzucone większe kryształy przede wszystkim plagioklazu, często augitu; nieraz z licznymi próżniami lub „migdałowcowy“ (próżnie, wypełnione przez pewne minerały). Czarniawy, często z odcieniem brunatnym lub zielonawym. C. w. około 2,7. Wytrż. na ciśn. zwykle znaczna, około 1000 kg/cm^2 . Dostarcza materiału przede wszystkim do budowy dróg itp.

W Polsce — w ziemi Krakowskiej (Tenczynek, Alwernja, Regulice). Alwernjański ma c. o. 2,62, wytrż. na ciśn. 1260 kg/cm^2 ; regulicki wyt. na ciśn. przeszło 1500, ścieraln. dosyć znaczna.

Bazalt. Zw. w jednostajnej masie zbitej, złożonej z plagioklazu, augitu, magnetytu i szkliwa, rozrzucone większe kryształy przede wszystkim oliwinu i augitu, także plagioklazu itp. Barwa czarna. C. w. znaczny, około 3. Wytrż. na ciśn. bardzo wielka, dochodzi do 3000 kg/cm^2 , ścieralność nieduża, to też w praktyce technicznej bardzo uż. jako ciężki cios oporowy, do tam, obudowy brzegów przed falami, na drobne kostki brukowe, tłuczeń drogowy itp. Skała stosunkowo pospolita (odmiana ziarnista, t. zw. doleryt, z wytrż. na ciśn. mniejszą, około 800 kg/cm^2).

W granicach Rzeczypospolitej na Wołyniu, w okolicy Równa (Berestowiec), bazalt oddawna dobywany i używany do celów technicznych, z wytrzymałością na ciśnienie znacznie przekraczającą 1000 kg/cm^2 . Służy jako materiał tłuczniowy, do wyrobu drobnych kostek brukowych itp. W ostatnich czasach znaleziono bazalt także w ziemi Kieleckiej, we wsi Widelki i k. Łagowa. Skałą pokrewną bazaltowi jest cieszynit w Zachodnim Beskidzie śląskim i małopolskim.

Pumeks jest odmianą gąbczasta pewnych skał wulkanicznych. Jasno zabarwiony, odznacza się znaczną lekkością, a wiążąc się dobrze z zaprawą, nadaje się znakomicie do budowy sklepień (np. kopuła Św. Zofji w Konstantynopolu) itp.; prócz tego ma zastosowanie jako kamień szlifierski.

Lawy dzisiejszych wulkanów są współczesnymi trachitami, andezytami, bazaltami itp. Wytrż. na ciśn. przekracza u nich nieraz nawet 500 kg/cm^2 ; c. o. często nieduży, około 2, z powodu większej lub mniejszej dziurkowości. Dostarczają materiału do budowy dróg, na zwykły cios itp., a odznaczając się nieraz lekkością — na cios do budowy sklepień i murów wewnętrznych.

Tufy wulkaniczne (trachitowe, andezytowe, bazaltowe itp.). Powstają z popiołów wulkanicznych, których cząstki uległy spojeniu itp. Najczęściej szare, jaśniejsze lub ciemniejsze, odznaczają się silną porowatością, a w związku z tem i c. o. niedużym, około 1,6. Używane — przy odpowiedniej wytrzymałości na ciśnienie, dochodzącej nieraz 150 kg/cm^2 — jako lekki cios (np. „peperino“ okolic Rzymu, także t. zw. „tras“ niemiecki itd.), w innych wypadkach (jako dodatek hydrauliczny) do wyrobu zapraw hydraulicznych (ziemia puzzolanowa, santorynowa, tras) i sztucznego, lekkiego kamienia budowlanego. (T. zw. tufy porfirowe okolicy Krakowa są przede wszystkim produktem wietrzenia tamtejszych skał wybuchowych).

III. Łupki krystaliczne.

Gnejs. Gł. skł. min. i bud., jak granitu, ale przy mniej lub bardziej wyraźnej łupkowatości. Barwa itd. także jak w granicie. W odmianach z łupkowatością bardzo nieznaczną wytrż. na ciśn. itp. zbliżone do tych własności granitu; w gnejsach wybitnie łupkowych wytrzymałość w kierunku równoległym do łupkowatości znacznie mniejsza, niż w kierunku prostopadłym. To też i zastosowanie techniczne gnejsów ograniczone. Używany często do budowy dróg, odpowiednio łopliwy nawet na płyty chodnikowe itp. Skała pospolita, jak granit. W Polsce nieduże partje gnejsów w Tatrach.

Łupek łyszczkowy, zbliżony do gnejsu, ale składający się tylko z kwarcu tudzież łyszczyku ma i zastosowanie techniczne podobne, zwłaszcza w odmianach bogatych w kwarciec. Z innych łupków krystalicznych, jak **Łupek talkowy**, **amfibolowy** itd. zasługuje na uwagę, ze względu na znaczenie techniczne, przedewszystkiem

Fylit. Gł. skł. min., jak w łupku łyszczkowym, ale mikroskopowo drobne; skutkiem tego skała przedstawia się jednolicie, z bardzo wybitną łupkowatością. Barwa szara, często zielonawa lub wiśniowa, powierzchnia naturalna płytek zawsze mniej lub więcej lśniąca. T. niekiedy znaczna (5. stopnia), waha się w dużych granicach, zależnie od zawartości kwarcu itp. Niektóre fylity dają wyborny łupek dachówkowy, płyty parapetowe itp. (np. w Ardenach francuskich nad Mozą), odmiana w Ardenach belgijskich, tworząca wśród fylitu zwykłego cienką warstwę białą z bardzo licznymi, mikroskopowymi ziarnami granatu, jest używana jako ceniony „belgijski” kamień szlifierski.

Wśród łupków krystalicznych znajdują się nieraz kwarcyty i większe masy serpentynu.

Kwarcyt skł. się z kwarcu, często z przymieszką łyszczyku (muskowitu) itp.; bud. krystaliczna; barwy zw. jasne; T. bardzo znaczna (7. stopnia = T. kwarcu); c. w. ok. 2,6. Wytrż. na ciśn. (u kwarcytów nie popekanych) duża, ścieralność — wobec wielkiej twardości — bardzo mała. Dobry materiał drogowy i na cios do budowli wodnych, służy do wyrobu materiałów ogniotrwałych (np. pokruszony i z małą domieszką gliniastą na okładziny pieców Bessemerowskich), a w odmianach czystych do wyrobu szkła, w odmianie t. zw. „łupku kwarcytowego” na płyty hutnicze itp. Nie łączy się z zaprawami.

Serpentyn skł. się przedewszystkiem z minerału tej nazwy. Barwy ciemno-zielonej, zw. w czarne plamy i żyłki. C. w. około 2,6. Wytrż. na ciśn. około 800 kg/cm^2 . Miękki i łatwo obrabialny daje się dobrze polerować. Odmiana z żyłami i wpryśnięciami kalcytu = ofikalcyt. Z serpentynu czystego robi się rozmaite przedmioty ozdobne, wazy, świeczniki itp.; ofikalcyt używany w architekturze na okładziny ścian itp., jak marmur, tylko wewnątrz.

IV. Skały osadowe.

Łupek ilowy. Gł. skł. min.: cząstki ilaste, okruchy ortoklaz, kwarcu, łuseczki łyszczyku; łupkowatość. Barwa ciemno-szara, czarna, zielonawa, czerwona itp. Naturalna powierzchnia mniej lub więcej matowa (por. fylit). T. nieduża (około 3). C. o. około 2,6. Wytrż. na ciśn. $600-700 \text{ kg/cm}^2$, na zg. około 350 kg/cm^2 . Używany jako łupek dachówkowy, materiał na płyty do stołów w pracowniach i fabrykach chemicznych, na tabliczki itp.; przy gęstem, równoległym splekaniu dostarcza rysikow. Łupek dachówkowy nie powinien nasiąkać wodą, nie może zawierać pirytu, daje się łatwo nawiercać, powinien mieć barwy — o ile możliwe — ciemne.

Piaskowce składają się z okruchów kwarcu, zwykle z łuseczkami łyszczków itd., tudzież ze spoiwa, które może być wapienne, margłowe, ilaste, kwarcowe itp. (piaskowce wapniste, margliste, ilaste, kwarcytowe). T. rozmaita, u piaskowców kwarcytowych 7. C. o. najczęściej 2,0—2,6,

porowatość nieraz 10—20%, niekiedy nawet 30%; odpowiednia nasiąkliwość. Wytrż. na ciśn. waha się w szerokich granicach, od bardzo znacznej u piaskowców kwarcytowych i znacznej u piaskowców wapienistych ze spoiwem obfitem, do bardzo małej w wielu piaskowcach ilastych; średnio około 500 kg/cm^2 . Piaskowce przedstawiają jeden z najbardziej rozpowszechnionych materiałów budowlanych, stąd i znaczenie ich bardzo duże.

W Polsce mamy piaskowce znane i technicznie używane w ziemi Kieleckiej i Radomskiej (np. piękne, czerwone piaskowce wieku triasowego — Zagnańsk, Suchedniów itd., z wytrż. na ciśn. przekraczającą nieraz 1000 kg/cm^2 , zdawna używany i bardzo ceniony dla celów rzeźby architektonicznej biały piaskowiec szydlowiecki z wytrż. na ciśn. około 700 kg/cm^2), dalej w Karpatach (piask. godulski w Beskidzie zachodnim, jamneński na wsch. od Sanu — z wytrż. na ciśn. około 1200 kg/cm^2 , ale z ścieralnością przeszło 35 g — materiał bardzo dobry na cios, tudzież mniej spójny piaskowiec ciężkowiecki, magórski, krośnieński, piaskowiec strzałkowy w Świętosławiu k. Skolego — z wytrż. na ciśn. ok. 1900 kg/cm^2 , z ścieralnością około 26 g — używany na kostki brukowe), wreszcie na Podolu i Opolu podolskiem (dewoński, mniej lub więcej czerwony piaskowiec trembowelski na płyty chodnikowe, oselki itp.; tego samego wieku szary piaskowiec tarnopolski na cios, z wytrż. na ciśn. wyżej 800 kg/cm^2 , trzeciorzędny, jasno-szary piaskowiec kwarcytowy w Wiszence na płu. i w Suchodole na pld. od Lwowa, używany na krawężniki i kostki).

Zlepieniec (z otoczków), **druzgot** (z bryłek krawędzistych). Skąły, tutaj należące, są złożone ze spojonych z sobą części rozmaitych, nieraz wapieni itp. Spoiwo, tak samo jak w piaskowcach, rozmaite. Barwa, T. i c. w. i o. bardzo zmienne. Przy odpowiedniej wytrż. na ciśn. mogą dostarczać ciosu itp., niekiedy kamieni młynskich. O ile dają się obrabiać, polerować i okazują ładne zabarwienie, są używane jako t. zw. marmury pod rozmaitymi nazwami, np. znajdujący się w Pirenejach „grand antique“ i włoski „pavonazzo“ lub „brocatello“.

Nasz marmur „zygmuntówka“ w okolicy Kielc jest także zlepiencem.

Wapień. Ca CO_3 , nieraz z domieszką dolomitu, części ilastych, bitumicznych itd.; bud. ziarnisto-kryształiczna, albo zbita lub wreszcie drobno-okruchowa (w ostatnim wypadku zwykle z cząstkami piaseczystymi; calcuire grossier okolic Paryża). Barwa rozmaita. T. około 3. C. w. 2,6—2,8 zależnie od domieszek; c. o. waha się w dużych granicach, w związku z większą lub mniejszą porowatością lub nawet dziurowatością. Wytrż. na ciśn. u wapieni krystalicznych i zbitych często wyżej 1000 kg/cm^2 , u wapieni drobno-okruchowych zwykle znacznie mniejsza, około 300 kg/cm^2 ; tak samo ścieralność dla dwóch pierwszych rodzajów około 70 g , dla ostatniego około 150 g . Użytek bardzo wszechstronny — na cios, kamień ozdobny, materiał rzeźbiarski, do wypalania wapna itd. Marmurami nazywa się przedewszystkiem wapienie krystaliczne, zwykle jednak także zbite, dające się polerować i ładnie zabarwione; pod wap. muszlowym, koralowym, litotamniowym itd., rozumie się wapienie, złożone przeważnie z resztek tych organizmów, pod kredą wapienie łatwo rozciealne, często złożone przeważnie z mikroskopowych skorupki otwornie. Szczególny gatunek wapieni mniej lub więcej dziurowatych: martwice wapienne i trawertyn, dostarczają wyborne ciosu lekkiego.

Na ziemiach Rzeczypospolitej liczne gatunki tej skały. Znane są zabarwione rozmaicie, ale niezbyt żywo marmury kieleckie, między niemi bardzo ciemno-brunatny „marmur kajetanowski“, dalej w ziemi Krakowskiej piękny, czarny „marmur dębnicki“; „wapień pińczowski“, zdawien dawna używany u nas i bardzo ceniony do celów architektonicznych (wytrż. na ciśn. przeszło 80 kg/cm^2), może być zaliczony do wapieni drobno-okruchowych, tak samo kamień mikołajowski okolicy Lwowa i inne podobne na Podolu, używane w budownictwie (wytrż. na ciśn. około 100 do 200 i więcej kg/cm^2); bardzo

dobry materiał przedstawiają wapienie litotamniowe, pospolite w naszym trzeciorzędzie; wreszcie w górnej jurze mamy rozmaite wapienie zbite w Krakowskim i Kieleckim; w Tatrach „wapienie numulitowe“; wapienne są skalice pienińskie; na Podolu, obok szarych, koralowych i muszlowych wapieni sylurskich, znajdują się w okolicy Niżniowa zbite wapienie jurajskie, a w systemie kredowym warstwy kredy w okol. Złoczowa, Oleska, także dalej na płn. na Wołyniu itd.

Dolomit, $\text{Ca Mg}(\text{CO}_3)_2$. Z wyglądu zupełnie podobny do wapienia, nie burzy się jednak na zimno z kwasami, jest twardszy (T. 3—4) i cięższy (c. w. dochodzi do 2,9). Względem czynników atmosferycznych znacznie oporniejszy od wapienia; wytrzymałość na ciśnienie dochodzi 1200 kg/cm^2 i więcej. Nieraz używany jako dobry cios, zwłaszcza dolomit dziurawaty; także w hutnictwie żelaznym jako dodatek, a po wypaleniu jako wykładzina pieców Thomasa itp.

U nas na wyżynie kielecko-sandomierskiej, w Krakowskim i na Śląsku, tudzież w Tatrach.

Gips, $\text{Ca SO}_4 + 2\text{H}_2\text{O}$. Jako skała zw. krystalicznie ziarnisty albo zbity; czasem włóknisty. Barwy białej itp. lub rozmaicie żółkowany. Mała twardość (T. około 2) i stosunkowo łatwa rozpuszczalność w wodzie (1 : 420). Wytrż. na ciśn. do 100 kg/cm^2 i wyżej. Służy do otrzymywania gipsu palonego, a w odmianach barwy pięknie białej lub ładnie żółkowanej itp. (t. zw. alabaster) w architekturze jako kamień dekoracyjny; także do wyrobu waz, urn itd. Skała nierzadka.

W Polsce: w kotlinie nadnidziańskiej, na Podkarpaciu (w formacji solnej), tudzież na Podolu, Opolu podolskim i Pokuciu; obok gipsu zwykłego także odmiany szlachetne (alabaster).

Margiel. Mechaniczna mieszanina bardzo drobnych cząsteczek ilitu i wapienia (margiel wapienny), dolomitu (margiel dolomitowy) lub gipsu (margiel gipsowy). Zwykle spotyka się margle wapienne. Zawierają 20—60% ilitu; odpowiednio do zawartości wapienia margle ilaste i wapniste. Przy większej ilości wapienia niż 70—80% mówimy już o wapieniach marglowych. Margle ilaste do wyrobu kafli, garnków itp.; niektóre wapniste wprost do wyrobu cementu, inne dopiero po dodaniu odpowiedniej ilości ilitu lub wapienia. Margiel napojony wodą nie przepuszcza jej dalej. Skała pospolita. Pewne margle nasze górno-kredowe nazywają opoką; opoka kazimierzowska służy do robót regulacyjnych wzdułuż Wisły, a nawet użyto jej jako ciosu przy budowie „spichrzów“ i zamku w Kazimierzu.

Iły, gliny, less. Ił skł. się z drobniutkich cząsteczek kaolinu, zw. z domieszką cząstek kwarcu, łuseczek łyszczki jasnego itp. Barwa rozmaita. Zupełnie czysty tworzy t. zw. „glinę porcelanową“ i odznacza się ogniotrwałością. Zanieczyszczony przedstawia rozmaite iły i gliny zwyczajne; przy małej domieszce ilitu ogniotwale, przy większej garncarskie, strycharskie (ceglańskie) itp. Suchy ilt pochłania do 70% wody; raz napojony nie przepuszcza jej dalej. Iły bez domieszki części piaszczystych nazywają się tłustymi, z piaskiem — chudymi. Zabarwione żółto wodorotlenkiem żelaza naz. zwykle glinami. Less jest iltym, zawierającym 50—70% drobniutkich cząsteczek kwarcu i zw. około 20% wapienia; nie okazuje uwarstwienia, jako osad powietrzny; zwykle zawiera konkretne wapniste rozmaitego kształtu. Ił jest szczególnie ważnym składnikiem gleby. Przy robotach inżynierskich trzeba się liczyć z tem, że iły, napojone wodą, mogą powodować usuwiska, a pozbawione oparcia same łatwo przechodzą w stan ruchu. To też iltu lub materiału silnie ilastego nie można używać do budowy nasypów kolejowych itp. Skała pospolita.

Iły ogniotwale mamy u siebie w wielu miejscach, np. w Krakowskim (Grojec, Mirów), w Radomskim (Ćmielów), w Będzińskim (k. Mierzęcie), w ziemi Czerwieńskiej (Potylicz, Siedliska) itd.

Do skał technicznie ważnych należą wreszcie **Żwiry, gruz** itp., używane przy odpowiedniej twardości itd. jako t. zw. szuter, inaczej szaber i

Piasek, który, jeżeli jest odpowiednio czysty, może służyć do fabrykacji szkła, zresztą do zapraw murarskich, do nasypów itp.

V. Techniczne własności ogólne kamieni rodzimych.

Wytrzymałość mechaniczna zależy od składu mineralogicznego i budowy oraz stopnia wilgoci. Obciążenie bezpieczne, dozwolone przez przepisy budowlane Ministerstwa Robót publicznych na ciśnienie (ciosy podporowe), wynosi dla skał plutonicznych i wulkanicznych 65 kg/cm^2 , dla wapieni i dolomitów 30 kg/cm^2 , dla piaskowców 25 kg/cm^2 , odpowiednie liczby dla filarów i sklepień $45-25-20 \text{ kg/cm}^2$, dla smukłych filarów $30-15-10 \text{ kg/cm}^2$. (Por. też część V. Podręcznika inż.)

Trwałość skał stanowi o odporności ich na działanie czynników atmosferycznych (wietrzenie). Początek wietrzenia zaznacza się najczęściej odbarwieniem zewnętrznej warstwy, poczem następuje rozpadanie się. Czynniki, powodującymi wietrzenie, są: woda, mróz, świat organiczny. Najbardziej odporne są skały zawierające krzemionkę. Łyszczyk jasny czyli muskowitz jest wogóle odporny na działanie czynników chemicznych, lecz pod wpływem mrozu rozpada się. Piaskowce w stanie wilgotnym ujawniają $\frac{2}{3}$ swojej wytrzymałości normalnej.

Twardość skał jest rozmaita i mierzy się skalą Mohsa. Twardość przeciętna niektórych kamieni jest: grafit 1—2; lupek, gips zwykły 1—2; łyszczyk 2,5; serpentyn 2,5; wapień zbity 3; marmur 3; pumeks 4,5; piaskowiec 4—5—7; bazalt 5,5; dioryt 5,5; sienit 5,5—6; granit, gnejs 6—6,5; skała kwarcowa do 7; kwarciec czysty 7.

Ciężar: Kamienie zbite są ciężkie. Jeden metr bazaltu waży 2880 do 3300 *kg*, granitu 2550—2700 *kg*, wapienia 1500—2700 *kg*, gipsu 2200 do 2500 *kg*, dolomitu 2850—2900 *kg*, ziemi świeżej 2060 *kg*, suchej 1650 *kg*, chudej i suchej 1350 *kg*, ogrodowej (tłustej) świeżej 2050 *kg*, kaolinu 2200 *kg*, żwiru 1500—1800 *kg*, lawy 700—2600 *kg*, gliny suchej 1520 *kg*, wilgotnej 1900 *kg*, świeżej 1670—2850 *kg*, piasek suchy 1400—1650 *kg*, wilgotny 1900—2050 *kg*. Piaskowiec 1900—2700 *kg*, gips wypalony 1810 *kg*, gips w odlewie suchy 1700—2000 *kg*, wapno wypalone 2300—3200 *kg*. (Ciężary, przepisane przez M. R. P., por. część V. Podręcznika.)

Porowatość kamienie mają różną. Ocenia się ją zapomocą nasycania wodą. Od niej zależy przewodnictwo ciepła.

Ogniotrwałemi są kamienie, które, wystawione przez czas dłuższy na działanie ognia, nie topią się i nie pękają. Takimi są: lupek łyszczykowy, węzowiec (serpentyn), gips, piaskowce o spoiwie ilastem, niektóre piaskowce o spoiwie krzemionkowym, pumeks, tras, martwica bazaltowa.

Spółczynniki rozszerzalności objętościowej (powiększenia objętości przy wzroście temperatury o 1°C): kwarciec 0,000030—0,000042, bazalt 0,00003, granit 0,000026, piaskowiec 0,000038, gips zbity 0,000028, marmur 0,000019, wapień 0,000019, dolomit 0,000035.

Spółczynniki rozszerzalności liniowej: granit 0,0000079, marmur 0,0000034, wapień 0,000009—0,000007.

Spółczynniki przewodnictwa ciepła: marmur 3,48—2,78, wapień zwykły 1,70—2,08, gips 0,33, piasek kwarcowy 0,27, cegła 0,139—0,165.

LITERATURA.

- Niedźwiedzki J., Dr.: Petrografia (opisowa nauka o skałach) w zakresie ograniczonym do niezbędnych potrzeb techników. Lwów 1905. (Wiele wiadomości, odnoszących się do skał krajowych, zwłaszcza dawnego zaboru austriackiego.)
 Hirschwald J.: Handbuch der bautechnischen Gesteinsprüfung. Berlin 1912.
 Rinne F., Dr.: Gesteinskunde für Studierende der Naturwissenschaft, Forstkunde und Landwirtschaft, Bauingenieure, Architekten und Bergingenieure. Leipzig 1920.

Roboty ziemne.

I. Prace przygotowawcze. Badanie gruntu.

Wszelkie roboty ziemne wykonywa się celem zmiany naturalnej powierzchni ziemi przez wykopywanie lub nasypywanie, wzgl. zrównywanie gruntu. Są one prawie zawsze związane z transportem ziemi. Celem możliwie taniego ich przeprowadzenia, oraz ograniczenia się do robót niezbędnych, należy wykonać pewne prace przygotowawcze o charakterze technicznym i gospodarczym, które pozwolą racjonalnie i z góry określić koszt robót, czas trwania budowy, kolejność robót, ilość potrzebnych robotników, narzędzi, maszyn i materiałów budowlanych, oraz wybrać najbardziej ekonomiczny sposób wykonania robót, w zależności od warunków miejscowych. Dla uzyskania tych wiadomości trzeba poznać grunt, w jakim się ma budować, następnie zdać sobie sprawę z kosztów jego wzruszenia i z kosztów jego przewozu, a wreszcie policzyć jego ilości, zawarte w budowli, odpowiednio je rozmieścić i zrobić zestawienie kosztów całej roboty.

Do prac przygotowawczych należy:

A. Wykonanie projektu budowy, co np. dla budowy dróg komunikacyjnych jest związane z robotami mierniczymi, oraz ustaleniem najbardziej celowego położenia osi. O ile ostateczne położenie osi ustalono, wówczas należy wykonać badanie gruntu na miejscu roboty, w zależności od wyników którego w pewnych wypadkach może nawet zająć potrzeba zmiany kierunku osi (np. przy gruntach podlegających osuwiskom i usypiskom i in.).

B. Badanie gruntu, w szczególności w miejscach zgrupowania większych mas ziemnych, winno określić:

a) ukształtowanie geologiczne, tj. rodzaj i grubość pokładów, możliwie ich wiek, przedewszystkiem zaś pochylenie ich i położenie względem południka (upad i kierunek warstw);

b) ogólne właściwości gatunków gruntu, tj. twardość, ciężar gatunkowy, spoiistość wewnętrzną, spulchnienie (rozluźnienie), wytrzymałość na działanie wody i powietrza;

c) zawartość wody i przepuszczalność, obecność warstw, po których mogłoby nastąpić przy pewnych warunkach spełzanie gruntów (szczególniej przy głębszych przekopach, oraz na zboczach);

d) nośność gruntu (szczególnie pod wysokimi nasypami w dolinach rzek, oraz pod fundamentami budowli).

Sposoby badania gruntu:

1. Na zasadzie map geologicznych i przekrojów pionowych pokładów. Dla orjentacji służyć mogą urwiste brzegi rzek, uwarstwienia gruntu w studniach, kopalniach, kamieniołomach itp., w pobliżu miejsca wykonania roboty.

2. Sondowanie gruntu, przy nieznacznej głębokości badania; sposób ten nie daje jasnego obrazu uwarstwień.

3. Kopanie dołów próbnych, przyczem do głębokości 2—3 m, a w pewnych warunkach nawet do 5 m, udaje się wykonać je bez umacniania ścian (opierzenia czyli deskowania), a głębiej do 10 m i więcej z umocnieniem ścian oprawą lub cembrowaniem; przy większych głębokościach kopanie szybów przy zastosowaniu metod górniczych.

Koszt kopania szybów w porównaniu do zwykłych nawierzchnich robót ziemnych bywa większy w przybliżeniu 1,4 razy przy głębokości 2 m, 2,1 razy przy głębokości 4 m, zaś razy większy przy głębokości dołu 6 m.

Doły próbne dają rzeczywisty obraz uwarstwień, ale przy większych głębokościach są bardzo kosztowne. Nie można ich również stosować przy wysokim poziomie wód gruntowych.

4. Wiercenie zapomocą świdrów różnego rodzaju, zależnie od napotykaných gruntów i wody; przeprowadzanie wierceń wymaga dużej dokładności w wykonaniu. Świdry o małych średnicach (ok. 25—40 mm) mniej pożądane, gdyż dają często niedokładne rezultaty; bardziej odpowiednie otwory o 10—15 cm i tylko w skałach dopuszcza się $d = 3-7$ cm.

Wiercenia niezawsze dają dokładny obraz układu wszystkich warstw; przy większej ilości warstw przepojonych wodą można zapomocą wierceń dokładnie ustalić jedynie układ warstw górnych.

Wogóle badania gruntu powinny określić upad i kierunek warstw; należy je ująć w specjalnych zestawieniach, ze wskazaniem rodzaju napotykaných gruntów, oczekiwanych trudności z powodu np. warstw przepojonych wodą lub przepuszczających wodę, obecności powierzchni usuwowych, niedość pewnego gruntu itp.

Szczególnie starannie zbadać zbocza, na których mają być wykonane projektowane roboty; wszelkie zjawiska, wskazujące na ewentualne przesunięcia gruntu, należy dokładnie zbadać. W tym wypadku wyniki badania mogą doprowadzić nawet do zmiany kierunku linii, bądź w celu ominięcia trudności przy budowie, bądź wobec niepewności, czy wykonane roboty ziemne nie naruszają równowagi mas ziemnych i nie pociągną za sobą usuwisk lub spływów.

Twardość gruntu należy ustalić w celu wyjaśnienia trudności przy kopaniu gruntów (tj. odpajaniu), odpowiednio do rodzaju potrzebnych narzędzi. Zależnie od twardości gruntów, czyli od stosowania tych lub innych narzędzi przy odpajaniu, ustalono klasyfikację gruntów, podaną niżej w rozdziale o odpajaniu gruntów.

Najważniejsze w budowlach ziemnych grunta są:

1. Ziemia zwykła, urodzajna. Jest to pospolicie górna część wierzchnich pokładów, w której wytworzyły się pewne ilości humusu. Ziemi tej używamy do okrycia jałowych stoków budowli ziemnych.

2. Iły. (Por. str. 21.) Ze względu na olbrzymie przestrzenie, na jakich występuje, i ze względu na swe własności najważniejszy rodzaj gruntu przy robotach ziemnych. Prawie zawsze zawiera wodę w ilościach, dochodzących czasem do 70% całego materiału. Przyjmuje dużo wody i zatrzymuje ją, ale nasycony nią nie przyjmuje jej więcej i staje się nieprzepuszczalny. Przy wysychaniu pęka, na mrozie kruszy się. Wszystkie te własności łączy zmuszają do wielkiej ostrożności przy wykonywaniu zeń nasypów.

3. Gлина. (Por. str. 21.) Odmiana łą z dużą ilością, powyżej 30%, pyłkowatego kwarcu i tlenków żelaza. Tworzy mniejsze pokłady, przykrycia stoków i wypełnienia wklesłości. W stanie suchym jest sypka; w wilgotnym urabialna; barwa najczęściej żółtawa. Przyjmuje wodę tak chętnie jak łą, ale jej nie zatrzymuje w tym stopniu, co on; rozmaka, wiele odmian gliny przechodzi nawet łatwo w stan zupełnie płynny. Dlatego materiał również niebezpieczny dla robót ziemnych.

4. Margiel. (Por. str. 21.) Mieszanina łą z wapniem. Margiel w gruncie leżący, zwyczajnie zbitý; na mrozie i powietrzu rozpada się na pył. Roztarty i nasycony wodą tworzy szlam, który bardzo wolno wysycha. Przy robotach ziemnych wymaga znacznej ostrożności.

5. Torf. Powstaje z roślin obumarłych w wodach stojących. Główne jego domieszki: piasek, łą, pyłek wapniowy. Zajmuje nieraz wielkie przestrzenie (nawet wwyż tysiąca km²). Występuje w pokładach o grubości nierzadko kilku, wyjątkowo kilkunastometrych. Zawiera zawsze dużo

wody; spójności brak. Dlatego torf jest niebezpieczny jako podłoże nasypów i jako ich materiał.

6. Piasek. (Por. str. 22.) Składa się głównie z ziarn kwarcu; przymieszki z ziarn wapienia, pyłków łu itd. Nierozpuszczalny w wodzie, a przepuszczalny. Doskonały materiał do budowli ziemnych, szczególnie, gdy gruboziarnisty.

7. Żwir. Nagromadzone kawałki rozmaitych skał, mniej lub więcej zaokrąglone, o średnicy do 6 cm. Dobry materiał do budowli ziemnych.

8. Rumowiska. Nagromadzone kanciaste kawałki skał rozmaitych. Występują jako pokrycie zboczy gór, zwykle u ich podnoża, rzadko w wielkich rozmiarach. Należy unikać przekopów w tym materiale, bo bardzo ruchliwy.

9. Skały. Najczęstsze: piaskowiec, wapień, granit. (Por. dział „Skały“, str. 16 i nast.)

Ciężar gatunkowy gruntów wpływa na koszt przewozu, oraz przy kamieniach na ich używalność do różnych celów.

Tablica 1. Ciężar 1 m³ gruntów.

(Por. też zestawienie wedle przepisów Ministerstwa Robót Publicznych w części piątej Podręcznika.)

Wyszczególnienie rodzajów gruntu	Ciężar 1 m ³ w kg
Ziemia zwierzchnia, roślinna, normalnie wilgotna, spulchniona	1400
Ziemia ubita, lekko wilgotna	1700
Ziemia pulchna, nasiąknięta wodą	1800
Ziemia próchnica, darnina — po odspojeniu	600—900
Grunt gliniasty, nie ubity, suchy lub naturalnie wilgotny	1500
Grunt gliniasty, ubity, suchy lub naturalnie wilgotny	1700
Grunt gliniasty, nasycony wodą	1900
Piasek, żwir, tłuczeń — suche	1500—2000
Gлина tłusta	1800—2600
Piaskowiec w zwartej masie	1900—2700
Piaskowiec w bryłach i odłamach po odspojeniu . .	1400—2000
Wapień w zwartej masie	2200—2800
Wapień w bryłach i odłamach	1750—2000
Granit w zwartej masie	2500—3000
Granit w bryłach po odspojeniu	1800—2250
Granitowy kamień polowy w bryłach	1850—2250

Zależnie od spójności wewnętrznej grunt przy nasypywaniu układa się według stoku o określonym nachyleniu. Kąt pomiędzy stokiem i linią poziomą nazywa się kątem o stoku naturalnym i stanowi granicę, przy którym dany rodzaj gruntu może się jeszcze sam utrzymać w stałej równowadze; gdy wypada uczynić stok bardziej stromy, należy zastosować umocnienie zewnętrzne powierzchni stoku.

W przekopach, gdzie grunt jest zwarty, możemy przyjąć stoki (skarpy) bardziej strome, niż przy nasypach, a w skałach niekiedy nawet prawie pionowe.

Tablica 2.

Stosunek rzutu poziomego stoku do wysokości stoku dla gruntów $b:h$ (fig. 16).

Rodzaj stoku	Piasek drobny	Żwir lub ziemia roślinna	Grunta gliniaste i glina	Grunta kamieniste	Skały
W przekopach: stok nieumocniony	1,8—1,7	1,6—1,4	1,5—1,4	1,5—1,0	0,5—0,33
W przekopach: stok umocniony	1,5	1,25—1,0	1,0	1,0—0,75	0,15
W nasypach: stok nieumocniony	2,0—1,9	1,7—1,5	1,5	1,5	usypany 0,75
W nasypach: stok umocniony	1,5	1,4—1,25	1,0	do 1,0	układany 0,5

W praktyce kolejowej i drogowej stosują najczęściej jak w nasypach, tak w przekopach przy gruntach ziemistych stoki 1,5; niekiedy w przekopach 1,25; w gruntach, wystawionych na działanie wody, stoki dochodzą niekiedy do 4 ($b:h=4$), szczególnie przy gruntach luźnych.

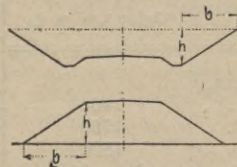


Fig. 16.

Rozluźnienie (spulchnienie) gruntów, wpływające na przewóz i rozmieszczenie mas ziemnych, waha się w bardzo szerokich granicach. Ponieważ spulchnienie po pewnym czasie znacznie się zmniejsza, należy nasypy sypać wyżej, a niekiedy i szerzej, niż tego wymaga projekt.

Nośność gruntu ważną jest zarówno dla nasypów, jak i przy urządzeniu fundamentów budowli. Dopuszczalne obciążenie gruntu (por. też dział V Podręcznika inżynierskiego):

a) Do dobrych gruntów budowlanych należy twarda skała, uwarstwiona prawie poziomo o grubości co najmniej 2,5 m ($10-30 \text{ kg/cm}^2$); żwir i piasek ułożone w pokładach 3—4 m ($2,5-6,0 \text{ kg/cm}^2$), sucha glina, twarda glina piaszczysta w takichże pokładach ($2,5-4 \text{ kg/cm}^2$).

b) Do średnich gruntów należą: miękka skała, margiel suchy ($1,2-2,0 \text{ kg/cm}^2$); glina niezbyt wilgotna, grunta piaszczysto-gliniaste ($1,5-2,5 \text{ kg/cm}^2$); drobne piaski z domieszką gliny ($0,8-1,5 \text{ kg/cm}^2$).

c) Złe grunty budowlane: ziemia roślinna, torfowisko, piasek lotny, muł, ziemia nasypiana. Nośność takich gruntów nie może być ustalona i zależy w każdym poszczególnym wypadku od miejscowych warunków. Stosowanie mniejszych lub większych norm obciążenia dla każdego rodzaju gruntu zależy od własności pokładu, od formy i wielkości budowli, powodującej obciążenie, oraz od przeznaczenia budowli.

Po ustaleniu rodzajów gruntu i właściwości ich, następną pracą o charakterze przygotowawczym jest:

C. Obliczenie objętości mas ziemnych, rozmieszczenie tych mas oraz sporządzenie kosztorysu wykonania robót (por. rozdz. V.).

Bezpośrednio przed rozpoczęciem na miejscu robót ziemnych i po ustaleniu sposobu ich wykonania, czy to przez przedsiębiorców, czy też gospo-

Tabl. 3. Objętość 1 m³ gruntu w różn. stopniach spulchnienia.

Rodzaj gruntu	Spulchnienie początkowe zaraz po odspoje- niu (maximum)	Pozostające spulchnienie po ułożeniu natu- ralnym	Stan po ubiciu największem ze zwilżaniem	Pozostające spulchnienie po ubiciu i ule- żeniu
Piasek, muł, żwir, ziemie lekkie, ziemie ze żwirem lub drobnymi kamieniami	1,05—1,10	1,03—1,08	1,05—1,07	1,01—1,02
Gлина piaszczysta, piasek gliniasty	1,10—1,15	1,05—1,07	1,07—1,10	1,02—1,04
Gлина, margiel — wilgotne, czarnoziem, torf	1,15—1,25	1,07—1,12	1,10—1,20	1,04—1,06
Gлина, margiel — suche lub skamieniałe lub zmieszane ze żwirem i kamieniami, ziemia opoczysta	1,25—1,30	1,12—1,15	1,12—1,15	1,06—1,07
Lekkie skały — kredowe, piaskowce łamliwe, skały łatwo wietrzejące, popękane	1,30—1,35	1,15—1,17	1,10—1,12	1,02—1,10
Skały twarde — wapienie, piaskowce łupki, gnejsy, węgiel kopalniany	1,35—1,40	1,17—1,20	1,30—1,35	1,10—1,15
Skały twarde masywne — granity, bazalty, porfiry	1,40—1,65	1,40—1,65	1,35—1,40	1,25
Gruz ceglany z rozbiórki murów	1,65—2,00	1,60—1,90	1,35—1,40	—

darczy, oraz po załatwieniu potrzebnych formalności z właścicielami gruntów wykonywa się na miejscu robót:

D. Przygotowawcze prace pomiarowe: 1. Sprawdzenie osi linii w planie i profilu, odtworzenie zaginionych punktów wytyczenia i wysokości, wprowadzenie ulepszeń kierunku linii, o ile to okaże się możebne przy dokładnych i ostatecznych pomiarach.

2. Ustalenie i zabezpieczenie ważnych punktów wytyczenia i kierunku osi, oraz reperów (stałych punktów wysokości) nazewnątrz szerokości robót ziemnych.

3. Oznaczenie szerokości robót ziemnych, z ustawieniem w trudnych miejscach szablonów stokowych, w odstępach od 50 do 100 m, a niekiedy i częściej; według osi zaś linii, oraz niekiedy obok niej żerdzi, wskazujących wysokość nasypów (razem z procentem na ułożenie).

4. Wyznaczenie rowów w celu odwodnienia i zabezpieczenia robót od wody (rowy odwadniające powinny być zwykle wykopywane możliwie przed innymi robotami ziemnymi), wyznaczenie rowów materiałowych (rezerwy).

Jednocześnie z robotami pomiarowymi należy wykonać:

E. Wyrąb lasów i krzaków na szerokości, jaka będzie ustalona w każdym poszczególnem miejscu z urządzeniem w razie potrzeby pasów ochronnych i

F. Urządzenie miejsc budowy, a mianowicie:

1. Urządzenie dostępu do miejsc robót, składów i innych.

2. Pobudowanie szop, składów narzędzi, warsztatów, baraków na mieszkanie, stajnie, parowozownie itd.

3. Dostarczenie na miejsce robót wszelkich instrumentów, narzędzi i materiałów do kopania i przewożenia.

II. Dobywanie ziemi.

Przed rozpoczęciem kopania ziemi należy wierzchnią warstwę gruntu, ziemię roślinną (humus, próchnica) lub darninę, zdjąć łopatami i odgarnąć na bok od miejsca robót, oraz złożyć ją w formie wału lub stosów darniny; materiał ten po wykonaniu robót ziemnych służy do obsypania skarp lub umocnienia ich darniną.

Rodzaje gruntu dzielimy na kategorie, w zależności od mechanicznego oporu, jaki stawiają przy odpajaniu (por. tablicę 5 b, str. 30).

Grunta kategorii I, II, III i IV, czyli grunta ziemiste można odpajać zarówno ręcznie, jak i maszynowo, zwłaszcza przy większych ilościach w jednym miejscu.

A. Przeciętna wydajność pracy czyli norma pracy przy robotach ręcznych i maszynowych: por. tablice 5, 7, 9, 12.

B. Koszt odpajania, łącznie z kosztem ładowania do wozidel lub kosztem jednorazowego rzutu łopata, składa się naogół z nast. poszczególnych części:

1. Wydatki jednorazowe: na przywiezienie narzędzi i maszyn na miejsce robót i odwiezienie z powrotem, wydatki na zmontowanie maszyn i na rozbiórkę ich po ukończeniu, oraz wydatki na urządzenie miejsc budowy.

2. Wydatki stałe, tj. takie, które trwają przez cały czas roboty: oprocentowanie i amortyzacja (umorzenie) kosztów nabycia narzędzi i maszyn, robocizna łącznie z wkładkami ubezpieczeniowymi, smary, woda, węgiel, oraz wszelkie dodatkowe (administracyjne, handlowe i in.) koszta ogólne przedsiębiorstwa.

Wydatki stałe zależą od rzeczywistego czasu pracy i wydajności pracy.

Rzeczywisty czas pracy w ciągu roku w Polsce wynosi na robotach ziemnych (po potrąceniu niedziel, świąt, dni mroźnych, dżdżystych) od 140 (na kresach wschodnich) do 180 dni (na kresach zachodnich); cyfry są zmienne wobec bardzo zmiennych warunków klimatycznych. Przy robotach, wykonywanych zapomocą maszyn, należy ponadto uwzględnić przerwy na naprawę uszkodzeń, rewizje itp., co może wynieść około 20 dni na sezon budowlany.

Oprocentowanie włożonego kapitału przyjmuje się według stanu rynku pieniężnego (przed wojną 6—8%, po wojnie do 20% i więcej);

Zużycie i odpisywanie na umorzenie, przy bardzo silnem wykorzystaniu (obciążeniu) narzędzi do wydobywania i przewozu ziemi, przyjmuje się według tablicy 4.

3. Zysk przedsiębiorcy.

Tablica 4. Amortyzacja bardziej kosztownych maszyn i urządzeń przy robotach ziemnych.

	Umorzenie (amortyzacja) w %/o kosztów nabycia wynosi na rok używania										Naprawa i utrzymanie w %/o kosztów nabycia, na każdy rok
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Czerparki i inne narzędzia do wydobycia ziemi	30	20	20	10	10	10	—	—	—	—	3—5
Pompy	30	15	10	10	10	5	5	5	5	5	3—5
Parowozy na budowie	30	15	12,5	10	7,5	5	5	5	5	5	3—5
Wagony do przewozu ziemi	30	15	15	15	15	—	—	—	—	—	5—7
Tory budowlane ...	30	15	10	10	10	5	5	5	5	5	1,5—2

Tablica 5a. Normy zasadnicze dla robót ziemnych przy pracy ręcznej.

Przedmiot	Kategorie gruntów					
	I	II	III	IV	V	VI
	Narzędzia i środki do odpajania					
szufła	szpadel, wzgl. niekiedy motyka	szpadle, dragi żelazne, pługi	szpadle, oskardy, czekany, dragi	kliny, młoty, kilofy, czekany	materiały, wybuchowe	
Waga przeciętna 1 m ³ masy ziemnej w stanie rozluźnionym (w nasypie) kg. próchnica	1500 600	1600	1800	2000	2300	2800
Spółczynnik rozluźnienia początkowego kg.....	1,08	1,15	1,25	1,30	1,35	1,50
Spółczynnik rozluźnienia gruntów zleżałych (rozluźnienie pozostające).....	1,03	1,07	1,12	1,15	1,25	1,50
Odspojenie i naładowanie 1 m ³ gruntu na wozidła lub jeden rzut na odległość do 3 m i wysokość do 1,5 m..... godzin:	0,75	1,25	2,00	3,20	4,50	8,00
W tem naładowanie 1 m ³ gruntu odspojonego na wozidła różnej wielkości godzin:	0,75	0,75	0,85	0,90	1,10	1,20
Przerzucenie 1 m ³ odspojonej ziemi:						
a) na wysokość do 1,5 m i odległość do 3 m godzin:	0,75	0,75	0,85	0,90	1,10	1,20
b) na wysokość do 3 m i na odległość do 1,5 m godzin:	0,75	0,75	0,95	1,05	1,20	1,30
Wzruszenie ziemi zapomocą pluga na 1 m ³ zoranej ziemi:						
robotniczych godzin.....	—	0,020	0,035			
konn. godzin.....	—	0,04	0,07			
Oprocentowanie, zużycie i odnowienie narzędzi przy robotach ziemnych w procentach od kosztów robocizny	2,5	5	10	10	10	12
Ilość materiałów wybuchowych na 1 m ³ rozsadzanej skały kg	—	—	—	—	0,15	0,30

Praca ręczna. Koszty jednorazowe bardzo nieznaczne przy ręcznym wykonaniu robót ziemnych przy lżejszych gruntach, ponieważ robotnik używa zwykle własnej łopaty lub rydla. Koszty stałe oblicza się stosownie do miejscowych opłat za robociznę. Jako normy pracy można przyjmować dane wedle tablicy 5 a.

Tablica 5 b. Podział gruntów na kategorie.

Kategoria I	Ziemie luźne, niespoiste, niezleżale, nasypowe, próchnica, piasek bez spoiwa, ziemia ogrodowa, orana, muł, szlam.
Kategoria II	Ziemie o małej i średniej zawartości: piaszczyste, gliniaste i gliniasto-piaszczyste, drobny żwir o słabym spoiwie, piasek wilgotny, torfowisko bez korzeni, piasek o nieznacznej spoistości.
Kategoria III	Ziemie o znacznej zawartości: silnie spoiste z lepką ciastowatą spoistością: gliny, margiel, żwir o dużej spoistości ziaren; ziemie średniej zawartości z domieszką do 20% drobnego żwiru lub drobnego kamienia; luźne kamienie.
Kategoria IV	Ziemie przejściowe do skalistych: średniej miękkości łupki; stwardniałe i suche lub zmieszane z grubym żwirem lub kamieniami gliny, ily i margle; rozkruchowce; miękkie pokłady zwietrzałe.
Kategoria V	Skały średniej twardości, odspajane ręcznie, częściowo rozsadzane, skały o cienkim uwarstwieniu, wapienie, kreda, szczelinowaty słaby piaskowiec, łupki, dolomit.
Kategoria VI	Skały w zwartych grubych pokładach bardzo twarde, skały w zwartych masach, twarde piaskowce, dolomity, wapienie i łupki, gnejs, granit, kwarc, sienit, porfir.

Obecność wody w gruncie zwiększa koszty o 10—50%; wąskoprzenne wykopywania są droższe o 50%, jamiste o 100%. Podobnie zwiększają się koszty: o 30—75% przy wyrąbywaniu korzeni, o 10—75% przy obecności wzmocnień konstrukcyjnych, o 50—150% przy podkopywaniu się pod budowle istniejące.



Fig. 17.

Do odspajania gruntów skalistych, a niekiedy i kamienistych, używamy zwykle materiałów wybuchowych, przyczem jako roboty przedwstępne w tym wypadku wierci się w masach skały dziury, w celu założenia i wysadzenia materiału wybuchowego.

Wiercenie. Stosowany przy wierceniu świder jest zw. świrem dłutowym (fig. 17), tj. drągiem zwykle ośmiokanciastym, gr. ok. 20 mm, ze stali zlewnej z ostrzem prostym, na rogach nieco zagiętem lub lekko zaokrąglonem; pierwszy rodzaj stosowany bywa w skale bardzo zwartej, drugi w skale mniej twardej; szerokość świdra 20—40 i 50 mm, zależnie od głębokości wywiertu, od którego zależy i długość świdra. Wskazane jednak używanie do każdego otworu, w miarę zwiększania się jego głębokości, trzech świdrow

różnej długości, ponieważ przy użyciu od początku zbyt długiego świdra kierowanie nim jest utrudnione, przyczem osłabia się wpływ uderzeń. Pierwszego z tych świdrów uż. do głębokości otworu $\frac{1}{3}$ m, drugiego do $\frac{2}{3}$ m, trzeciego do całkowitej długości 1 m i więcej, przyczem w każdym wypadku całkowita długość świdra powinna być o 15—20 cm większa od głębokości otworu, do której ma być świder użyty.

W świder uderza się pobijakiem wagi 4—12 kg; po każdym uderzeniu należy świder nieco obrócić. Pobijaki cięższe używane bywają oburącz.

Świder udarowy (fig. 18) jest świdrem dętym, skł. z drąga żelaznego dł. 1,5—2,0 m, gr. 25 mm, opatrzonego główką ze stali zlewnej. Zastępuje on wyżej wymieniony świder z pobijakiem, przyczem przy użyciu podnosi się go w górę i puszcza, znaczny zaś jego ciężar działa na skałę miażdżąco.

Używane dawniej świdry koronowe (z większą ilością ostrzy) są obecnie przestarzałe, natomiast świder krzyżowy o dwóch krzyżujących się ostrzach (fig. 19) jest jeszcze w użyciu.

Do oczyszczenia otworu z małych odłamków skały lub kurzu (t. zw. „mączka świdrowa“) służy skrobaczka (grempla, fig. 20). Jest to mocny drut żelazny gr. 8 mm, którego jeden koniec jest spłaszczony i zagięty pod prostym kątem, drugi zaś koniec posiada uszko, przez które można przetknąć szmatę lub pakudy w celu całkowitego oczyszczenia wywiertu przed włożeniem doń ładunku.

Przed rozpoczęciem wiercenia skałę wyrównać prostopadle do kierunku wiercenia. Początkowo uderzać zlekka, aby świder rozgrzewał się stopniowo. W bardzo zwartej suchej skałe wlewać wodę do otworu, aby zapobiec uciążliwemu dla robotnika tworzeniu się pyłu, aby zmniejszyć rozgrzewanie się świdra i ułatwić pracę wiertniczą. II, powstały wskutek zmieszania wody z mączką świdrową (t. zw. „miał wiertniczy“), od czasu do czasu usuwać przy pomocy skrobaczki.

Pracę wiertniczą wykonywa bądź jeden człowiek (przyczem robotnik w jednej ręce trzyma świder, a w drugiej pobijak), bądź dwóch ludzi (jeden robotnik prowadzi świder, drugi zaś pobija). Niekiedy wiercenie wykonywa trzech ludzi, przyczem jeden z robotników prowadzi świder, dwaj zaś na zmianę pobijają.

Przy zastosowaniu wiercenia maszynowego robota posuwa się prędzej, niż przy wierceniu ręcznym, ponieważ wtenczas można uruchomić jednocześnie większą ilość świdrów. Siła napędna: zgęszczone powietrze, woda lub elektryczność.

Wymiary wywiertów. Ze względów gospodarczych wygodniejsze na ogół wykonanie mniejszej ilości wywiertów możliwie głębokich, niż większej ilości płytkich. Koszta wzrastają bowiem zazwyczaj w prostym stosunku do głębokości, podczas gdy działanie wybuchu wzrasta w stosunku objętościowym (kubicznym) do głębokości wywiertu.

Szerokość wywiertu ustala się zwykle tak, aby wymagany ładunek zajmował $\frac{1}{3}$ do $\frac{2}{5}$ głębokości otworu. Tablica 6 podaje właściwy stosunek szerokości wywiertu przy różnych głębokościach.

Dla robót wiertarskich i rozsadzania w celu odspajania gruntu kategorii V i VI przyjąć można normy według tablicy 7.

Dla prochu górna średnica otworu świdrowego przy wierceniu ręcznym średnio $d = 2,3 + 0,02 g$ cm, gdzie g oznacza głębokość otworu świdrowego i waha się pomiędzy 30 i 120 cm, w zależności od rodzaju skały.

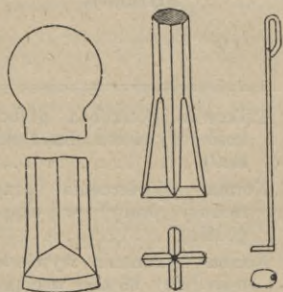


Fig. 18.

Fig. 19.

Fig. 20.

Tablica 6.

Głębokość wy- wiertu w <i>cm</i>	Szerokość wywiertu			
	Dla prochu		Dla dynamitu	
	<i>mm</i>	przeciętnie <i>mm</i>	<i>mm</i>	przeciętnie <i>mm</i>
30—50	27—33	30	20—25	23
50—80	33—48	40	25—35	30
80—120	48—60	55	35—45	40

Tablica 7. Normy dla robót wiertarskich i strzelniczych.

Przedmiot	Kategoria gruntów		
	V		VI
	Skały o pokła- dach mniejszej grubości: słab- sze wapienie, kreda, pia- skowce i in.	Skały w gru- bych pokła- dach: zbite wa- pienie, łupki twarde, piaskowce i in.	Granit, gnejsy, rogowiec, kwarc, sienit
Całkowita potrzebna głębo- kość wywiertu dla 1 m^3 skały	0,2—0,8 <i>m</i>	0,5—1,5 <i>m</i>	1,0—2,0 <i>m</i>
Norma wywiercenia (przy ręcznej pracy) w ciągu godziny	160—120 cm^3	100—60 cm^3	50—30 cm^3
Norma wykonania wywiertu o średnicy 25 <i>mm</i> w ciągu godziny	32—24 <i>cm</i>	20—12 <i>cm</i>	10—6 <i>cm</i>
Na 1 m^3 skały potrzeba:			
dynamitu	0,05—0,10 <i>kg</i>	0,10—0,20 <i>kg</i>	0,20—0,5 <i>kg</i>
prochu	0,3—0,4 <i>kg</i>	0,4—0,5 <i>kg</i>	—
Na 1 <i>m b.</i> wywiertu o śred- nicy $d = 20$ <i>mm</i> potrzeba godzin	2—2,6	3—5,3	6—10,5
Na 1 <i>m b.</i> wywiertu o śred- nicy $d = 30$ <i>mm</i> potrzeba godzin	4,5—5,9	7—12	14—24
Na 1 <i>m b.</i> wywiertu o śred- nicy $d = 40$ <i>mm</i> potrzeba godzin	7,9—10,5	12,5—21	25—42
Przygotowanie i utrzymanie narzędzi i ostrzenie świdra na 1 <i>m</i> wywiertu godzin..	około 2	2	4

Przy stosowaniu dynamitu wywiertu należy robić węższe o 20—25%.

Materiały wybuchowe: A. Używane gatunki prochu:

a) Proch strzelniczy: 65—75% azotanu potasowego (saletry potasowej), 20—15% węgla drzewnego, 15—10% siarki; bardzo wrażliwy na wilgoć.

b) Saletra strzelnicza: 75% saletry sodowej, 15% węgla brunatnego, oraz 10% siarki.

c) Petroklastyt: 69% saletry sodowej, 5% saletry potasowej, 10% siarki, 15% smoły węgla kamiennego, 1% dwuchromianu potasowego.

Saletra strzelnicza i petroklastyt są nieco mniej wrażliwe na uderzenia i bezpośredni płomień, niż łatwo wybuchający proch strzelniczy; natomiast niezbędna jest dobra przybłka otworu.

B. Inne używane materiały wybuchowe o charakterze miazdzącym:

a) Dynamity rozmaite, jako mieszanina nitrogliceryny z nast. materiałami:

1. Wełna strzelnicza (żelatyna strzelnicza): 93% nitrogliceryny; mieszanina o największej sile wybuchowej, mało wrażliwa na wilgoć, uderzenia i tarcie.

2. Wełna strzelnicza, saletra sodowa i maczka drzewna (dynamit żelatynowy): 50—80% nitrogliceryny, mieszanina obecnie najbardziej używana, również przy mokrych otworach wiertniczych.

3. Pył krzemionkowy (ziemia okrzemkowa, dynamit krzemionkowy): przeważnie 70—80% nitrogliceryny; mieszanina wrażliwa na wilgoć.

4. Saletra sodowa (30%), mąka żytnia (40%) i dwuchromian potasowy, karbonit (5%), 25% nitrogliceryny.

Nitrogliceryna tężeje przy $+8^{\circ}\text{C}$, przyczem niebezpieczeństwo wybuchu wzrasta.

b) T. zw. bezpieczne materiały wybuchowe przeważnie azotan amonowy 40—90% z domieszką bądź łatwo palnych materiałów (żywica, maczka drzewna, węgiel, naftalina, parafina, saletra potasowa, aluminium w proszku i in.); bądź domieszka składników wybuchowych (bawełna strzelnicza, nitrogliceryna i in.). Mieszanina ta mało wrażliwa na ogień, uderzenie i tarcie, gazy jej (po wybuchu) mniej szkodliwe, mroz na nią nie wpływa szkodliwie, ale bardziej czuła na wilgoć, zapala się tylko zapomocą silnych kapiszonów (N 8). Materiał ten wolno było przed wojną przewozić koleją, jako bagaż lub przesyłki pośpieszne.

1. Dahmenit: 91,3% azotanu amonowego, 6,5% naftaliny, 2,2% dwuchromianu potasowego.

2. Luksyt (dawniej Roburyt): 87,5% azotanu amonowego, 7% dwunitrobenzolu, 5% siarczemu amonu, 0,5% nadmanganu potasu.

3. Westfalit: 92% azotanu amonowego, 5% żywicy, 3% dwuchromianu potasowego.

4. Sekuryt: 37% azotanu amonowego, 34% saletry potasowej, 29% nitrobenzolu itd.

5. Miedziankit: 90% chloranu potasu i 10% nafty.

Również karbonit bywa zaliczany do bezpiecznych materiałów wybuchowych.

6. Nowe — t. zw. bezpieczne — materiały wybuchowe żelatynowe — np. astralit; donaryt żelatynowy, westfalit żelatynowy — zawierają 4—5% nitrogliceryny.

W tablicy 8 podana jest charakterystyka niektórych materiałów wybuchowych.

Tablica 8. Charakterystyka materiałów wybuchowych.

Przedmiot	Proch strzelniczy	Dynamit żelatynowy	Astralit żelatynowy
Temperatura wybuchu w $^{\circ}\text{C}$	2500	3000	2200
1 kg materiału wybuchowego daje gazów o temperaturze wybuchu — litrów:	2840	7230	7390
Gazy wytworzone przez wybuch 1 kg materiału wywierają we własnej objętości ciśnienie kg/cm^2	280	1160	1180
Szybkość detonacji w m/sek	300	7000	3100

Wielkość naboju, który ma działać na głębokości „ h ” metrów pod powierzchnią, wynosi $L = kh^3 \text{ kg}$, gdzie „ k ” przyjmuje się według tablicy 9.

Tablica 9.

Spółczynniki k dla określenia wielkości naboju.

Rodzaj gruntu	Dla prochu	Dla dynamitu
Dla skały spójnej i twardej	0,65—0,80	0,15—0,25
Dla skały szczelinowatej	0,4 —0,6	0,10—0,15
Dla pozostałych gatunków.....	0,25—0,4	0,08—0,10

Przy przebijaniu tuneli spółczynniki te należy znacznie zwiększyć w celu otrzymania możliwie większego rozdrobnienia skał, przyczem wartości rzeczywiste potrzebne ustala się zwykle na zasadzie prób.

Urządzenie instalacji maszynowej (do wiercenia) jest tylko wtedy uzasadnione z punktu widzenia ekonomji, gdy rozmiar robót pozwala przewidywać, że się opłaca znacznie koszta instalacji maszynowej; gł. chodzi tu o instalacje kompresorów dla wiertarek pneumatycznych.

Koszt wiertarki na godzinę wynosił przed wojną w Niemczech przeciętnie 2,50 zł, wydajność zaś wiertarki na godzinę wynosi przeciętnie:

przy kategorii gruntu	V	VI
długość wywiertu <i>cm</i>	od 610 <i>cm</i> do 410 <i>cm</i>	270 <i>cm</i> .

Jeżeli roboty wybuchowe mają na celu otrzymanie kamienia do robót kamieniarskich, to stosuje się wtedy o ile możności głębsze wywierty w odpowiednich odległościach, oraz mniejsze ładunki i słabszy dynamit; natomiast przy rozsadzaniu ziemi odległość pomiędzy wywiertami wynosi zwykle najwyższej podwójną głębokość dziury.

Nabijanie otworów świdrowych. Przy zastosowaniu prochu wysypuje się zwykle część ładunku prochu, ubija go ostrożnie drewnianym stemplem i zakłada lont; następnie dosypuje się pozostałą część prochu i ostrożnie ubija. Cały ładunek zajmuje od 0,3 do 0,4 całkowitej głębokości otworu; pozostałą część dziury zakłada się ziemią lub gliną, ubijając zrazu — do połowy głębokości — względnie słabo, później mocno. Czasem używa się naboji gotowych.

Przy zastosowaniu dynamitu nabijanie otworu odbywa się w podobny sposób, przyczem koniec lontu (sznur Bickforda) powinien być zaopatrzony w kapiszon.

Długość lontu należy obliczyć tak, aby po zapaleniu robotnicy mieli czas na schowanie się w miejsca bezpieczne od wybuchu; zwykle szybkość spalania się sznura stanowi ok. 1 *m/min*.

Maszynowe dobywanie ziemi. Praca maszynowa opłaca się tem bardziej, im droższa jest robocizna i im większa ilość robót. Istnieją trzy zasadnicze rodzaje maszyn do robót ziemnych: 1. bagrownica chwytowa, 2. bagrownica łańcuchowa — czerparka i 3. bagrownica łyżkowa — koparka.

1. Bagrownica chwytowa ma zastosowanie przy dobywaniu ziemi z głębokich i wąskich miejsc, np. z dołów fundamentowych, studni opuszczanych i in., oraz przy robotach pod wodą. Zasadniczą jej częścią jest kadź z ruchomymi szczękami, otwartymi w chwili, kiedy kadź opuszcza się ku ziemi, a zamykającymi się z chwilą podnoszenia kadzi ku górze.

Jednym z warunków dobrego zacinania ziemi i całkowitego napełnienia kadzi jest dostateczny ciężar własny; stąd dość znaczny ciężar martwy, bezustannie podnoszony wraz z wykopaliną, co wpływa ujemnie na wydajność maszyny.

Krawędzie łopat (szczęki) są gładkie dla gruntu drobnoziarnistego; dla kamieni zaś, rylników itp. krawędzie posiadają rząd zębów, zachodzących w obu szczękach między siebie. Dla materiałów o dużej spójności bagrownica chwytowa nie nadaje się. Bagrownica chwytowa, pracując w studniach, nie przerywa roboty murarskiej. W cegielniach służy do kopania gliny. Przydatna także do zatapiania betonu.

Jednym z najprostszych typów jest bagrownica systemu Morrisa o pół-walcowej kadzi.

Wymiary kadzi: od $0,6 \times 0,3$ *m* do $2,0 \times 1,5$ *m*, najczęściej $1,2 \times 0,8$ *m*. Wielkie przyrządy pracują wogóle taniej, niż małe.

Tablica 10 zawiera ważniejsze dane dla różnych wielkości bagrownicy Morrisa, wyrabianej przez firmę Beuger i Leyrer w Düsseldorfie.

2. Bagrownica łańcuchowa, czerparka. Zastosowanie przeważnie w Niemczech i Francji, przy gruntach lżejszych. Zwykle bywa napęd parowy, w ostatnich czasach często elektryczny, szczególnie, jeżeli prąd jest tani. przez co zyskuje się oszczędność na obsłudze silników. Szybkość ruchu około 6 *m/min*.

Tablica 10. Bagrownica Morrissa.

Gdy ciężar podnoszony w kadzi wynosi <i>kg</i>	500	1.000	1.000	2.000
przrząd bagruje i podnosi do 6 <i>m</i> wysokości w 10 godzin pracy				
a) mułu, piasku lub żwiru <i>t</i>	50	50	65	80
b) łu <i>t</i>	15	30	40	50
Cena przedwojenna całej bagrownicy wraz z żórawiem, do maks. głębokości bagrowania 7,5 <i>m</i> , bądź o krawędziach gładkich, <i>zł</i> ¹⁾	11.700	15.000	18.500	22.500
Cena przedwojenna kadzi z krawędziami zębatymi <i>zł</i> ¹⁾	1.470	2.350	3.100	3.500

Bagrownica może działać, stojąc na górze i kopiąc z dołu lub naodwrot stojąc na dole i kopiąc ziemię z góry.

Przy niedalekim odwozie ziemi może się okazać celowem połączenie bagrownicy z pasami transportowymi (przenośnikami) poziomymi lub nawet nachylenymi pod kątem do 15°; przy takim przenoszeniu można osiągnąć wysokość podnoszenia ziemi do 20 *m* i odległość do 50 *m*.

Przy pracy pod wodą dla wydobywania ziemi z dna, praktyczny jest sposób transportu wykopanej ziemi na odległość do kilkudziesięciu metrów rurami. Rury o średnicy 30—50 *cm*, umieszczone na drewnianych pływakach, połączone ze sobą skórczanymi kołnierzami, umożliwiającymi ich przegibność, prowadzą na brzeg. Ziemia wyrzucona z kulełków bagrownicy dostaje się za pośrednictwem leja do tych rur, zaś umieszczona obok pompa wtłacza do rury prąd wody, który porywa ze sobą wsypaną ziemię i w stanie ciastowato-płynnym wypycha ją na brzeg. Dane: por. tablicę 11.

3. Bagrownica łyżkowa, koparka. Zastosowanie przeważnie w Ameryce, Anglii i Rosji, przytem o różnych wielkościach, od 0,4 do 4,8 *m*³ pojemności łyżki i przy wadze bagrownicy do 100 *t*. Pojemność łyżki najczęściej około 2,0 *m*³, wysokości i szerokość zacięcia 4,5—6 *m*, waga ogólna 45—60 *t*; cena przed wojną 50.000—55.000 *zł*¹⁾; do tego używa się wagoników o pojemność nie mniejszej niż 3 *m*³. Urządzenie to jest najodpowiedniejsze przy gruntach mieszanych, oraz twardych, suchych glinach lub z zawartością kamieni; mniej odpowiednie dla glin lepkich.

Wydajność ogólna zależy mniej od własnej pracy bagrownicy, niż od sprawnego funkcjonowania urządzeń pomocniczych, i głównie od terminowego podstawiania wagonów roboczych do ładowania ziemią. Rzeczywista wydajność na godzinę: iloczyn z pojemności łyżki przez ilość udźwigów (których na minutę może być 2—3, a zatem dla łyżki o pojemności 2 *m*³ na godzinę 360 *m*³), wynosi:

Dla kategorii gruntu	I	II—III	IV
Przeciętnie dziennie najwyższej	50%	40%	30%
Przeciętnie miesięcznie najwyższej . . .	45%	35%	25%
Przeciętnie na dłuższy przeciąg pracy	40%	30%	20%
Wydajność przy pojemności łyżki 2 <i>m</i> ³ przy pracy trwającej czas dłuższy na godzinę stanowi około	140 <i>m</i> ³	105 <i>m</i> ³	70 <i>m</i> ³

¹⁾ Ceny przeliczone na złote.

Tablica 11.

Charakterystyka ogólna bagrownic łańcuchowych.

	Bagrownica przejezdna ¹⁾	Bagrownica odsypująca na bok		Uwagi
		większa	mniejsza	
Pojemność czerpaków, każdy m^3	0,60—0,28—0,20	0,18—0,15	0,10—0,035	
Przybliżona waga maszyny w opakowaniu do przewozu koleją t	230—120—70	50—40	34—12	
Przybliżona cena bagrownicy (bez torów) w Niemczech w 1914 r. w złotych	?—64—55.000	50—43.000	37—14.000	
Teoretyczna wydajność na godzinę (20 czerpaków na minutę) m^3	600—290—240	220—180	120—40	100%
Przeciętna rzeczywista wydajność na godzinę na miejscu robót				
w gruncie kateg. I ok. q	420—200—170	150—130	80—30	70%
" " " II ok. q	250—120—110	90—80	50—20	42%
" " " III ok. q	170—80—70	60—50	35—15	28%
Normalna głębokość chwytu w m	20—12—10	8—7	6—3	
Największa głębokość chwytu w m	27—18—14	10—9	8—5	
Normalna wysokość wykopu:				
a) przy czerpakach działających naprzód m .	6,5—5,5	5	4	
b) przy czerpakach działających wstecz m ..	20—12—10	8—7	6—3	
Do obsługi czerparki potrzeba ludzi	4	3	2—1	
Ilość szyn w torze bagrownicy ²⁾	3	2	2	
Największe ciśnienie kół w t	13—12	12—10	9—7	
Odpowiedni profil szyn, waga kg/m	45—40	40	33—30	
Przekrój poprz. podkładów cm	20 . 28	20 . 28	16 . 26—15 . 24	
Długość podkładów m . .	7—6,2	4,2	3,4—2,5	
Najodpowiedniejsza pojemność wagoników przewozowych m^3	5—3	3—2	1 $\frac{1}{2}$ — $\frac{3}{4}$	

¹⁾ Budowa w kształcie portalu, przy której pociąg z wagonikami przechodzi pod bagrownicą. Przy większych wymiarach pod bagrownicą przepuszczają się dwa tory do odwozu gruntu.

²⁾ Przy bagrownicach z przenośnikami o dużym wysięgu 4 szyny.

W bardzo zwartych gruntach wydajność na godzinę spada do 30—25 m³, a działalność koparki musi być uzupełniona wysadzaniem przy pomocy materiałów wybuchowych; ponieważ zarazem rozdrobnienie materiału może być mniejsze, niż przy pracy ręcznej, przeto i wiercenie oraz ilość potrzebnych materiałów wybuchowych jest mniejsza w porównaniu do pracy ręcznej.

Bagrownica łyżkowa wymaga mało robót przygotowawczych, sama wyrównywa dla siebie grunt, może pracować w wąskich wykopach; dzięki swej bardzo mocnej i prostej budowie, nadaje się do robót w gruntach twardych, gdzie usuwać nią możemy przeszkody bezpośrednio, bez uciekania się do robót pomocniczych. W porównaniu z systemem łańcuchowym ma zwykle cokolwiek mniejszą wydajność, zato może pracować w takich gruntach, gdzie system łańcuchowy się nie nadaje.

III. Przewozy przy robotach gruntowych.

A. Odległość przewozu przyjmuje się równą odległości pomiędzy środkami ciężkości mas wykopu i nasypu. W celu zmniejszenia kosztów, masy nasypu i wykopu powinny być o ile możności wyrównane (o wyrównaniu mas, patrz niżej).

B. Rodzaje przewozu. 1. Przerzucanie łopata. Jednym rzutem łopaty można odrzucić ziemię na odległość 3—4 m, lub na wysokość 1,5—2 m. Dla gruntów odpajanych łopata (kat. I, II i III) odrzucanie ziemi łączy się zwykle z odspojeniem, patrz tabl. 5; za przerzucanie dalsze lub odrzucanie gruntów odpajanych nie łopatami należy się osobna dopłata.

Przeciętnie można liczyć: na przerzucenie 1 m³ gruntu kat. I i II na odległość do 3 m, lub na wysokość do 1,5 m potrzeba 0,65—0,75 godzin robotnika; na każdy dalszy metr odległości należy dodawać 0,40—0,50 godzin, a na metr wysokości 0,20—0,25 godzin na 1 m³ gruntu; przytem pod objętością przerzucanego gruntu należy rozumieć ziemię „poruszoną” (spulchnioną).

Przerzucanie mas ziemnych stosuje się przeważnie na początku robót ziemnych, przy plantowaniu, przy bliskich transportach poprzecznych z rowów, przy półnasypach i półprzekopach, przy wykonaniu stoków nasypów i in.

2. Specjalne rodzaje przewozu: a) Przenoszenie ziemi w koszach, workach, na noszach, stosowane w krajach z bardzo taną robocizną, w Chinach, krajach podzwrotnikowych, oraz przy pewnych warunkach roboty. b) Przewożenie ziemi na sankach stosowane niekiedy przy bardzo znacznych pochyłościach (np. budowa kolei zębatych i linowych). c) Przewóz ziemi kolejką linową (por. część II Podręcznika) ma zastosowanie w określonych wypadkach, przy wielkich trudnościach terenowych. Kolejka linowa omija wszystkie trudności terenu, przechodząc wysoko ponad drogami, rzekami, dolinami i zabudowaniami, jest w stanie przezwyciężyć znaczne wzniesienie i potrzebuje małej powierzchni dla ustawienia podpór.

Wydajność przewozu przy zwykle stosowanej pojemności wózka około $\frac{1}{4}$ m³ wynosi 200—300 m³ dziennie; szybkość poruszania się liny od 1 do 3,5 m/sek. Zazwyczaj używane wózki mają pojemność 0,1—0,8 m³, przy czem przechodzi od 40 do 100 wózków na godzinę; największa możliwa wydajność wynosi do 250 wózków na godzinę.

Koszta urządzenia kolejki linowej są znaczne; ceny przedwojenne niemieckie przeliczone na złote podane są w tablicy 12.

d) Transportowanie ziemi zapomocą pasów gumowych (na tkaninie konopnej lub bawełnianej) bez końca, przechodzących po rolkach ruchomych drewnianych lub żelaznych, poziomo lub z nieznacznym pochyleniem do 27°. Pewne dane co do tego rodzaju transportowania ziemi podane są w tablicy 13.

Tablica 12. Dane o kolejach linowych.

Ilość gruntu, przewożona na godzinę		Potrzebna siła napędowa w KM w przybliżeniu		Potrzebny spadek dla samoczynnego ruchu	Przybliżone koszty urządzenia w zł w warunkach przedwojennych, bez maszyny napędnej	
w tonnach	w m ³	dla toru poziomego	dla wzniesienia 1 : 8		dla toru poziomego	dla wzniesienia 1 : 3
10	6	3 L	15 L	1 : 9	10900 L + 3000	12300 L + 5000
20	12	4 L	30 L	1 : 15	15000 L + 4000	16300 L + 7000
40	24	6 L	60 L	1 : 22	18800 L + 5000	20800 L + 9000
60	35	9 L	90 L	1 : 23	22700 L + 6000	25000 L + 14000

L = długość przewozu w km

Tablica 13.

Szerokość pasa B m/m	Szybkość przesuwania pasa V m/sek.	Ilość M, przewożona w ciągu godziny		
		w tonnach	w m ³	
305	1—3	10—35	6—20	} M = 200 (0,9 B — 0,02) ² V m ³
460		50—120	30—70	
610		125—250	75—150	
760		200—400	120—250	
915		300—900	180—530	

3. Przewożenie ziemi taczkami stosowane przy niewielkich odległościach przewozu — do 300 m. (zwykle od 30 do 120 m), przy nieznacznych ilościach ziemi, oraz w wypadku, gdy jest utrudniony wywóz ziemi z powodu silnego pochylenia drogi; wywóz odbywa się zwykle po torze z desek.

4. Przewożenie ziemi wozami jedno- i dwukonnymi używane przed wojną bardzo szeroko, obecnie ma małe zastosowanie. Ten sposób przewozu spotyka się przeważnie w miastach.

5. Najczęściej stosuje się przewóz ziemi po torze szynowym o szerokości 0,6—1,0 m, a niekiedy i normalnej 1,435 m, wagony przesuwają się ręcznie lub końmi, albo też siłą mechaniczną — z pomocą lokomotyw lub silników parowych, elektrycznych, spalinowych i in.

Praktyczne granice (w przybliżeniu) stosowania różnych środków przewozu podane są w tablicy 14.

Niżej są podane ogólne zestawienia cyfrowe, dotyczące przewozu na taczkach, wozach (tablica 15) i po torze szynowym (tablica 16).

Im większe masy i im dalszy przewóz, tem większe winny być wagoniki, o ile to nie spowoduje trudności przy wyładunku na rusztowaniu, wskutek znacznego obciążenia. Kolejki mają przed innymi sposobami przewozu tę przewagę, że dają się łatwo przystosować do każdorazowych warunków, a przy użyciu lokomotyw, jako siły pociągowej, znacznie przyspieszają wykonanie roboty.

Przy *n* pociągach równoległych (tj. kursujących w równych odstępach czasu i odległości przewozu *e*), otrzymaną odległość *l* pomiędzy mijankami

$$l = \frac{1}{n-1} \cdot e.$$

Tablica 14.¹⁾

Środek przewozowy	Praktyczne granice	
	ogólnej odległości przewozowej w metrach	ogólnej ilości ziemi do przewiezienia m ³
Taczki	30—120 nie mniej niż 10—20	—
Wóz jednokonny	100—1000	} Powyżej 300
Wóz dwukonny	500—3000	
Kolej żelazna wąskotorowa z wagonikami z pociągiem ręcznym	100—500	od 1000 do 7000
z wagonikami z pociągiem konnym	300—1500	od 7000 do 20.000
z wagonikami z pociągiem parowozowym	500—10.000	od 20.000 do 500.000
Kolej żelazna normalna ...	nie mniej niż 1000	powyżej 500.000

Ogólna długość torów, łącznie z torami do naładowania i wyładowania oraz torami dodatkowymi na mijankach, wynosi: przy długości e przewozu — 1,20 e przy kolejkach z siłą pociągową ludzką, 1,25 e przy kolejkach z siłą pociągową konną, oraz 1,33 e przy kolejkach z siłą pociągową maszynową. (Naciskowi kół P tonn odpowiada waga szyny $g = 10 \sqrt[3]{P^2}$ kg/m b., przy całkowitej wadze toru ok. 3 kg/m b.).

Szyny w torach kolejowych. Przy prześwicie toru 500 i 600 mm i ręcznej lub końskiej sile pociągowej używa się szyn lekkich, o wadze szyny ok. 7 kg/m b., wysokości szyny 65 mm; prześło (2 szyny na 5 żelaznych podkładach) jest zwykle całkowicie zmontowane, w celu możliwie szybszego układania toru. Waga podkładu żelaznego ok. 6 kg/m b., długość podkładu (dla toru 500 mm) ok. 0,90—1,00 m; metr bieżący takiego toru waży ok. 19 kg, i kosztował (w Niemczech przed wojną) około 3,40 zł, a w Kongresówce dwa razy więcej. Jeszcze lżejszy typ jest przy wysokości szyny 60 mm, po 6,4 kg/m b.; na prześło idzie 5 podkładów żelaznych, każdy o wadze 3,6 kg i złącz (2,2 kg); 1 m b. toru waży około 17 kg.

W wypadku stosowania lokomotyw używać należy szyn cięższych, a mianowicie:

a) przy prześwicie 600 mm, długość szyny 6—7 m, wysokość 70 mm, waga szyny 10 kg/m b.; metr bieżący toru bez podkładów drewnianych waży około 21,3 kg i kosztował (w Niemczech przed wojną) około 3 mk;

b) przy prześwicie 750 mm, długość szyny 7 m, wysokość 80 mm, waga 14 kg/m b., 1 m b. toru bez podkładów drewnianych waży około 29 kg i kosztował (przed wojną) ok. 4 mk;

c) przy prześwicie 900 mm używane są szyny o wadze od 14 kg/m b. i więcej.

Podkłady żelazne mają zazwyczaj zastosowanie tylko przy sile pociągowej ręcznej i końskiej; przy ruchu lokomotyw używa się już podkładów drewnianych o następujących wymiarach:

przy torze 600 mm, dług. podkl. 1200—1300 mm, grub. 11—12 cm, szer. 14 cm
 " " 750 mm, " " 1500 mm, " 11—12 cm, " 14 cm
 " " 900 mm, " " 1800 mm, " 11—12 cm, " 14 cm

¹⁾ Podstawy wartościowania dzieł budowniczycch, podział 4 C. Wyd. Stow. Techn. w Warszawie.

Tablica 15. Dane o przewozie taczkami i wozami.

Przedmiot	Taczki	Wozy jednokonne	Wozy dwukonne
1. Ilość potrzebnych sił roboczych	} 1 robotnik	1 robotnik i 1 koń	1 robotnik i 2 konie
2. Pojemność taczki lub wozu (średn.)		0,04—0,15 m ³	0,55 m ³
3. Ciężar wł. taczki, lub wozu	35—55 kg	300 ^g kg	450 kg
4. Ciężar ładunku 1 taczki lub wozu	65—240 kg	900 kg	1600 kg
5. Szybkość przewozu na mi- nutę	50—75 m	60—80 m	70—80 m
6. Maximum odbytej drogi przez robotnika lub konia w ciągu 8 godzin	25 km	25—30 km	25—30 km
7. Spółczynnik oporu w po- złomie $w =$	0,067—0,05	0,04	0,04
(pochyłość nie wymagająca hamowania)			
8. Najwyższe wzniesienie do- puszczalne	0,10—0,14	0,06	0,06
9. Najodpowiedniejsze wznie- sienie	0,05	0,04	0,04
10. Granice odległości prze- wozu	20—300 m	100—1500 m	500—3000 m
11. Najczęściej spotykane od- ległości przewozu	30—120 m	100—1000 m	500—3000 m
12. Wzniesienia nie zwiększają- ce kosztów przewozu i min.	0,04	na drogach 0,01	zwykłych 0,01
13. Dodaje się do rzeczywistej odległości przewozu za każdy metr wysokości pod- niesienia się (przy wzniesie- niach większych od min. i)	12	50	50
14. Uboczne straty czasu na każdy obrót tam i z po- wrotem minut	1—1,5	{ 8 (bez na- ładunku	{ 10 (bez na- ładunku
		{ 25 (z nała- dunkiem	{ 30 (z nała- dunkiem

Tok dla taczek (czyli deski dla taczek) zwykle ma szerokość 20—25 cm, grubość 5—8 cm i niekiedy okute końce.

Tablica 16. Dane ogólne o przewozie po szynach.

Przedmiot	Wagoniki popychane ręcznie	Wagoniki o trakcji konnej	Wagoniki o trakcji mechanicznej
1. Siła pociągowa	Siła ludzka (1 wagonik z 1—2 ludźmi; pod górę 1 wag. z 2—3 ludźmi)	Siła zwierząt (4-6 wag. po 1,5 m ³ na 1 konia, pod górę 3 wag. na 1 kon.)	Zgęszczone powietrze, elektryczność, siła pary (10—36 wag. na 1 parowóz)
2. Prześwit toru..	50—60 cm	60—75 cm	60—143,5 cm
3. Pojemność wagoników	0,5—1,0 m ³ , zależnie od tego czy 1 czy 2 ludzi	1,0—1,5 m ³	1,5—6,0 m ³
4. Ciężar własny wagoników (0,3 ciężaru całkowitego)	0,3—0,6 t	0,7—1,1 t	0,7—1,1—3,5 t
5. Ciężar ładunku (0,7 cięż. całk.)	0,7—1,6 t	1,6—2,5 t	1,6—2,5—8,0 t
6. Szybkość przewozu na minutę	50—75 m	60—90 m	120—250
7. Maximum odbytej drogi w ciągu 8 godzin (dzień roboczy)	25 km	25—30 km	(7—15 km/godz.)
8. Spółczynnik oporu w poziomie $w=$	0,012	0,001	0,001—0,008
9. Największe dopuszczalne wzniesienie	0,040	0,030	0,033
10. Najodpowiedniejsze wzniesienie	0,014	0,014	0,014
11. Granice odległości przewozu.	100—1500 m	300—2000 m przy małych ilościach i więcej	500—10,000 m i więcej
12. Najczęściej stosowane odległości przewozu ..	100—500 m	300—1500 m	> 1000 m
13. Ilość mas do przewozu	1000—20.000 m ³	7000—50.000 m ³	> 20,000 m ³
14. Wielkość siły pociągowej	12 kg na człowieka	75 kg na konia	$Z = L \cdot f = (Q + L) \cdot W^1)$
15. Dodatek do długości za 1 metr pionowego podniesienia na wzniesieniach	80 m	120 m	250 m

¹⁾ L = ciężar osi napędnych parowozu,

f = współczynnik tarcia ($= \frac{1}{5}$),

Q = całkowity ciężar pociągu bez ciężaru parowozu.

Odległość pomiędzy podkładami przy sile mechanicznej zazwyczaj 1 m, dla siły końskiej lub przy pociągu ręcznym może być i więcej (przy małym obciążeniu wagoników).

Podkład powinien być wogóle dłuższy od prześwitu toru conajmniej o 0,6 m i może być wyrobiony z połowic (tj. z półokrągłaków) o średnicy od 18 do 20 cm.

Wagony do przewożenia ziemi. Dla wąskiego toru używane są zwykle wagoniki kolebkowe-wywrotki o pojemności od $\frac{1}{3}$ do $1\frac{1}{2}$ m³ i więcej, zbudowane zwykle z żelaza; przy większych wymiarach ściany zazwyczaj drewniane, przyczem w tym wypadku wagoniki przechylają się na jedną stronę, lub mają boczne ściany podnoszone.

Wymiary i pojemność wywrotek por. tablicę 17 (typ firmy Artur Koppel).

Tablica 17.

	Prześwit toru mm	Pojemność wywrotki m ³	Długość ramy wywrotki L mm	Szerokość kolebki B mm	Wysokość od szyny do góry kolebki H mm	Odległość między osiami kół I mm	Średnica kół d mm	Wywrotka bez hamulca		Z hamulcem śrubowym dodatkowa	
								Waga kg	Cena przed wojną zł	Waga kg	Cena zł
Wywrotki żelazne (fig. 21)	500	0,33	1560	1090	1000	450	300	—	—	—	—
	500	0,50	1700	1280	1015	550	300	282	110	75	70
	500	0,75	1860	1470	1170	550	300	—	—	—	—
	600	0,50	1700	1280	1060	550	300	—	—	—	—
	600	0,75	1860	1470	1195	550	300	329	125	75	70
	600	1,00	2055	1500	1275	650	350	391	165	75	70
	600	1,00	2095	1500	1305	650	350	—	—	—	—
	600	1,25	2235	1700	1410	650	400	—	—	—	—
	600	1,50	2350	1940	1460	650	400	—	—	—	—
	750	1,00	2420	1500	1350	750	400	—	—	—	—
	750 ¹⁾	1,25	2350	1700	1460	800	400	—	—	—	—
	750 ¹⁾	1,50	2420	1940	1565	850	500	—	—	—	—
	Wagoniki z drewnianymi ścianami, wywrotne na jedną stronę	570	1,50	—	—	—	—	—	625	310	80
900		2,50	—	—	—	—	—	1175	600	130	125

¹⁾ Wedle Handbuch d. Ing.-Wiss., 1. Teil, 2. Band, str. 75.

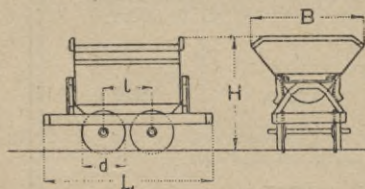


Fig. 21.

Przy przewożeniu ziemi po torze normalnym korzysta się przeważnie z wagonów-platform, rzadko z wagonów towarowych krytych i węglarek. Na jedną platformę ładuje się ziemi około 5—6 m³.

Parowozy wąskotorowe, dla robót ziemnych używane, są przeważnie dwuosiove lekkie, typu tendrówek, o sile 20—60 koni parowych,

Zużycie paliwa w warunkach normalnych wynosi na 1 KM ok. 1,8 kg/godz., zużycie wody 15 litrów na godzinę. Według Kraussa (Hdbch. d. Ing.-Wiss., 1. Teil, 2. Band, str. 102) na 20-konną lokomotywę na dzień potrzeba 7 centu. węgla = 350 kg, czyli średnio 35 kg na godzinę.

Tablica 18. Dane cyfrowe o lokomotywach parowych.

Prześwit toru mm	500	600	750	900	1435
Ilość koni parowych . . .	20	20—30—40	50—60	80—100—120	150
Średnica kół mm	600	600	650	800	900
Ciśnienie pary atm.	15	14—12	12	12	12
Pojemność wody l	350	450—500	750	1200—1500	3000
Objętość paliwa l	200	300—350	450	700—1000	1200
Rozstawienie osi mm	900	1000—1100	1200	1600—1800	2200
Przybliżona długość ogólna łącznie ze zderzakami mm	4000	4100—4300	4300—4800	4800—4500	5900
Ciężar własny (tara) t	4,4	5,4—6,2	6,9	10,5—13,5	16,5
Ciężar służbowy t	5,5	5—6, 7—7, 7	8,8—11,5	13,5—15—18,5	23,0
Najmniejszy promień łuku m	10	10 12	15—20	25—30—40	75
Największa szybkość km/godz.	15	15	20	30	35
Ciężar brutto (waga wago- nów i ich ładunek, bez wła- snej wagi parowozu), który może przewieźć jeden paro- wóz na prostej linii w nor- malnych warunkach:					
na wzniesieniu 50‰	—	5—8—12	16—21	26—31—37	—
„ „ 35‰	—	9—14—19	25—33	39—46—57	—
„ „ 20‰	—	16—27—35	45—60	70—83—104	—
„ „ 10‰	—	31—50—64	80—106	125—149—185	—
„ „ 5‰	—	94—78—100	125—166	195—230—256	—
„ „ 2‰	—	73—114—146	182—240	285—335—416	—
Odpowiednia szybkość ja- zdy przy dobrym węglu km/godz.	—	9—10	8—10	10—11—12	—

Elektrowozy dotychczas używane rzadko do przewozu ziemi, mają tę wyższość nad parowozami, że są każdej chwili gotowe do pracy, dają więc oszczędność na czasie, na dozorce, rozpalaniu, zasilaniu wodą i paliwem, oraz na odnośnych budowlach; nawierzchnia zużywa się mniej wskutek spokojnego biegu elektrowozów. Słupy do podtrzymania przewodników ustawiane są co 30—40 m w prostych, a w łukach częściej.

Motory spalinowe, przewoźnie benzynowe lub benzolowe przy robotach ziemnych, stosowane, mało częściej w kopalniach. Obecnie buduje się je dla wszelkiej szerokości torów o sile 3—10 KM. Są stale gotowe do użycia, pracują cicho, bez dymu, nie wznecają pożarów, w przerwach roboty nie zużywają paliwa.

C. Koszta transportu ziemi. 1. Koszta przerzucania łopata są podane wyżej, pod B. 1, są one zwykle połączone w jedno z kosztami odpajania; kosztu narzędzi ich, amortyzacji itd. osobno zwykle się nie ustala, wobec nieznacznych cyfr. Całkowity koszt składa się więc z cyfr wyprowadzonych na podstawie danych pod B. 1. — z dołączeniem około 8‰ na ubezpieczenie społeczne, oraz generaljów (wydatki handlowe, administracja, zysk).

2. Koszta własne przewozu ziemi taczkami. Jeżeli nazwiemy przez x odległość przewozu, v średnią szybkość przewozu tam i z powrotem (przyjmowaną niekiedy 52 m/min. = $\frac{45+60}{2}$, z_0 — straty czasu na początku i końcu kursu (łącznie z wyładunkiem), przyjmowane — 1,25 min. (zapas taczek powinien być taki, aby taczkarz nie czekał na ukończenie nałado-

wania taczki), i — pojemność taczki średniej wielkości (ok. $\frac{1}{12} m^3$), q — współczynnik rozluźnienia ziemi ($= 1,1-1,5$), to czyste koszty przewozu $1 m^3$

ziemi nieporuszonej wynosić będą $k = \frac{\left(\frac{2x}{v} + z_0\right) q}{60 i} g$, gdzie g koszt godziny pracy zwykłego robotnika.

Tablica 19. Dane o elektrowozach.

Prześwit toru w mm	600	700	1000	1435
Ilość motorów (osi) ..	2	2	2	2
Ilość koni parowych	25	30—90	30—150	60—400
Cieżar w czasie pracy t (łącznie z instalacją).	6—9	12—20	7—25	12—25
Rozstawienie osi mm .	1000	1000—1500	1500—1850	2000—2500
Największa długość (łącznie ze zderzakami)..... mm	4000	4000—5000	4500—5300	4700—5000
Największa szerokość..... mm	1250	1250—1800	2000	2300—2750
Wysokość elektrowozu bez kolektora..... mm	1500 ¹⁾	1500—1600 ¹⁾	1600—1800—2750 ¹⁾	3000—3400
Szybkość przy pełnym nateżeniu km/godz. .	4,5—9	6—9	10—12	12—30

¹⁾ Elektrowozy kopalniane.

Tablica 20.

Wielkości z przy różnych x i q (objętość taczki $\frac{1}{12} m^3$).

Kategoria gruntu	Odległość przewozu x w metrach														
	10	20	30	40	50	75	100	120	140	160	180	200	240	880	300
1. Grunta sypkie niespoiste $q = 1,1$	0,36	0,45	0,54	0,63	0,71	0,93	1,15	1,33	1,51	1,68	1,86	2,03	2,39	2,74	2,91
2. Grunta słabe spoiste i grunta średnie $q = 1,2$	0,40	0,49	0,59	0,68	0,78	1,02	1,26	1,45	1,64	1,84	2,03	2,22	2,60	2,99	3,18
3. Grunta silnie spoiste i kamieniste $q = 1,3$	0,43	0,53	0,64	0,74	0,85	1,10	1,36	1,57	1,78	1,99	2,20	2,40	2,82	3,24	3,44
4. Skąły twarde $q = 1,5$	0,50	0,61	0,73	0,85	0,97	1,27	1,57	1,81	2,05	2,30	2,53	2,77	3,25	3,73	3,97

Koszta środków przewozu na $1 m^3$ gruntu wynosiły zwykle od 5—10%, przeciętnie 8% (taczki, deski, tocznie, oraz ich utrzymanie) kosztów czystego przewozu.

Według „Bazali, Preisermittlung“: jeżeli x — odległość przewozu, p — cena taczki w złotych, R cena 1 m b. desek tocznych w złotych, g płaca godzinowa w groszach, i z cyfra z tablicy 21, to całkowity koszt wraz z narzędziami na $1 m^3$ gruntu będzie stanowił

$$k = z (0,1 p + 0,01 R x + g) \text{ groszy.}$$

Np. przy płacy godzinowej 1 zł = 100 gr, cenie taczki 100 zł, drogi tocznej 12 zł za m b., odległości $x = 100$ m i przy gruncie kategorii II, koszt przewozu 1 m³ ziemi będzie

$$k = 1,26 (0,1 \cdot 100 + 0,01 \cdot 100 \cdot 12 + 100) = 1,26 \cdot 122 = 154 \text{ zł.}$$

3. Koszt własny przewozu ziemi furmankami. Należy początkowo ustalić całkowity koszt godzinowy furmanki (czyli kosztu inwentarza, obsługi, utrzymania i naprawy). Dla przykładu przytoczone jest obliczenie według cen 1914 r. w Warszawie (przeliczone na złote)¹⁾:

Tablica 21.

	Wartość inwentarzowa zł	Czas roboczy w ciągu roku
Koń średniej siły	540	225 dni po 8 godz. = 1800 godz.
Uprząż	110	225 dni po 8 godz. = 1800 godz.
Wóz jednokonnny	270	170 dni po 8 godz. = 1360 godz.
Wóz dwukonnny	480	170 dni po 8 godz. = 1360 godz.

Koszta na jednego konia.

Rocznie:		
oprocentowanie 6% od 540 zł	33 zł	} na godzinę pracy $\frac{275}{1800} = 0,15$ zł
umorzenie 10% od 540 zł	54 zł	
okucie 12 razy po 8 zł	96 zł	
weterynarz	30 zł	
stajnie (udział na konia)	60 zł	
Razem		275 zł

Dzienne pożywienie²⁾:

owies 3,5 kg po 15,00 zł za 100 kg	0,52 zł	} na godzinę pracy $\frac{1,26}{8} = 0,17$ zł
siano 3,5 kg po 11,00 zł za 100 kg	0,38 zł	
słoma 3,5 kg po 6,50 zł za 100 kg	0,23 zł	
ściółka 2,0 kg po 6,50 zł za 100 kg	0,13 zł	
Razem		1,26 zł

Razem kosztu na jednego konia na godzinę pracy $0,15 + 0,17 = 0,32$ zł.

Koszta uprzęży rocznie: oprocentowanie 6%, umorzenie 25%, utrzymanie 20%, razem 51% od 110 zł = 56 zł, a na godzinę pracy $\frac{56}{1800} = 0,3$ zł.

Koszta wozu jednokonnego rocznie:

oprocentowanie 6% od 270 zł	16 zł	} na godzinę roboczą $\frac{189}{1360} = 0,14$ zł
umorzenie 20% od 270 zł	54 zł	
naprawa 10% od 270 zł	27 zł	
wozownia, udział	50 zł	
smary 100 kg po 0,42 zł	42 zł	
Razem		189 zł

Woźnica rocznie 1300 zł, a na godzinę roboczą $\frac{1300}{1800} = 0,72$ zł.

Ogółem własny koszt g godziny pracy wozu wynosi:

Koń	0,32 zł
uprząż	0,03 zł
wóz	0,15 zł
woźnica	0,72 zł
1,21 zł	
za wynajem 10%	0,12 zł

Ogółem g 1,33 zł

Uwaga. Przy obliczaniu wartości godziny pracy przy warunkach obecnych należy prócz wprowadzenia do rachunku obecnych cen, podnieść także wielkość oprocentowania z 6% na 30% i więcej, w zależności od warunków chwili, oraz do opłaty woźnicy dodać wydatek na ubezpieczenie społeczne (ok. 8%).

¹⁾ Patrz: Podstawy wartościowania dział budowniczych. Poddział 4c.

²⁾ Przytoczona racja dzienna konia może mieć miejsce przy przewozach miejskich, natomiast na robotach ziemnych, drogowych i kolejowych przy przewozie ziemi furmankami lub wywrotkami o sile końskiej, należy liczyć przy 8-godzinnym dniu pracy na konia owsa 8 kg, słomy 6 kg i siana 4 kg.

Jeżeli nazwiemy x odległość przewozu, v średnią szybkość przewozu tam i z powrotem, przyjmowaną niekiedy 60 m/min. na drogach cięższych, a w miastach do 75 m/min., straty czasu uboczne (bez naładunku) $Z_0 = 10$ min. na każdy obrót wozu tam i z powrotem, to jeden obrót (tam i z powrotem) będzie wymagał

$$\frac{2x + 10v}{60v} \text{ godzin pracy wozu.}$$

Jeżeli przez J oznaczymy pojemność wozu, a przez q współczynnik rozluźnienia gruntu, to ilość przewiezionej ziemi (nieporuszonej) będzie na godzinę: $L = \frac{1}{q} \frac{(1800)}{(x + 300)} J m^3/\text{godz.}$, koszt zaś własny przewozu 1 m^3 ziemi będzie: $k = \frac{q(x + 5v)}{30vJ} g$, (gdzie g koszt godziny przewozu). Jeżeli dla przykładu wziąć wóz jednokonnny średni o pojemności $J = 0,55 m^3$, szybkość przewozu $v = 60$ m/min., to otrzymany wzór przekształci się $k = = g(0,303 + 0,01x) \cdot g$ lub $k = z \cdot g$, przyczem wielkości $z = g(0,303 + + 0,001x)$ podane są w tablicy 22 przy różnych x (odległościach przewozu) i q współczynnikach rozluźnienia.

Tablica 22. Wielkość Z przy różnych x i q .

(Dla wozu jednokonnego średniego o pojemności $J = 0,55 m^3$.)

Kategoria gruntu	Odległość przewozu x w metrach											
	100	200	300	500	750	1000	1250	1500	1750	2000	2500	3000
I. Grunta niespoiste sypkie $q = 1,1$	0,34	0,55	0,66	0,88	1,16	1,43	1,71	1,98	2,26	2,53	3,08	3,63
II. Grunta słabe spoiste i grunta średnie $q = 1,2$	0,48	0,60	0,72	0,96	1,26	1,56	1,86	2,16	2,46	2,76	3,36	3,96
III. Grunta silnie spoiste $q = 1,3$	0,52	0,65	0,73	1,04	1,36	1,69	2,02	2,34	2,67	3,00	3,64	4,29
IV. Skały twarde $q = 1,5$	0,60	0,75	0,90	1,20	1,58	1,95	2,33	2,70	3,08	3,45	3,70	4,95

Przy drodze z wzniesieniem dodaje się do odległości przewozu x — na każdy metr wzniesienia pionowego — 50 m.

Przy innych wielkościach wozu (np. pojemności J) — Z powinno być pomnożone przez wielkość $\frac{J}{J_1}$; pojemność wozów przy robotach ziemnych wynosi: jednokonnych 0,70—0,55 i 0,45 m^3 ; dwukonnych 1,3—1,0 i 0,90 m^3 .

Naprzykład: przy odległości przewozu 1000 m i koszcie godziny pracy wozu 1,35 zł, własny koszt przewozu 1 m^3 gruntu średniego wynosiłby: $1,56 \cdot 1,35 = 2,10$ zł.

Do kosztów własnych przewozu ziemi otrzymanych zapomocą podanych wyżej sposobów należy dodać jeszcze koszta handlowe i administracji, zysk i wówczas otrzymamy ostateczną cyfrę kosztu 1 m^3 przewozu ziemi.

4. Koszta własne przewozu ziemi po torze szynowym.
 a) Ręczna siła pociągowa: a) Koszt siły pociągowej na $1 m^3$ gruntu. Pojemność wywrotek bywa $i = 0,5 m^3, 0,75 m^3$ i $1,00 m^3$; uboczne straty czasu, oraz czas na wyładowanie stanowią razem 6 minut; przeciętna szybkość wywrotki tam i z powrotem wynosi $v = 60 m/min.$; dla przewozu wywrotki $0,5 m^3$ potrzeba zwykle jednego robotnika, a dla wywrotek $0,75 m^3$ i $1,0 m^3$ dwóch robotników; współczynnik rozluźnienia gruntu q . Przy tych danych koszt robocizny w godzinach na $1 m^3$ nieporuszonej ziemi stanowi dla wywrotek o pojemności $i = 1,00 m^3$ (przy dwóch robotnikach):

$$K_r = \frac{(x + 3v)q}{30vi} \cdot 2 = \frac{x + 3v}{15vi} q \text{ godzin.}$$

Przy $v = 60 m/min., i = 0,75 m^3$ będzie $K_r = (0,0015x + 0,27)q$ godzin = a godzin.

β) Koszt narzędzi. Jeżeli koszt wywrotki stanowi K_w (przed wojną w b. dzielnicy pruskiej ok. 125 zł, w Królestwie ok. 230 zł), a wydatki związane z wywrotką jeżeli przyjąć przeciętnie na 50% jej wartości (oprocentowanie przedwojenne ok. 6%, obecnie znacznie więcej; umorzenie w pierwszym roku kupna 30% a w następnych latach po 15%, utrzymanie ok. 5%, przewóz na miejsce robót i odwiezienie po ukończeniu robót ok. 10%), to koszt wywrotki na jedną godzinę roboty (przy 160 dniach roboczych [po odliczeniu dni na naprawę] po 8 godzin, tj. 1280 godzin w ciągu roku) będzie

$$K_{wg} = 0,5 K_w 1280 = \frac{K_w}{2560} \text{ zł a na } 1 m^3 \text{ ziemi nieporuszonej,}$$

$$K_{wm} = \frac{x + 3v}{30vi} q \cdot \frac{K_w}{2560} \text{ zł (przy wywrotce o pojemności } i = 0,50 m^3).$$

$$K_{wm} = \frac{x + 3v}{15vi} q \cdot \frac{K_w}{2560} \text{ zł (przy wywrotkach o pojemności } i = 0,75 m^3 \text{ i } 1,0 m^3). \text{ Przy } i = 0,75 m^3; v = 60 m/min.$$

$$K_{wm} = (0,0015x + 0,27)q \cdot \frac{K_w}{2560} = a \frac{K_w}{2560} = \infty 0,0004 a K_w \text{ zł na } 1 m^3 \text{ nieporuszonej ziemi.}$$

γ) Koszt toru. Jeżeli roczny wydatek na $1 m b.$ toru o prześwicie $0,5-0,6 m$ wynosi, jak to zazwyczaj bywa ok. 100% wartości toru T^1 (razem z przewozem, odwozem, ułożeniem i rozebraniem, amortyzacją, naprawą, utrzymaniem, oprocentowaniem, przenoszeniem z miejsca na miejsce i in.), to całkowity wydatek na tor, przy odległości przewozu ziemi $x + 20\%$ (na zwrotnice i tory do wyładowania i naładowania) będzie $K_t = 1,2 x T$ zł; jeżeli trzeba przewieźć $M m^3$ gruntu, to koszt na $1 m^3$ ziemi będzie $\frac{1,2 x T}{M}$ zł m^3 .

Całkowity koszt przewozu $1 m^3$ nieporuszonej ziemi będzie $K = K_r + K_w + K_t$, a przy $i = 0,75 m^3, v = 60 m/min.$ $K = (0,0015x + 0,27)q \cdot g + (0,0015x + 0,27)q \cdot 0,0004 K_w + K_t = a g + 0,0004 a K_w + K_t$.

b) Przewóz wywrotek końmi: a) Koszt siły pociągowej na $1 m^3$ gruntu. Jeżeli pojemność wywrotek przyjmiemy równą $J = 1-1,5 m^3$, straty czasu na wyładowanie, przeprzeżenie i in. 10 minut, współczynnik rozluźnienia gruntu q , przeciętną szybkość wywrotki tam i z powrotem $V = 75 m/min.,$ a dalej jeżeli przyjąć, że jeden koń z woźnicą i hamulcowym wiezie U wagoników o objętości ziemi $Q m^3$, to przy odległości przewozu $X m$ potrzeba na jeden obrót tam i z powrotem $t = \frac{x + 5v}{30v}$ godzin,

¹⁾ $1 m b.$ toru z szyn $60 mm$ przed wojną kosztował w Królestwie ok. 6,5 zł.

a koszt robocizny na przewóz $1 m^3$ nieporuszonej ziemi na odległość x wyniesie $K_r = \frac{x + 5v}{30vQ} q$ godzin pracy konia z woźnicą i hamulcowym (określenie kosztu godziny pracy konia z woźnicą przytoczone jest wyżej przy określeniu kosztów przewozu ziemi furmankami, koszt zaś godziny hamulcowego = kosztowi godzin robotnika).

Przykład. Przy $i = 1,0 m^3$, $v = 75 m/min.$, pociągu z 5 wywrotek $iQ = 5 m^3$, koszt robocizny na przewóz $1 m^3$ nieporuszonej ziemi wyniesie

$$K_r = \frac{x + 5v}{30vQ} q = (0,00009x + 0,0333) q \text{ godzin konia, woźnicy i hamulcowego.}$$

β) Koszt narzędzi (patrz wyżej o przewozie ręcznym).

Jeżeli koszt wywrotki wynosi K_w zł, a wydatki roczne na wywrotki stanowią około 50% ich wartości, to koszt n wywrotek w pociągu $0,5 K_w$; zaś koszt ich na jedną godzinę roboczą będzie

$$K_w g = 0,5 n K_w : 1280 = \frac{n K_w}{2560} \text{ zł, a na } 1 m^3 \text{ nieporuszonej ziemi}$$

$$K_w m = \frac{x + 5v}{30vQ} q \cdot \frac{n K_w}{2560} \text{ zł.}$$

γ) Koszt toru na $1 m^3$ ziemi, jak wyżej, $K_t = \frac{1,2 x T}{M}$ zł, gdzie

x = odległości przewozu, T = koszt $1 m$ b. toru (szyny, podkłady, złącza ze wszystkimi dodatkowymi wydatkami), M — ilość ziemi do przewiezienia.

ε) Przewóz parowozami (wąskotorowemi): Jeżeli t oznacza czas w minutach pomiędzy pociągami, x — odległość przewozu w metrach, v — szybkość pociągu w $m/min.$, to otrzymamy czas potrzebny na obrót pociągu $2 \left(t + \frac{x}{v} \right)$ minut, ilość obrotów pociągu w ciągu godziny będzie

$n = \frac{30v}{vt+x}$ i wydajność pracy jednej lokomotywy (przy $Q m^3$ — ilości

ziemi, jaką przewozi pociąg) $L = \frac{30v}{vt+x} Q m^3$ w ciągu godziny.

Niech oznacza W_z — ilość wagonów w pociągu, i — pojemność wagonu, n — ilość pociągów na godzinę, to ogólna wydajność pracy na godzinę: $Lq = W_z \cdot i \cdot n = W_z \cdot i \cdot \frac{30v}{vt+x}$ (ilość m^3 poruszonej ziemi przewiezionej w ciągu godziny roboczej pociągu) i koszt przewozu $1 m^3$ nieporuszonej ziemi: $K = \frac{vt+x}{30v \cdot W_z \cdot i} q$ (godzin roboczych pociągu).

Przy mniejszych masach i odległościach używa się lokomotyw lżejszych; np. przy przeświecie toru 60—75 cm stosownie zw. lokomotyw o sile od 20 do 40 koni; żelazne wywrotki o pojemności 1—1,5 m^3 ; w pociągu 12—20 wywrotek, szybkość pociągu 120 $m/min.$, czas zatrzymania (straty uboczne) przy ruszaniu tam i z powrotem ($2t$) ok. 15 minut, stosowane odległości od 400 do 2000—3000 m i przy masach ziemi 25.000—80.000 m^3 . Przy większych masach ziemi prześwit 90—75 cm i 100 cm , lokomotywy od 40 do 120 koni, wagony o pojemności 1,5—2 do 4 m^3 i więcej, szybkość 240 $m/min.$

Koszt godziny roboczej pociągu g — na $1 m^3$ nieporuszonej ziemi składa się z kosztów:

- Koszt godzinowy ruchu lokomotywy G_l
- Koszt godzinowy wagonów (W_z sztuk) G_w
- Koszt godzinowy toru (x metrów) G_{tr} .

a) Koszt godzinowy lokomotywy składa się z nast. wydatków:

α) Opłata godzinowa (przy miesięcznej pensji) maszynisty, palacza, hamulcowych i smarowników (2—4 na pociąg) przy 160 godzinach roboczych miesięcznie.

Przykład. Opłata godzinowa przedwojenna w b. dzielnicy pruskiej (przeliczone na złote):

pensja maszynisty przedwojenna	250 zł
pensja palacza przedwojenna	170 zł
pensja 3 hamulcowych przedwojenna	330 zł
	<hr/>
	750 zł
ubezpieczenie społeczne 8%	60 zł
	<hr/>
	810 zł

czyli opłata godzinowa $810 : 160 = 5,06$ zł.

β) Wydatki na materiały i urządzenia pomocnicze — wydatki przedwojenne w przybliżeniu w b. dzielnicy pruskiej wynosiły:

na olej, smary, pakiety	2,50 zł
woda	1,25 zł
reparacje małe	1,80 zł
szopa, warsztaty, place węglowe	1,80 zł
	<hr/>

Razem dziennie . . 7,35 zł

a na godzinę $735 : 8 = 0,92$ zł.

γ) Amortyzacja lokomotywy i oprocentowanie nakładowego kapitału, oraz naprawa jej.

Cena lokomotywy wahała się przed wojną — w b. dzielnicy pruskiej — od 7500 do 22.000 zł (10 HP 7500 zł, 20 HP 9300 zł, 35 HP 11.000 zł, 45 HP 14.000 zł, 60 HP 17.000 zł, 80 HP 20.000 zł, 100 HP 22.000 zł).

Przykład. Przyjmijmy cenę lokomotywy 10 HP — 9300 zł, czas pracy na 10 lat, amortyzację (za pierwszy rok pracy lokomotywy 30%, za drugi 15%, itd., por. j. w.) równą 10% ceny, to wielkość rocznego wydatku

na amortyzację 10% od 9300 zł	930 zł
oprocentowanie kapitału 6% od 9300 zł	738 zł
(obecnie 20 i więcej %)	
reparacja i in. 5%	465 zł
dzierżawa lokomotywy 10%	930 zł
	<hr/>

Razem . . 3063 zł

Jeżeli lokomotywa pracuje w ciągu roku 160 dni po 8 godzin, czyli 1280 godzin, to wydatek godzinowy $3063 : 1280 = 2,40$ zł.

δ) Koszt godzinowy węgla. Zapotrzebowanie węgla około 4 kg na HP i godzinę w pociągu ładowanym i około 1,5 kg w pociągu pustym. Dla lokomotywy 20 HP potrzeba na godzinę ruchu w stanie ładownym $4 \cdot 20 = 80$ kg i w pociągu nieladowanym $1,5 \cdot 20 = 30$ kg; zazwyczaj w granicach ruchu podobnych pociągów — pociąg w ciągu godziny — znajduje się w stanie ładownym 35 minut i 25 minut w stanie próżnym, czyli na godzinę potrzeba przeciętnie węgla $\frac{35}{60} \cdot 80 + \frac{25}{60} \cdot 30 = 60$ kg.

Przy gorszym gatunku węgla potrzebna ilość może dojść do 80 kg na godzinę.

Przy cenie węgla przedwojennej 3 gr za 1 kg (w b. dzielnicy pruskiej) wydatek na węgiel wynosi $0,03 \cdot 60 = 1,80$ zł.

Całkowity wydatek godzinowy na lokomotywę stanowił więc $gl = 5,06 + 0,92 + 2,40 + 1,80 = 10,18$ zł.

b) Koszt godzinowy wagonów. Jeżeli koszt wywrotki o pojemności i m³ wynosi K_w złotych, a roczne wydatki związane z wywrotką 0,5 K (patrz przewóz wywrotek ręcznie), to koszt jednej wywrotki na godzinę roboczą (1280 godzin w ciągu roku) $0,5 K_w : 1280 = \frac{K_w}{2560}$ zł, a koszt godzi-

nowy wszystkich wywrotek w pociągu $\frac{W_z \cdot K_w}{2560}$ zł. Jeżeli na miejscu wyładunku jest zajętych 2 ludzi na każde 4 wagoniki, to na wagonik wypada 0,5 godziny robotnika, a ogólny koszt godziny W_z wagonów w pociągu będzie

$$G_w = \frac{W_z \cdot K_w}{2560} \text{ zł} + 0,5 W_z \text{ godzin robotnika.}$$

Otrzymaną cyfrę zwykle należy zwiększyć w zależności od ilości wagonów zapasowych.

c) Koszt godzinowy toru. Roczny wydatek na 1 m b. toru (2 szyny) wynosi 100% wartości toru, czyli T zł na 1 m b.; przy długości toru $x + 33\% = 1,33 m$ wydatek będzie $1,33 T$ zł rocznie, a na godzinę roboczą

$$\frac{1,33 x T}{1280} = 0,001 x T \text{ zł.}$$

Koszt podkładu stanowi P zł, a na godzinę roboczą

$$\frac{1,33 x P}{1280} = 0,001 x P \text{ zł.}$$

Wydatek ogólny $G_{tr} = 0,01 (T + P)$ zł na godzinę.

Razem koszt przewozu $1 m^3$ ziemi nieporuszonej wynosi:

$$K = \frac{v t + x}{30 v W_z i} q (G_l + G_w + G_{tr}) \text{ zł na } 1 m^3.$$

IV. Obliczenie mas i ich rozdział.

Wielkość mas (objętość) budowli ziemnej dostajemy, dzieląc ją przekrojami poprzecznymi na części, oznaczając objętość każdej części z osobna i robiąc ich sumę. Celem oznaczenia objętości pojedynczej części, uważamy ją za graniastosłup, którego wysokość (długość) równa się odległości między przekrojami poprzecznymi, a podstawa połowie sumy obu przekrojów. Wtedy:

$$O_b = \frac{P_1 + P_2}{2} \cdot d$$

gdzie O_b = objętość graniastosłupa, P_1 i P_2 = powierzchnie przekrojów poprzecznych, d = odległość między nimi. Jest to wzór przybliżony, używany najczęściej. Ścisłe liczenie objętości jest mozolne, a nie zwiększa dokładności ostatecznego, łącznego wyniku obliczenia mas i ich rozdziału, gdyż powierzchnia ziemi między obu przekrojami nigdy nie jest płaska, i gdyż nie znamy ani istotnej wielkości trwałego spulchnienia, ani dokładnego położenia granicy między różnymi gruntami, znajdującymi się w jednym przekopie, a jedno i drugie wprowadzamy do rachunków.

A. Oznaczenie powierzchni przekrojów poprzecznych. Aby obliczyć masy wedle podanego wzoru, trzeba znać powierzchnie przekrojów poprzecznych. Te określamy:

1. Z rysunku przekrojów. Postępowanie zwykle przy projektach szczegółowych, gdzie zdejmujemy już dla innych celów przekroje poprzeczne gruntu, i przy rozrachunkach za roboty wykonane, gdzie przekroje poprzeczne robi się i zachowuje jako podstawę wyliczeń, której rzetelność każdy łatwo sprawdzić potrafi. Zaleca się to postępowanie i wszędzie indziej, gdy linja ziemi w przekroju łamana. Powierzchnię przekroju mierzymy planimetrem lub obliczamy, rozłożywszy wieloboczną zwykle figurę na trójkąt i inne proste figury lub zamieniwszy ją na trójkąt o równej powierzchni.

2. Z wysokości nasypów i głębokości przekopów. Postępowanie zwykle przy projektach wstępnych, gdzie przekroje poprzeczne rysuje

się tylko w szczególnych przypadkach. Sposobu tego nie można używać, gdy chodzi o przekroje odcinkowe lub gdy linja ziemi łamana. Zresztą nie mniej dokładny od poprzedniego. Samo określanie powierzchni skutecznie się przy pomocy liczbowych zestawień lub wykresów, które budujemy wedle ogólnych wzorów na obliczenie powierzchni przekrojów, jak następuje:

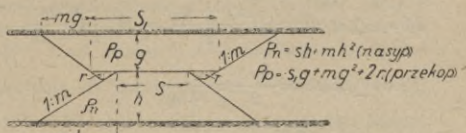


Fig. 22.

a) Jeżeli linja ziemi pozioma. Wtedy, przy jednostajnej pochyłości stoku budowli (fig. 22), mamy powierzchnie przekrojów, jak w tabl. 23.

Wprowadziwszy stałe s, m, s_1, r w te wzory i podstawiając za h i g różne wysokości i głębokości, otrzymujemy dane dla zestawienia i wykresu.

Użycie zestawienia widoczne z niego samego (Tablica 23). Układa się je predko, bo, jak widać, różnice powierzchni rosną o stałą wartość (tutaj o 0,030); wystarcza więc wyliczyć P_n z wzoru dla pierwszych trzech wysokości, a następnie P_n otrzymamy zwyczajnem dodawaniem.

Tablica 23.

Przekroje nasypów
($s = 6 m; m = 1,5$)

h w m	P_n w m^2	Różnice m^2
0,0	0,000	
0,1	0,615	0,615
0,2	1,260	0,645
0,3	1,935	0,675
0,4	2,640	0,705

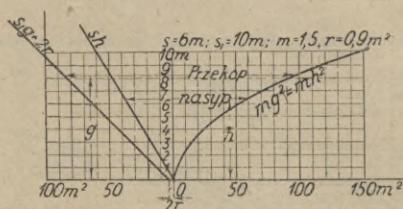


Fig. 23.

Wykres (fig. 23) buduje się też predko. Odcina się na pionowej osi wysokości (w podziałce najlepiej takiej, jak na przekroju podłużnym) i kreśli na końcach tych odcinków poziome, a na poziomej osi odcina się powierzchnie mh^2 w prawo i sh

w lewo (w podziałce takiej, żeby np. $1 mm = 1$ lub $2 m^2$) i na końcach tych znowu odcinków kreśli się pionowe. Punkty przecięcia pionowych i poziomych, odpowiadających sobie, leżą z prawej na paraboli mh^2 , z lewej na prostej sh , przechodzącej przez O . Postępujemy tak samo z przekopem. Parabole mh^2 i mg^2 są identyczne, linja $s_1 g + 2r$ zaczyna się nie w O , lecz w oddaleniu odpowiadajacem powierzchni obu rowów $2r$.

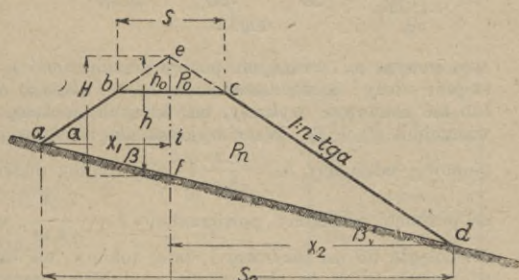


Fig. 24.

Żeby zbudować wykres, wystarcza rozwiązać tylko po jednym równaniu dla nasypu i przekopu. Użycie wykresu widoczne z rysunku.

Przy użyciu zestawienia układanie mozolniejsze, praca bardziej nużąca, dokładność nieco większa; ale i dokładność wykresu zupełnie wystarczająca.

b) Jeżeli linja ziemi pochylona (jednostajnie).

$P_n = P' - P_o$, dla nasypu (fig. 24),

$$P' = \triangle a e d = H \frac{x_1 + x_2}{2} = H^2 \frac{n^2 m}{n^2 - m^2}$$

$$P_o = \triangle b e c = \frac{h_o s}{2} = \frac{s^2}{4 m}$$

$$P_n = H^2 \frac{n^2 m}{n^2 - m^2} - \frac{s^2}{4 m}$$

$$H = h_o + h; h_o = \frac{s}{2 m}$$

$$s_o = x_1 + x_2 = H \frac{2 n^2 m}{n^2 - m^2}$$

$P_p = P' - P_o$, dla przekopu podobnie, jak dla nasypu,

$$P' = G^2 \frac{n^2 m}{n^2 - m^2}$$

$$P_o = \frac{s_1^2}{4 m}$$

$$P_p = G^2 \frac{n^2 m}{n^2 - m^2} - \frac{s_1^2}{4 m}$$

$$G = g_o + g; g_o = \frac{s_1}{2 m}$$

$$s_1^o = G \frac{2 n^2 m}{n^2 - m^2}$$

Dla przyjętych szerokości s i s_1 i pochyłości m są wyrazy $\frac{s^2}{4 m}$ i $\frac{s_1^2}{4 m}$ wielkością stałą. Wyliczywszy je i obliczywszy wartości $\frac{n^2 m}{n^2 - m^2}$ przy

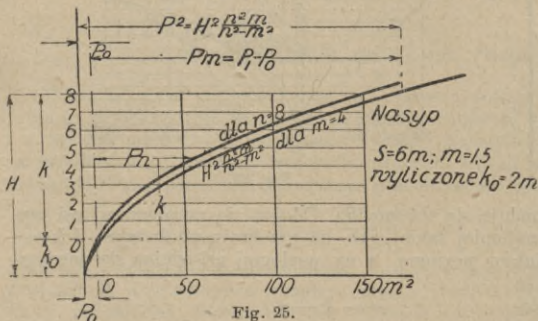


Fig. 25.

Tablica 24.

n	$\frac{n^2 m}{n^2 - m^2}$ przy $m = 1,5$
8	1,555
7	1,571
6	1,600
5	1,649
4	1,745
3,5	1,836
3	2,000

tym samym m , a różnych pochyłościach ziemi n (tablica 24), możemy następnie ułożyć dalsze zestawienia, które ułatwią obrachowywania P_n i P_p , lub też zbudować wykresy, na których możemy wprost odczytywać powierzchnie P_n i P_p . Wzór wykresu dla nasypów przedstawia fig. 25. Na osi pionowej odcinamy $h_o = \frac{s}{2 m}$ i dalej robimy podziałkę wysokości dla h . Na

osi poziomej odcinamy powierzchnię $P_o = \frac{s^2}{4 m}$, w tem oddaleniu kreślimy

równoległą do osi pionowej i dalej robimy na osi poziomej podziałkę powierzchni.

Jeżeli na pionowej osi podcinamy, zaczynając od punktu skrzyżowania osi, różne h , a na poziomej odpowiadające im $P^1 = H^2 \frac{n^2 m}{n^2 - m^2}$,

to punkty przecięcia prostopadłych, wystawionych na końcowych punktach odcinków h i P^1 będą leżeć na paraboli. Żeby zbudować wykres, wystarczy

obliczyć dla jednego przekroju $h_o, P^1 = H^2 \frac{n^2 m}{n^2 - m^2}$ i $P_o = \frac{s^2}{4 m}$. Użycie

wykresu widoczne z figury.

Jak widzimy, dla każdej pochyłości ziemi trzeba kreślić osobną parabolę. Łatwiej zrobić wykres, gdy te parabole zastąpimy prostymi linjami (fig. 26). Na pionowej osi w dół odcinamy powierzchnię stałą P_0 i dalej robimy podziałkę powierzchni; na poziomej robimy podziałkę dla H^2 . Jeżeli na poziomej osi poodcinamy różne H^2 , a na pionowej odpowiadające im $P^1 = H^2 \frac{n^2 m}{n^2 - m^2}$, to punkty przecięcia się prostopadłych, wystawionych na

końcowych punktach odcinków H^2 i P^1 będą leżeć na prostych. Dla każdej

pochyłości ziemi dostaniemy osobną prostą. Żeby odczytywać na tym wykresie P_n , musielibyśmy zawsze liczyć naprzód H^2 . Dla uniknięcia tego odcinamy na osi pionowej w górę stałą h_0 i zrobimy dalej podziałkę dla h — kreślimy parabolę $X = H^2$, której każdy punkt oddalony jest od osi poziomej o H , a od pionowej o H^2 . Chcąc odczytać np. powierzchnię przekroju dla nasypu o wysokości $h = 6,6$ m i pochyłości ziemi 1:8, idziemy po podziałce wysokości do 6,6 m, stamtąd poziomo do przecięcia z parabolą, stamtąd pionowo w dół i tam odcinek P_n daje szukaną powierzchnię. W taki sam sposób buduje się wykres dla przekopów; można też użyć dla nich tego samego wykresu, co dla nasypów, wprowadziwszy potrzebne zmiany odmiennym kolorem. Można też używać tego samego wykresu dla różnych szerokości s ; ze zmianą s zmienia się tylko położenie linii h_0 i P_0 , co pamiętać należy.

Nie uwzględniając poprzecznej pochyłości ziemi, dostaje się wielkość powierzchni przekroju mniejsza od rzeczywistej. Powierzchnia $\triangle aed$ (fig. 24) $= P^1 = H^2 \frac{n^2 m}{n^2 - m^2}$, a wynosiłaby $P = H^2 m$, gdyby

ziemia była pozioma. Różnica $P^1 - P = P \frac{m^2}{n^2 - m^2} = \alpha \cdot P$. Tablica 25 zawiera obliczoną wielkość α , dla różnych n przy $m = 1,5$. Widać, że gdy pochyłość ziemi = 1:10, nie uwzględniając jej, dostajemy powierzchnię o 2% mniejszą od rzeczywistej, przy 1:9 o 3%, przy 1:4 o 16%. W praktyce przyjmuje się, iż należy uwzględniać pochylenie ziemi począwszy od 1:9 nawet przy projektach wstępnych.

B. Obliczanie mas gruntu. Znając powierzchnie przekrojów poprzecznych, oblicza się masy w dwojaki sposób:

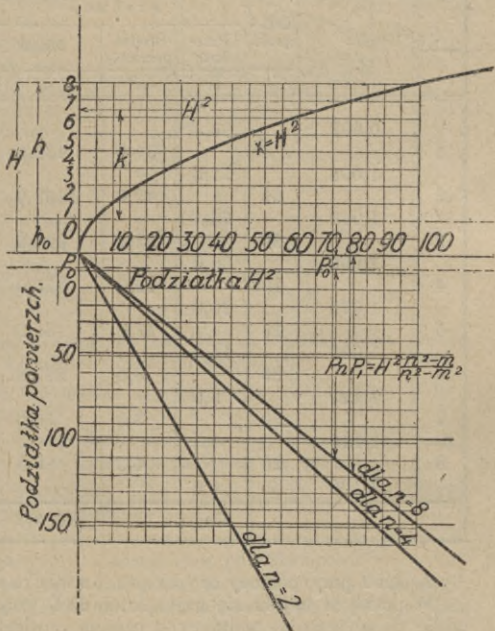


Fig. 26.

Tablica 25.

n	$\alpha = \frac{m^2}{n^2 - m^2}$ przy $m = 1,5$
10	0,0230
9	0,0287
8	0,0365
7	0,0481
6	0,0667
5	0,0989
4	0,1636
3	0,3333

1. Albo rachunkiem, robiąc przytem stosowne zestawienia liczbowe, jakiego przykład daje tablica 26. Tego sposobu używa się najpowszechniej. Jest jasny i przejrzysty, a do przeprowadzenia nim wyliczeń lub ich sprawdzenia nie trzeba umiejętności rysowania, co ważne, gdy oddaje się roboty od wymiaru drobnym przedsiębiorcom lub drużynom roboczym.

Tablica 26. Obliczenie mas.

L. b.	km	Odległość	Przekop			Nasyp		
			Przekrój	Średni przekrój	Masa	Przekrój	Średni przekrój	Masa
		m	m ²	m ²	m ³	m ²	m ²	m ³
1	0,998	8	56,4	54,0	432,0	—		
	1,006		51,6					
2	1,040	34	34,4	43,0	1462,0	—		
	1,050		30,0					
3	1,050	20	30,0	32,2	644,0	0,0		
	1,075		25,0					
4	1,075	15	20,0	17,0	85,0	8,0	4,0	60,0
	1,090		14,0					
5	1,090	30	14,0	8,5	225,0	14,0	17,5	525,0
	1,120		3,0					
6	1,120	20	3,0	3,5	70,0	21,0	22,5	450,0
	1,140		4,0					
7	1,140	20	4,0	4,3	86,0	24,0	27,0	540,0
	1,160		4,6					
Razem . . .					3379,0	Razem . . .		1740,0

2. Albo przy pomocy wykresu powierzchni (fig. 27).

W praktyce używa się najczęściej, zwł. przy budowie kolei, specjalnych tablic do obliczenia, podających czasem powierzchnie przekroju, czasem zaś nawet wprost objętości robót ziemnych.

Wykres powierzchni. Przenosimy z przekroju podłużnego na osobny papier linię pochyłości drogi i rzędne. Na rzędnych nanosimy powierzchnie przekrojów poprzecznych jako długości, odcinając od linii pochyłości nasypy zw. w dół, a wykopy w górę. Uwzględniamy przytem trwale spulchnienie gruntu. Jeżeli jest jednakie, to zmniejszamy w odpowiednim stosunku nasypy, a jeżeli różne (z powodu różnych gruntów), to zwiększamy odpowiednio przekopy. Podziałka długości stosowna taka, jak w przekroju podłużnym, ale robi się i mniejsze; podziałka powierzchni taka, żeby 1 mm = 1, 2, 3. . . m². Figurę objętą przez linię, łączącą wszystkie końcowe punkty odcinków i linię pochyłości drogi, nazywamy wykresem powierzchni. Każda jego rzędna przedstawia powierzchnię przekroju poprzecznego; każda powierzchnia między dwiema rzędnymi — objętość bryły gruntu między odpowiadającymi im dwoma przekrojami poprzecznymi. Wielkość tych powierzchni czyli te objętości nanosimy na pierwszej rzędnej każdego przekopu i nasypu jako długości, przyjąwszy dowolnie punkt początkowy i podziałkę dla mas. Przytem, jeżeli idziemy w górę, nanosząc przekopy, jak na fig. 27, to nanosząc nasypy, schodzimy w dół i odwrotnie. W ten sposób robimy wykres sumy i możemy przy pomocy podziałki odczytywać objętości (masy) całych przekopów i nasypów, ich różnice itd. Ta-

bllica 26 i wykres fig. 27 dają obliczenie mas na tej samej przestrzeni drogi od *km* 0,998 do *km* 1,160.

Ten sposób wyliczania nie ma przewagi nad poprzednim, o ile chodzi tylko o znajomość wielkości mas. Dokładność jego raczej mniejsza; na czasie pracy zyskuje się nieco tylko, gdy powierzchnie mierzymy planimetrem lub gdy rzędne są równo oddalone, bo wtedy trapezy mają równe długości, co pozwala odczytywać od razu objętości na odpowiednio przygotowanej podziałce, przykładając do niej średnie wysokości trapeza, brane weyrkiel. Ale wykres powierzchni jest przejrzystszy; ze względu na to budujemy go, robiąc rozdział mas wykreślnie (str. 56).

Przy obu sposobach należy pamiętać o wliczaniu do masy właściwej budowli (drogi, kolei, kanału itd.) także masy przejazdów, przełożeń potoków i dróg, wykopów fundamentów itd.

C. Plan rozdziału mas polega na tem, żeby z ogólnej ilości gruntu (wyliczonej jednym z dwu uprzednio podanych sposobów):

1. oznaczyć część, która nie nadaje się na nasypy (torf, mokry il itd.) i wskazać miejsce jej odkładu,
2. oznaczyć część, której przewożenie podłużne zbyt hamowałoby postęp robót (co zdarza się wyjątkowo) i wyznaczyć miejsce jej odkładu,
3. oznaczyć część, którą korzystniej użyć na co innego, nie na nasypy (ziemia urodzajna, żwir, kamień budowlany),
4. oznaczyć część, którą da się poprzecznie przerzucić lub przewieźć (materiał z rowów u stóp nasypów, z przekrojów odcinkowych),
5. zrobić najkorzystniejsze wyrównania mas pozostałych czyli oznaczyć, jakie są ich ilości i dokąd najkorzystniej będzie przewieźć podłużnie, a jakie odłożyć na boku lub z boku dokopać.

By móc przystąpić do rozwiązania zadań, tym planem objętych, trzeba ustalić:

a) cenę wzniesienia i przewozu 1 m^3 gruntu (przyczem do ceny przewozu na odkład należy dodać koszt powierzchni pod odkład, przypadającej na 1 m^3 , a do ceny przewozu ziemi z dokopów + koszt powierzchni pod dokop, przypadającej na 1 m^3 i koszt wzniesienia 1 m^3),

b) gdzie (np. na znacznych rzekach, tunelach) musi się zatrzymać przewóz mas, poczem rozwiązanie zadań 1, 2, 3, 4 nie wymaga żadnej szczególnej pracy, natomiast wymaga jej często rozwiązanie zad. 5, tj.:

Wyrównanie mas. Przy budowie na równinach można niekiedy nawet na pierwszy rzut oka trafnie wskazać najkorzystniejsze wyrównanie mas; ale zwyczajnie trzeba go szukać. Czynimy to albo rachunkiem przez porównawcze przeliczenia, albo wykreślnie.

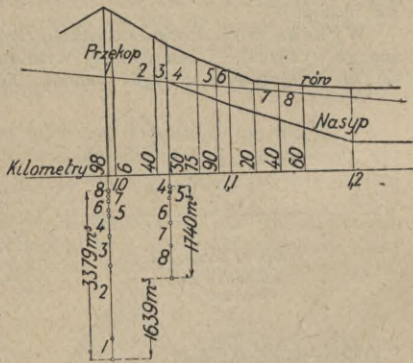


Fig. 27.

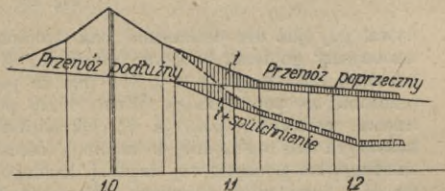


Fig. 28.

d) różnica wysokości punktu początkowego i końcowego linii mas daje różnicę objętości nasypów i przekopów.

Jeżeli zaś nakreśliśmy jakąkolwiek poziomą, przecinającą linię mas, to stwierdzimy:

e) że odcinki między punktami przecięć linii mas z tą poziomą, wskazują przestwienie, na których masy nasypów równają się masom przekopów; dlatego każdą taką poziomą linię nazywamy linią wyrównawczą,

f) że największa rzędna każdej z płaszczyzn wykresu, zamkniętych między linią mas a wyrównawczą, przedstawia ilość mas, wyrównywających się na tym odcinku,

g) że pierwsza i ostatnia rzędna pierwszej i ostatniej płaszczyzny wykresu przedstawiają ilość mas, które ma się odłożyć lub dokopać (fig. 29, lewa strona); toż samo w pewnych warunkach dają odstępy między dwoma wyrównawczymi (fig. 29, $km\ 2^{2/3}$).

Szukanie najkorzystniejszego wyrównania: 1. Wedle powyższego (c, g) każda pozioma, przecinająca linię mas, wskazuje, które przekopy pokrywają się z nasypami i jakie ma sytrzeba dokopać lub odłożyć,

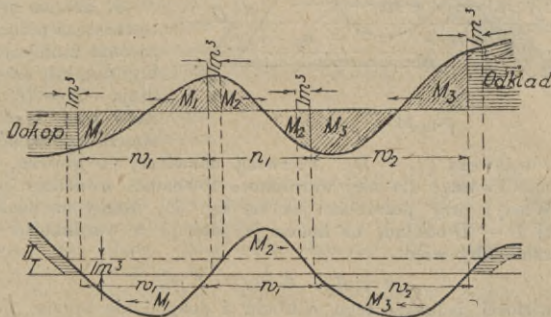


Fig. 30.

czyli daje wyrównanie mas. Wśród tych poziomych jedna da wyrównanie najkorzystniejsze. Żeby ją znaleźć, kreśliśmy (fig. 30) początkowo poziomą (I), najkorzystniejszą na oko (według niej dzielią się masy na wykresie powierzchni tak, jak pokazują pełne rzędne), a następnie próbujemy, czy zyskamy co, podnosząc ją lub opuszczając. Idąc w górę o $1\ m^3$ (pozioma kreskowana II), mamy nowy podział (na wykresie powierzchni wskazany kreskowanymi rzędnymi). Widzimy, że dokop zmniejszył się o $1\ m^3$, któryby się było przewiozło na odległość d , a więc zyska się teraz koszt jego przewozu, wynoszący „ d “, jeżeli koszt przewozu $1\ m^3$ na odległość d nazwiemy d . Widzimy dalej, że zwiększyła się masa M_1 o $1\ m^3$, który trzeba będzie przewieźć na odległość w_1 , a więc straci się koszt jego przewozu, wynoszący „ w_1 “, jeżeli znowu koszt przewozu na odległość w_1 nazwiemy w_1 ; zmniejszyła się masa M_2 o $1\ m^3$, a więc zyska się koszt jego przewozu „ n_1 “; zwiększyła się masa M_3 o $1\ m^3$, a więc traci się koszt jego przewozu „ w_2 “; zmniejszył się odkład o $1\ m^3$, a więc zyskujemy koszty jego odwozu „ o “. Odległość, a równocześnie i koszt przewozu mas przekopowych w jednym kierunku nazywamy jedną zgłoską „ w “, w przeciwnym kierunku drugą zgłoską „ n “. Sumując widzimy, że tracimy $w_1 + w_2$, a zyskujemy $d + o + n_1$. Jeżeli $w_1 + w_2 < d + o + n_1$, to takie przesunięcie wyrównawczej daje zysk. Wobec tego idziemy dalej w górę, by ten zysk zwiększyć jeszcze. Idziemy dotąd, aż dojdziemy do $w_1 + w_2 = d + o + n_1$, co znaczy, że wyrównawcza na danej wysokości daje najkorzystniejsze wyrównanie mas. Gdybyśmy przy pierwszym ruchu w górę znaleźli

$w_1 + w_2 < d + o + n_1$ czyli stratę, to dalsze próby robilibyśmy, idąc w dół, i znowu, ażby $w_1 + w_2 = d + o + n_1$. Jest to równanie warunkowe, którym sprawdzamy, czy przyjęta linja daje najlepsze wyrównanie. Pracując cyframi, wstawiamy za w_1, w_2, d, o, n , odpowiadające tym odległościom kosztu przewozu 1 m³ wraz z dodatkami za wzniesienia, gdy takie są; kosztu dokopów i odkładów należy ułożyć wedle wskazówek ustępu a), str. 55.

2. Jeżeli brak pewności, czy najkorzystniejsze wyrównanie da jedna, czy też dwie lub więcej linji wyrównawczych, to kreślimy je na oko i sprawdzamy położenie każdej z osobna równaniem warunkowym. Gdyby w rze-

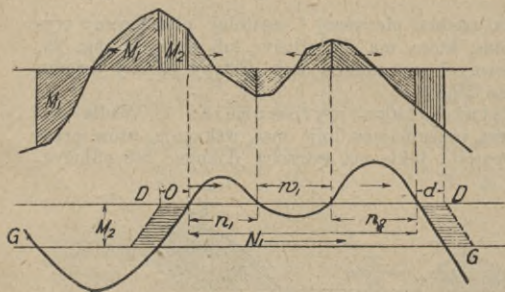


Fig. 31.

czywistości najkorzystniejszą miała być jednakże tylko jedna wyrównawcza, to tych parę, nakreślonych początkowo, zejdzie się w jedną. Przykład dwu wyrównawczych na fig. 29 (str. 56).

3. Zdarza się, że wyrównawcza przechodzi nad paroma mniejszemi falami linji mas lub też pod niemi (linja G — G, fig. 31). Żeby masę i na tej przestrzeni wyrównać, kreślimy drugą wyrównawczą (D — D). Pierwszą nazwiemy — główną, drugą — drugorzędną. Tworząc dla niej warunkowe równanie, uważamy główną za niebyłą. Wtedy, przy położeniu jak na fig. 31, mamy na początku wyrównawczej D — D odkład, a na końcu jej dokop, a warunkowe równanie dla niej brzmiałoby więc:

$$o + d + E(w) = E(n)$$

W rzeczywistości jednakże tego odkładu i dokopu nie będzie, bo główna wyrównawcza istnieje, a masy M_2 , których wielkość dana odstępem między

obu wyrównawczemi, wyrównają się przewozem. Wobec tego z lewej strony poprzedniego równania znika $o + d$, a na ich miejsce wchodzi N_1 . Warunkowe więc równanie dla takiej drugorzędnej wyrównawczej będzie tutaj:

$$N_1 + E(w) = E(n).$$

Odległości przewozu (fig. 32). Ponieważ w wykresie mas każda długość przedstawia odległość przewozu X , a każda wysokość masę m , przeto każda powierzchnia (długość, wysokość)

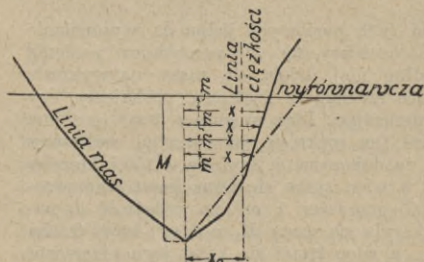


Fig. 32.

przedstawia moment przewozu (odległość · masa) = mX . A więc cała powierzchnia, leżąca z prawej strony największej rzędnej, przedstawia $E(mx)$. Jeżeli tę powierzchnię zamienimy na równy jej prostokąt Mx_0 , to $E(mx)$ będzie także = Mx_0 . Że zaś $E(m) = M$, więc x_0 = średniej ze wszystkich x , czyli równa się oddaleniu linji ciężkości masy od rzędnej M . Powtarzając to samo na drugiej stronie rzędnej M , dostaniemy oddalenie drugiej linji ciężkości od M , czyli dostaniemy razem całą odległość przewozu. Żeby zatem znaleźć odległość przewozu, trzeba tylko powierzchnie z obu stron największej rzędnej M zamienić na prostokąty, zachowując rzędną M jako ich jeden bok. Robi się to, zamieniając naprzód te powierzchnie na

trójkąty o jednej przyprostokątnej wspólnej M , poczem wystarczy rozdzielić otrzymane drugie przyprostokątne na pół, by mieć szukane drugie boki prostokątów, czyli szukane linje ciężkości.

Tak samo znajduje się linje ciężkości mas, wyrównywujących się poprzez inne masy (jak masy M_2 , fig. 31).

Odkłady i rezerwy (ukopy, dokopy, rowy materiałowe). W wykresach powierzchni najlepiej dorysować je na odpowiednich miejscach. Dokopy u góry (fig. 33), odkłady na dole. Podziałka powierzchni ta sama, co dla innych mas.

W wykresie mas przedstawiamy dokopy i odkłady linjami, biegnącymi na odległość przewozu od odpowiadających im części linji mas. Jeżeli dokop czy odkład położony jest równoległe do osi i wielkością równy w każdym punkcie nasypowi, który pokrywa, czy przekopowi, który przyjmuje, to linja, przedstawiająca go, biegnie równoległe do linji mas. Tak przyjęto w fig. 30 i 31.

Fig. 33 przedstawia przypadek, gdzie z dokopu pokrywa się nasyp, rozciągający się na dłuższej przestrzeni, niż dokop, a sam przewóz ma się odbywać tak, że naprzód dojdzie materiał od dokopu prostopadle do drogi (od a do b), a stamtąd dopiero pójdzie wzdłuż drogi (od b ku c i d). Wtedy w wykresie mas przedstawia się dokop jako linja łamana ikl , przyczem $fk = ab$; $ei = ab + bc$; $gl = ab + bd$.

Jeżeli, co zwykle najlepiej, zamiast robić osobny dokop, rozszerzamy sąsiedni przekop, lub zamiast robić osobny odkład, rozszerzamy sąsiedni

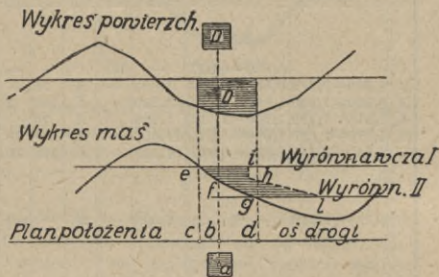


Fig. 33.

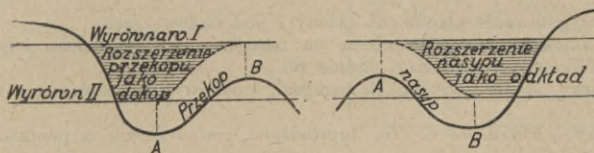


Fig. 34.

nasyp, wtedy linje, przedstawiające takie rozszerzenie przekopu czy nasypu, wypadają, jak na fig. 34. Kształt ich można wyznaczyć, obliczwszy od rzędnej do rzędnej przekroju podłużnego ilości dokopywane lub odkładane.

Oczywiście wyznaczenie linji dokopów i odkładów odbywa się w przybliżeniu. Zbyt wielka dokładność nie dałaby tu żadnych korzyści.

D. Zestawienie kosztu przewozów podłużnych (z odkładami i dokopami) należy wykonać jak najprzejrzystiej. Przykład mamy w zestawieniu kosztów robót ziemnych na str. 60.

V. Wykonanie robót.

A. Czynności początkowe. Urządzenie budowy. Zaliczamy tutaj:

1. Organizację zarządu budowy, zastosowaną do tego, czy roboty oddano przedsiębiorcy jednemu lub kilku, lub też prowadzi się je we własnym zarządzie itd.

Przykład. Koszt robót ziemnych.

a) Przewozy podłużne, odkłady, rezerwy:

L. p.	M i e j s c e		Masa dobyta		Przewóz			Cena przewozu za 1 m ³			Koszt		Uwagi
	dobycia	użycia	przekop	dokop	Rodzaj	odległość	wzniesienie	na poziomie	dodatek za wzniesienie	razem	zł	gr	
1	—	0,850—0,857	—	300	A ¹⁾	—	—	—	—	100	300	—	Rezerwa z lewej strony km... (cena z kosztem wzruszenia i nabycia gruntu)
2	0,920—0,970	0,857—0,920	1.000	—	A	70	—	50	—	50	500	—	
3	0,970—1,090	1,090—1,240	3.200	—	B	160	3	40	8	48	1.536	—	
4	1,315—1,370	1,240—1,315	1.200	—	A	70	—	50	—	50	600	—	
5	1,370—1,620	1,620—1,875	11.000	—	B	290	10	50	20	70	7.700	—	
6	2,045—2,195	1,875—2,045	7.400	—	B	200	10	40	16	56	4.144	—	
7	2,195—2,290	—	6.500	—	B	—	—	—	—	44	2.860	—	Odkład z prawej strony km... (cena z kosztem powierzchni pod odkład)
8	2,290—2,360	2,360—2,450	2.200	—	A	90	—	58	—	58	1.276	—	
Razem . . .			32.500	300							18.916	—	
b) Odkładowanie żwiru do nawierzchni 1.200 m ³ po 0,40 gr											480	—	
c) Przemieszczenie poprzeczne . 1.300 m ³ średnio po 0,20 gr											260	—	
d) Wzruszenie gruntu 35.000 m ³ średnio po 0,60 gr											27.000	—	
Łączny koszt robót ziemnych . . .											46.656	—	

1) A = przewóz taczkami.

B = przewóz kolejką, poruszaną siłą ludzi.

2. Przygotowanie placów na składy i pod budowę szop.

3. Wzniesienie szop na biura, na narzędzia, na schronisko i gospodę dla robotników, na warsztaty, stajnie itd.

4. Sprowadzenie potrzebnych narzędzi, środków przewozowych, maszyn, koni.

Prace pomiarowe. Te, prowadzone równocześnie z poprzednimi, obejmują:

1. Uzupelnienie brakujących pali osiowych i stałych znaków wysokości.

2. Oznaczenie powierzchni, zajętej pod roboty ziemne.

3. Założenie, zewnątrz tej powierzchni, znaków, umożliwiających później wiernie odtworzenie osi.



Fig. 35.

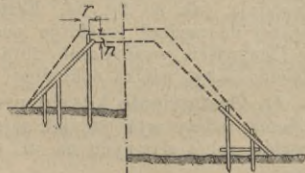


Fig. 36.

4. Wyznaczenie krawędzi rowów i krawędzi skarp nasypów i wykopów, ustawienie szablonów (fig. 35 i 36). Szablony w prostych ustawić co 50 m na równym gruncie; gdy grunt falisty — gęściej, wedle potrzeby; tak samo gęściej — wedle potrzeby — w łukach.

Przy ustawianiu szablonów pamiętać o możebnych wyjątkowych kształtach przekroju. Zwyczajnie przyjmujemy jeden kształt przekroju przekopów i jeden nasypów dla całej budowli, zdarzają się jednak odmiany. Np. w przekopie z warstwami różnego gruntu, linia stoku wypadnie łamana, gdy uwzględnimy dopuszczalną pochyłość dla każdego gruntu wedle tablicy 2 (str. 26). Wskazane przytem w miejscach załamania dawać ławeczki

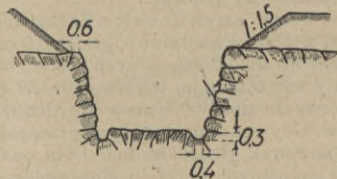


Fig. 37.

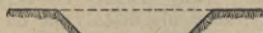


Fig. 38.

0,5—1,0 m szerokości, łagodnie ku przekopowi nachylone (fig. 37). Wysoki przekop dobrze jest rozszerzyć, dając ławeczki u stopy stoku na wysokości korony budowli (fig. 38), choć grunt jednaki i stok jednostajnie pochyłony. Jeżeli nasyp wysoki, dobrze dać dolnej części stoków pochylenie łagodniejsze, a górnej ostrzejsze itd.

Ustawiając szablony nasypu pamiętać o daniu znaku nadwyżki i rozszerzenia, z jakim nasyp trzeba założyć, z uwagi na osiadanie. Konieczna nadwyżka i rozszerzenie zmienia się zależnie od rodzaju gruntu, od sposobu sypania, od pogody, przy jakiej się robi, od wysokości nasypów. Nie mając zwykle czasu na robienie doświadczeń, dajemy wedle

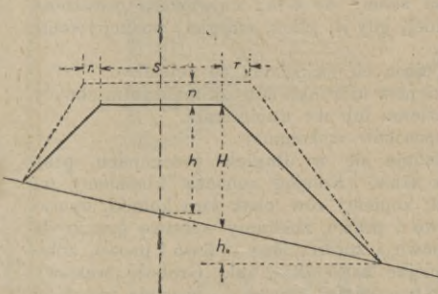


Fig. 39.

Gdy ziemia pozioma lub mało pochyłona		
n	r = r ₁	grunt
$\frac{1}{14} h$	$\frac{1}{9} h$	zwykła ziemia
$\frac{1}{12} h$	$\frac{1}{8} h$	ilasty, gliniasty
$\frac{1}{23} h$	$\frac{1}{15} h$	piasek
$\frac{1}{40} h$	$\frac{1}{40} h$	kamienisty

dawnych spostrzeżeń (fig. 39); a gdy linia poprzeczna gruntu mocno nachylona, to r oblicza się osobno, wstawiając $h = H + \frac{h_0}{2}$.

Na podstawie praktyki budowy kolei w Rosji w latach 1895—1915 r. przyszli inżynierowie do wniosku, że rozszerzenie korony torowiska (r i r_1) jest zbędne i stosowano je tam jedynie, gdy nasypy były budowane z kamienia lub brył zamarzłych, tj. przy robotach specjalnie śpiesznych, wykonywanych w zimie, co bywało dopuszczane w drodze wyjątku.

5. Podanie wysokości podtorza na palach, wbitych z boku szablonów.

6. Wytyczenie mostów i innych budowli sztucznych, jakiego się w ciągu drogi wzniesić miało.

Wskazówki ogólne. Należy jak najściślej przestrzegać wszystkich przepisów ostrożności, zmierzających do zapewnienia bezpieczeństwa życia i zdrowia pracujących. Prędko i, zwykle, tanio wykonywa się roboty, jeżeli:

1. rozwinie je odrazu w wielu miejscach, niezależnych od siebie, i w każdym na możliwie największej przestrzeni,

2. ułożymy jak najtroskliwiej i najdrobiazgowiej cały plan przewozów i potem go zastosowujemy,

3. utrzymujemy starannie tory kolejki i mamy zawsze w pogotowiu za-
pasny sprzęt roboczy,

4. dbamy, żeby stale pracowały wszystkie siły robocze.

B. Wykonanie przekopów. Pierwsze czynności: Zaczynamy robotę, tnąc darni, gdy nia grunt pokryty, w płyty kwadratowe, gr. 7—10 cm, o boku 20—30 cm. Odłożone, służą potem do umocnień różnych części budowli. Gdzie ziemia urodzajna, zdejmujemy wierzchnią jej warstwę 10—20 cm głęboko; służy później do okrycia jałowych stoków. Usuwa się drzewa, krzewy, żeby nie dostały się do nasypów. Gdy grunt pochyłony poprzecznie, bierzemy wzdłuż wyższej krawędzi przekopu rowek, głęboki średnio 0,5 m, o szerokości dna 0,3—0,5 m i znacznym spadku podłużnym. Służy do odprowadzenia wody powierzchniowej. Jeżeli rowek ten nie ma odpływu naturalnego, sprowadzamy z niego wodę do rowków bocznych przekopu po skarpach wgłębieniem, odpowiednio wybrukowaniem lub obmurowaniem; czasem korzystnie użyć koryt drewnianych lub rur. Wogóle jak najtroskliwiej uważać należy na niedopuszczanie wody powierzchniowej do przekopu i na odprowadzenie z niego wody w gruncie się znajdującej.

Sposób wykonania przekopu dobieramy, uwzględniając kształt powierzchni, rodzaj gruntu, wyznaczony czas budowy, rozporządzalne środki przedwzowowe, przyzwyczajenie robotników. Przy wszystkich sposobach dążymy nade wszystko:

a) aby grunt kopać w długich wysokich ścianach, do stopy których zsuwa się własnym ciężarem materiał wrzuszony i skąd ładują go do wózków, tylko raz wzięwszy na łopatę. Wysokość ściany do 4 m; największa ostrożność konieczna przy robocie, szczególnie, gdy il, glina, margiel; podkopywania ścian i obrywania należy zabronić,

b) aby nie pracować długo w ciasnych wcięciach, co uciążliwe,

c) aby pędzić przekop ze spadkiem w kierunku odwozu materiału, choćby ostateczne dno przekopu leżało poziomo lub we wzniesieniu.

Rozróżniamy sześć głównych sposobów wykonania:

1. Warstwami (fig. 40). Nadaje się w długich przekopach, przy dość równej powierzchni i nie w skale. Kolejkę roboczą kładziemy na powierzchni w kierunku przekopu, kopimy rów obok toru kolejki, opuszczamy ją w ten rów i, idąc w lewo i prawo, zbieramy warstwę gruntu do poziomu kolejki, zagłębiamy ją znowu i znowu, idąc w lewo i prawo, zbieramy nową warstwę i znowu kolejkę zagłębiamy itd. Grubość warstwy do około 1,5 m. Sposób stosowany najczęściej, prosty, — pozwala rozwinąć roboty odrazu na wielkiej długości.

2. Od boku (fig. 41). Stosowany przy wszelkich materiałach, gdy przekop na stoku.

3. Z głębokiego wcięcia (fig. 42). Odpowiedni, gdy powierzchnia silnie nachylona podłużnie, a szczególnie, gdy pokłady skaliste o korzystnym upadzie. Robimy wąskie wcięcia aż do dna przekopu, układamy tor roboczy, rozszerzamy się.

4. W stopniach (fig. 43). Odpowiedni przy każdym materiale, gdy przekop głęboki, długi i powierzchnia bardzo nierówna. Przekop pędzimy w pełnej szerokości w stopniach, założonych poprzecznie do osi. Kolejka robocza wiedzie ze stopni w dół ze spadem. Gdy ten za duży, to urządza się albo pochylnie albo też stawia rusztowanie, z którego sypiemy materiał wyższego stopnia do wózków stojących o stopień niżej.

5. Od czoła (fig. 44). Nadaje się, gdy przekopy krótkie.

6. Angielski (fig. 45). Oplaca się, gdy przekopy odpowiednio wielkie, głębokie ponad 10 m, powierzchnia nierówna, materiał sypki, gdy można całe pociągi materiału wywozić parowozem wprost na nasyp. W osi przekopu na jego dnie pędzi się sztolnię około 2,3 . 2,8 m, na tę sztolnię opuszcza

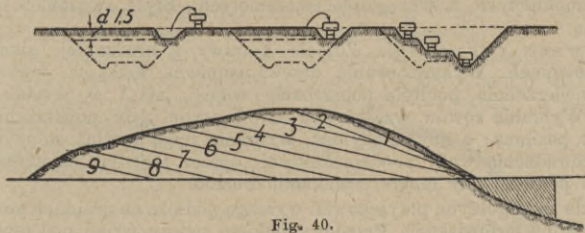


Fig. 40.



Fig. 41.

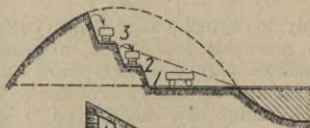


Fig. 43.

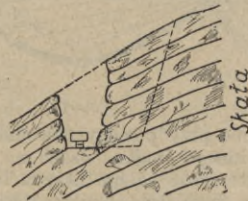


Fig. 42.

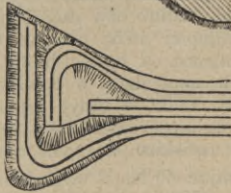


Fig. 44.

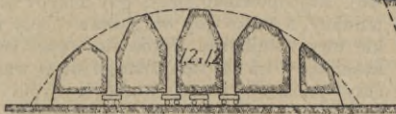
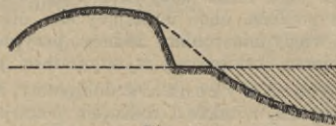
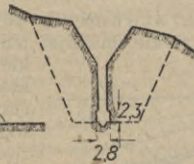


Fig. 45.



się szyby około 1,2 . 1,2 m. Sztolnia i szyby należy obudować. Liczba szybów dowolna, co 10—15 m jeden. Na dnie sztolni kolejka robocza; wózek stawia się pod każdym szybem; przez szyby zrzucamy materiał, brany naokoło szybu; nabierają one kształtu lejów. Sposób u nas prawie nieużywany.

C. Wykonanie nasypów. Dobór materiału nasypowego. Najlepiej nadają się na nasypy piasek i żwir, i wogóle materiały nierozpuszczalne a przepuszczalne, łatwo się osiadające, wytrzymałe na zgniecenie. Z twardego kamienia dobre nasypy; łatwo wietrzejący materiał osłonić przed działaniem powietrza. Nasypy z łu osiadają się długo, także z gliny, z marglu; materiałami temi pracować trzeba tylko na sucho. Szczególniej glinę chronić przed działaniem wody. Bryły wielkie rozdrabniać. Nie do-

puszczać materiałów przerosniętych roślinami: torfu, mułu, oraz materiałów namokniętych, a szczególnie zmarzniętych. Bryły zmarznięte odłożyć, aż roztają.

Pierwsze czynności. Zdjęcie murawy i urodzajnej ziemi, jak przy przekopach. Wykarczowanie drzew, usunięcie krzaków, korzeni itp. Jeżeli powierzchnia pochyla poprzecznie więcej, niż 1:9, wyciąć w niej stopnie. Wybranie rowów wzdłuż obu stóp nasypu, gdy powierzchnia poprzecznie pozioma; a gdy nachylona, wybranie rowu wzdłuż stopy wyższej dla odprowadzenia wody powierzchniowej; oprócz tego jak najstarsze osuszenie podłoża, gdy mokre, sączkami, drenami.

Zwykle szczególnych przygotowań wymaga podłoże na gruntach miękkich: na błotach, na torfowiskach. Przedewszystkiem należy wziąć pod uwagę ich



Fig. 46.

utrwalenie przy pomocy odwodnienia, a gdy to wypada zbyt drogo, uciec się do innego środka. Jeżeli np. warstwa rozmiękła jest cienka, usuwamy ją na szerokość całego nasypu lub na szerokość paru węższych pasów i dajemy na to miejsce dobry materiał. Jeżeli rozmiękła warstwa wysoka, to jej powłokę, często dość zbitą, tnie się rowami wzdłuż obu stóp nasypu, a następnie robi nasyp z dobrego materiału (najlepiej żwir, piasek). Obciążana nim powłoka zanurza się na głębokość, zależną od tęgłości błota, przyczem rzadka jego masa dobywa się na wierzch nacięciami w powłoce. Jeżeli grunt podłoża, choć uginający się, nie jest rzadki, a nasyp jest dosyć wysoki, wtedy nie robimy żadnego przygotowania podłoża, licząc, że się zgeści i nabierze dostatecznej wytrzymałości pod naciskiem nasypu.

Sposób wykonania dobieramy, kierując się temiż względami, co przy przekopach, a także i rodzajem materiału. Głównem dążeniem przy wszystkich sposobach, danie nasypowi jak największej spójności i wytrzymałości na nacisk. Odróżniamy 5 sposobów wykonania:

1. Warstwami (fig. 46). Najodpowiedniejszy, gdy nasypy długie, a nie bardzo wysokie, materiał

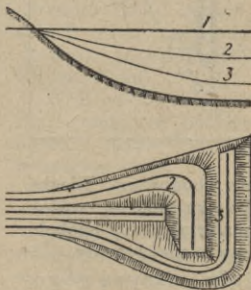


Fig. 47.

pulehny, a także gdy wilgotnawy, gdy mamy lekkie tory kolejkowe. Sypie się wąski wał o wysokości 0,5—1,5 m, rozszerza go się w warstwę przez cały przekrój, na tej warstwie sypie się znowu wąski wał, znowu go się rozszerza itd., i tak tworzy się nasyp warstwami o grubości 0,5—1,5 m. Używając kolejki ciężkiej, można robić warstwy jeszcze grubsze. Szczególne korzyści — przesuszenie materiału i ugniecenie. Natomiast uciążliwe — częste przekładanie torów i jazda w dół z hamowanymi wózkami. Sposób najczęściej stosowany. Zwykle gdy przekop robi się warstwami, tak samo robi się i przyległy nasyp.

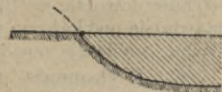


Fig. 48.

2. W stopniach (fig. 47). Korzystny, gdy nasyp wysoki i długi. Szczególne korzyści — szybki postęp roboty, ugniecenie materiału, łatwe stosowanie rozmaitych środków przewozu. Uciążliwe częste przerzucanie torów i duże zmiany pochyłości toru roboczego. Stopnie pojedyncze 1,5—3,0 m wysokości.

3. Od czoła: odpowiedni przy krótkich nasypach. Wykonywa się nasyp odrazu w całym przekroju (fig. 48). Szczególna korzyść: tor stale ułożony. Robota idzie jednak wolno, a materiał nie ugniata się.

4. Od boku (fig. 49): na stokach przy dobrym materiale, jak piasek, żwir; przy rozszerzeniu wąskich nasypów. Najpierw tworzy się wąski wał na całą długość nasypu i do jego ostatecznej wysokości, a potem go się rozszerza. Szczególne korzyści: robota idzie szybko, można wysypywać całe pociągi naraz. Natomiast niebezpieczeństwo, że dosypywane części się oberwią.

5. Z rusztowania: nadaje się do wysokich nasypów. Buduje się na całą długość nasypu stałe drewniane rusztowanie, na niem układa się tor kolejki roboczej. Na odpowiednio zbudowanych rusztowaniach mogą chodzić i lokomotywy. Drzewo — oprócz pomostu — zostaje w nasypie. Szczególne korzyści: stały tor, szybkość budowy. Słabe strony: nieugnieciony materiał w nasypie. Stosuje się też rusztowania ruchome. Kosztuje taniej, niż stałe; zastosowalne do niewysokich nasypów i równej powierzchni.

Ze szczególną uwagą postępować, gdy z nasypem dochodzi się do budowli sztucznych. Mosty sklepione zasypywać naraz z obu stron; warstwy dawać cienkie i starannie ubijać. Tak samo, zasypując przyczółki mostów otwartych i mury oporowe, sypać materiał w warstwach i ubijać.

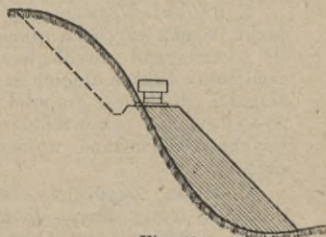


Fig. 49.

VI. Ochrona budowli ziemnych.

Na wszystkie stoki budowli ziemnych działa wiatr, opady powietrzne, zmiany ciepłoty; na niektóre stoki przekopów także woda z nich się sącząca, a na niektóre stoki nasypów woda stojąca lub płynąca. Przed tem działaniem musimy je chronić. Nie potrzebują tego tylko stoki z kamienia niewietrzejącego; wytrzymują one nawet działanie wody płynącej, jeżeli kamień jest w bryłach odpowiednio dużych.

4. Ochrona stoków przekopów (gdy nie są skalne): 1. Obsianie. Obsiewając stoki nasionami traw, stwarzamy powłokę darniową. Stoki jałowe, pokrywamy najpierw warstewką ziemi żyznej 5—20 cm grubą, zależnie od zapasu ziemi żyznej i stopnia jałowości stoku, a następnie obsiewamy. Gdy grunt stoku twardy, robimy w nim naciecia, by zapobiec zsunięciu się ziemi urodzajnej. Do obsiania używa się zwykle mieszaniny traw; 1 kg na około 200 m². Odpowiednia do tego pora wilgotna. To jest najwycyżajniejsza ochrona stoków; nigdy nie wolno jej pominąć.

2. Darniowanie na płask. Chcąc uzyskać szybko powłokę darniową, pokrywamy stoki płatami kwadratowemi darniny 30 . 30 . 7 (por. str. 62). Kładziemy je korzonkami na stół i przybijamy cienkimi kołkami o długości około 0,30 cm po 2 kołki na 1 płat. Jeżeli grunt kamienisty lub choćby tylko bardzo twardy, jałowy, dajemy cienką podsypkę z urodzajnej ziemi. Tak samo wypełniamy nią spoiny i obsiewamy je. Odpowiednia do roboty pora wilgotna. Im świeższa darnina, tem lepiej. Takie darniowanie stosujemy najczęściej, żeby chronić stoki rowów i ścieków. Jeżeli mało darniny, kładziemy ją na stół pasami w krzyż, a gołe pola między niemi wypełniamy urodzajną ziemią i obsiewamy.

3. Darniowanie czołowe. Płaty darniny kładzie się poziomo lub też prostopadle do stoku albo w położeniu pośrednim. Kładziemy je korzonkami w górę. W razie potrzeby dajemy podsypkę z urodzajnej ziemi, około 10 cm. Odpowiednia do roboty pora wilgotna. Wystające różki darni

ścina się łopatą i całą powierzchnię obsiewa. Takie darniowanie stosuje się przy stokach ostrych 1:1, a także do naprawy już oberwanych.

4. Zadrzewienie. Stosowane, gdy brak ziemi żyznej i darni, lub jeżeli trawa nie udaje się, bo np. stok kamienisty albo zbyt stromy. Gdy grunt suchy, dobre: akacja, brzoza, sosna; gdy wilgotny — wierzba, olcha. Mniej więcej 1 sadzonka na $1 m^2$.

5. Płotki. Używane, gdy stok tak stromy, że nie utrzyma się na nim urodzajna ziemia czy darniowanie, lub gdy grunt łuszczy się i zsuwa. Zakłada się je szeregami równoległymi lub — lepiej — krzyżującymi się, tworzącymi pola o bokach długich na 2—3 m. Kolki najlepiej z wierzby, 0,7—2,0 m długości, 4—10 cm grubości, wbite co 30—50 cm odziomkami, wystające 20—60 cm nad powierzchnią skarpy. Pręty najlepiej wikłowe; dolne z nich zatykamy odziomkami w ziemię. Takie kolki i pręty wrastając, rozgałęziają się.

6. Bruk. Zwyczajnie brukujemy stoki, gdy brak ziemi urodzajnej i darni, a mamy dosyć odpowiedniego kamienia na miejscu. Używa się kamienia z grubsza przyrobionego o grubości rozmaitej, zw. od 20—40 cm. Układa się go na podsypce o grubości 0,10—0,20 m z piasku, ale najlepiej, gdy jest ze żwiru lub ścinków kamienia, bo takie podłoże nie łatwo wymywalne przez wodę, przeciekającą spoinami. Spoiny uszczelnia się mehem, okruciami kamienia, piaskiem, zaprawą cementową. Stopa bruku z grubszych kamieni. Kamienie układa się, wiążąc je, jak w murze. Stok brukowany można pochylić 1:1, a gdy bruk gruby i stok nie wysoki 4:3 ($1:3/4$). Zamiast kamienia łamanego można użyć płyt betonowych, kamieni sztucznych itp., ale okazują się one bardzo rzadko tańsze.

7. Sączki. Gdy grunt wysącza wodę, należy odwieść powierzchnię stoku, inaczej mogłaby spłynąć, rozmokłszy. Czynimy to sączkami. Tworzymy je, wybierając w stokach rowki 0,4—0,7 m szerokie, 0,3—0,5 m głębokie i wypełniając je kamieniem łamanym, żwirem grubym itp. Zakłada się je w liniach prostych, skośnie do kierunku przepływu albo w kształcie ostróg, także w kształcie daszków lub łuków; należy je zgrubiać, schodząc ku stopie stoku. Szczególną uwagę zwrócić na to, żeby woda ze sączków odpływała swobodnie do rowów. Jeżeli dno przepływu mokre, należy je także odwieść; sączkom dna dobrze jest nadać kształt sklepienia odwróconego.

Jeżeli przepływ bardzo mokry i rowami płynie dużo wody, trzeba umocnić stopę stoku. Czynimy to, obrukowując rów. Jeżeli obrukowanie rowu nie wystarcza, podmurujemy stopę stoku, przyczem najczęściej obmurujemy wtedy i cały rów. W podmurowaniu zostawiamy kanaliki, żeby nimi odpływała do rowów woda z poza muru.

Jeżeli stoki skalne, ale kamień ich łatwo wietrzejący, to dla ochrony je przed wietrzeniem stosujemy:

8. Mury okładzinowe (fig. 50). Robimy je zw. z kamienia łamanego na zaprawie cementowej. Grubości ich niewielkie. Przy budowie kolei małopolskich stosowano wymiary: $k = 0,4 m$, $d = 0,4 + 0,1 h$. Przy budowie kolei przez Gothard $k = 0,6 m$, $d = 0,1 h$, przyczem najmniej $d = 0,6 m$.

Jeden i ten sam stok ubezpiecza się rozmaitemi sposobami, jeżeli przepływ przecina różne warstwy gruntu.

B. Stoki nasypów. Naogół chronimy stoki nasypów tak samo, jak przepływów, tylko przychodzi chronić je jeszcze od działania wody stojącej

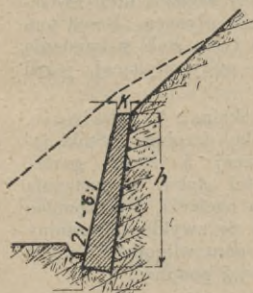


Fig. 50.

i płynącej, co nie zdarza się nigdy przy przekopach dróg, założonych prawidłowo.

1. Obsianie,
2. Obsypanie ziemią i obsianie,
3. Darniowanie na płask,
4. Darniowanie czołowe,

} jak w przekopach.

Darniami na płask lub do czoła ubezpieczamy zwykle stożki koło skrzydeł mostowych, koło murów oporowych itd.; warstwę darni, przynajmniej jedną, układamy do czoła na koronie wszelkich murów i dopiero je przysypujemy.

5. Zadrzewianie. Bardzo rzadko zadrzewia się stoki nasypów. Gdy chodzi o ochronę stoków od wezbranej wody płynącej, sadzimy na nich wiklinę. Jej korzenie tworzą jakby tkaninę, wiążącą cząstki gruntu, a gałęzie podczas wylewu kładą się na stoku w kierunku prądu i w ten sposób ochraniają go od uszkodzeń przez wody i lody. Daje się sadzonki o długości zazwyczaj 50 cm, o średnicy 2—3 cm i zatyka je w grunt na 40 cm głęboko, pochylając lekko w kierunku wody. Sadzi się je wiosną i jesienią w szeregach; szereg od szerega 75 cm; a w szeregu sadzonka od sadzonki 30 cm. Obcina się wiklinę co 2—3 lata. Tnie się ją równo z ziemią. Sadząc wiklinę koszykową, ma się materiał do wyrobu mebli itp.

6. Płotki. Tak samo, jak w przekopach. Tylko, gdy chroni się stok od zalewu wody płynącej, zakładamy je szeregami poziomymi. Przy wodzie płynącej, a często i stojącej, dajemy u stopy nasypu płotek nieco silniejszy, niż te, co na stoku, lub nawet dwa równoległe; przewiązuje się je ze sobą i przestrzeń między nimi wypełnia ziemią, żwirem, kamieniem.

7. Bruk. Tak samo, jak w przekopach. Tylko, gdy chroni się stok od działania wezbranej wody płynącej, dajemy brukowi zwykle fundament z grubszych kamieni, zapuszczony w grunt o wymiarach ok. 1×1 m, a gdy stopa stoku znajduje się stale pod działaniem wody płynącej, tworzymy do wysokości małej wody narzut z grubszych kamieni i na nim, jak na fundamencie, opieramy stopę bruku. Gdy prąd wody silny, uż. na narzut, a także i na bruk grubego kamienia. W tym względzie stosować się należy ściśle w każdym wypadku do warunków miejscowych.

8. Obitki faszynowe (por. dział: Budownictwo wodne). Sposób rzadko stosowany.

9. Wałki zatapiane faszynowe. Używamy ich, nie mając dosyć grubego kamienia na narzut, potrzebny dla ochrony od działania płynącej wody.

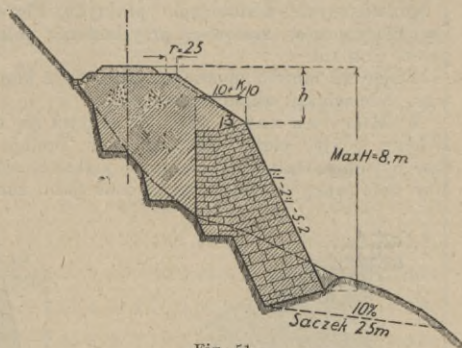


Fig. 51.

C. Mury oporowe i podporowe. Mury, podtrzymujące ściany nasypów, naz. oporowemi; mury podtrzymujące ściany przekopów — podporowemi.

1. Mury oporowe wykonywa się: a) na sucho lub b) na zaprawie.

a) Mury suche. Gdy w pobliżu jest tani kamień, o bryłach dostatecznie dużych i łatwo układalnych, a materiały zaprawy w danych warunkach drogie, buduje się mur suchy. Kamienie bierze się jak największe; przyrabia młotem, układa przewiązując, klinuje odcinkami kamienia. Spoiny o ile możności pionowo do linii ciśnienia; dlatego biegna początkowo

pionowo do lica, a potem z wolna przechodzą w poziome. Pochyłość lica zależy od jakości kamienia i wysokości muru: przy ciężkim i dobrze wiążącym się materiale 3:1, gdy wysokość muru do 8 m, zaś 2:1, gdy wysokość muru do 12 m; przy licszym kamieniu 3:2, a nawet 5:4. Przy wysokościach nad 8 m, wskazane dać licu pochyłość w dolnej części mniejszą, niż w górnej. Tył muru pionowy w nasypie bez odsad, żeby uniknąć nierównomiernego osiadania; doszedłszy do rodzimego gruntu, biegnie równoległe do lica. Uwzględniając osiadanie się muru, należy rozszerzyć koronę nasypu o $\frac{1}{50}$ — $\frac{1}{25}$ wysokości muru. Należy chronić koronę murów od wstrząśnień, sprawianych przez ruchome ciężary; dlatego nadsypki na murach 1—3 m wysokości. Grubość

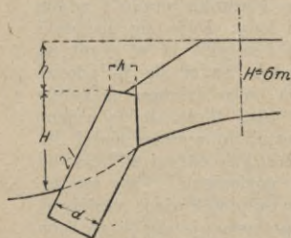


Fig. 52.

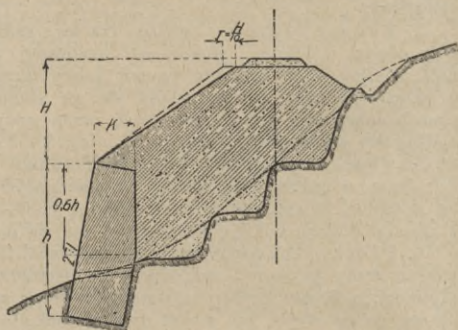


Fig. 53.

muru zależy od wysokości; przy równych wysokościach zmienia się w pewnych granicach z jakością kamienia. Najmniejsza szerokość korony 0,6 m, a gdzie mur narażony na wstrząśnienia, tam jeszcze większa. Zwykle nie przeprowadza się w poszczególnych przypadkach obliczeń statycznych, lecz opiera się na wzorach, ułożonych z racji wykonywania wielkich budowli i sprawdzonych dostatecznie praktyką. Fig. 51 i 52 przedstawiają kształt i wymiary murów, stosowane przy budowie polskich kolei karpackich i kolei przez Gothard.

Dając za murem oporowym układkę z kamienia, zmniejszamy parcie na mur. Nie wiązać układki z murem!

b) Mury na zaprawie. Wykonują się z kamienia łamanego, betonu, żelbetu, cegły, ciosowego kamienia. Buduje się najczęściej jako pełny mur o jednokształtnym przekroju; jednakże stosuje się też mury żebrowane. Mur żebrowany wymaga mniej materiału, zato robota droższa, dlatego nie

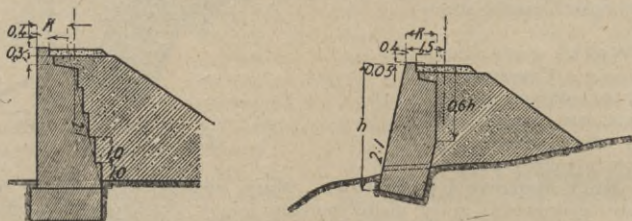


Fig. 54.

zawsze tańszy od pełnego. Zakrywszy przestrzenie między żebrami nie tylko od nasypu, ale także od góry sklepieniami lub płytami żelbetowymi, możemy uzyskać wnęki, przydatne dla rozmaitych celów.

Wzgląd na oszczędność i na stałość budowli wymaga gruntownego statycznego badania murów. Zw. najmn. szerokość korony muru z kamienia

łamanego 0,5 m; z betonu 0,3 m; z cegły — dwie cegły. Dając za murem układkę kamienną, zmniejszamy parcie na mur, co pozwala zmniejszyć szerokość korony o 5—10%. Projektując pełny mur z kamienia łamanego, można narazie przyjąć szerokość korony i kształt muru wedle wzorów, ułożonych przy projektowaniu licznych budowli i sprawdzonych praktyką (fig. 53 i 54), a następnie poprawić je wedle wyniku statycznego badania. Pochyłość lica pełnego muru przyjmujemy na 5:1 do 6:1, a tył robimy pionowy, co najlepiej ze względu na osiadanie nasypu, lub z odsadami wedle przebiegu linii ciśnienia.

Mur należy wykonać bardzo starannie na zaprawie cementowej. Przy murze z kamieni użyć dużych brył, wiązać dobrze, kłaść dobrze, spoiny dobrze wypełnić zaprawą. Dno fundamentu założyć pod granicą mrozu, 1,0—1,2 m w głąb gruntu. Fundament założyć bezpiecznie od podmycia i usunięcia się. Tył murów odwodnić kanalikami 10×15 lub rurkami najmniej $d = 5$ cm, przeprowadzonemi przez mur w stosownych miejscach i zabezpieczonemi u wlotu narzutem żwiru. Dla zapobieżenia pękaniu wskutek zmian ciepłoty lub nierównomiernego osiadania, należy długie mury wykonywać w odcinkach, pozostawiając między nimi wolne pionowe spoiny. Przy zasypywaniu muru należy postępować z wielką ostrożnością, żeby nie wywołać gwałtownego uderzenia masy zasypowej o mur. Należy sypać warstwy niegrube, około 30 cm, i starannie je ubić. Materiał najlepszy, który nie wywiera dużego parcia, a więc: żwir, piasek, kamień. Koronę muru utworzyć z możliwie wytrzymałego materiału i szczególnie staranie ją wykonać.

Tablica 27. Szerokość korony murów oporowych na zaprawie.

Nadsypka <i>H</i> m	Szerokość korony przy wysokości muru <i>h</i> w m													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	14	16	20
do 1	0,60	0,65	0,79	0,98	1,17	1,36	1,55	1,74	1,92	2,12	2,49	2,87	3,24	4,00
2	0,60	0,70	0,86	1,06	1,27	1,47	1,68	1,79	2,09	2,29	2,71	3,12	3,52	4,35
4	0,60	0,70	0,92	1,14	1,36	1,58	1,80	2,02	2,24	2,46	2,90	3,34	3,77	4,65
6	0,60	0,75	0,98	1,21	1,44	1,67	1,91	2,13	2,37	2,59	3,05	3,51	3,98	4,90
8	0,60	0,80	1,04	1,28	1,52	1,77	2,01	2,25	2,49	2,74	3,22	3,70	4,18	5,15
10	0,60	0,80	1,10	1,35	1,60	1,85	2,10	2,35	2,60	2,85	3,35	3,85	4,35	5,35
12	0,60	0,80	1,10	1,40	1,66	1,92	2,18	2,44	2,70	2,96	3,47	4,00	4,51	5,55
16	0,60	0,80	1,10	1,40	1,70	1,97	2,25	2,52	2,79	3,07	3,62	4,16	4,71	5,80
20	0,60	0,80	1,10	1,40	1,70	2,05	2,34	2,62	2,91	3,19	3,77	4,33	4,90	6,05
24	0,60	0,80	1,10	1,40	1,70	2,05	2,38	2,70	3,00	3,29	3,88	4,48	5,06	6,25
30	0,60	0,80	1,10	1,40	1,70	2,05	2,38	2,70	3,05	3,40	4,02	4,64	5,26	6,50
40	0,60	0,80	1,10	1,40	1,70	2,05	2,38	2,70	3,05	3,40	4,13	4,81	5,44	6,70

2. Mury podporowe projektuje się i wykonywa, jak mury oporowe. Grubość zw. może być mniejsza, bo podtrzymują materiał o spójności większej, niż spójność świeżo wruszonego materiału nasypowego; ale nie da się ustalić ogólnie, o ile mniejsza. Zależy to głównie od spójności podpieranego gruntu, którą w każdym przypadku z osobna należy szacować. Budując koleje małopolskie, dawano murom podporowym z kamienia łamanego grubość taką samą, jak murom oporowym, w przekopach tych, których materiał jeszcze się trzymał przy stoku 3:2, a gdy trzymał się już przy stoku

5 : 4, zmniejszono ją o $\frac{1}{15} h - \frac{1}{20} h$ (fig. 55). Jednakże z grubością muru w koronie nie schodzono poniżej 0,6 m. Budując koleją Gothardzką, dawano muirom podporowym z kamienia łamanego grubość taką samą, jak muirom oporowym, w tych przekopach, których materiał jeszcze się trzymał przy

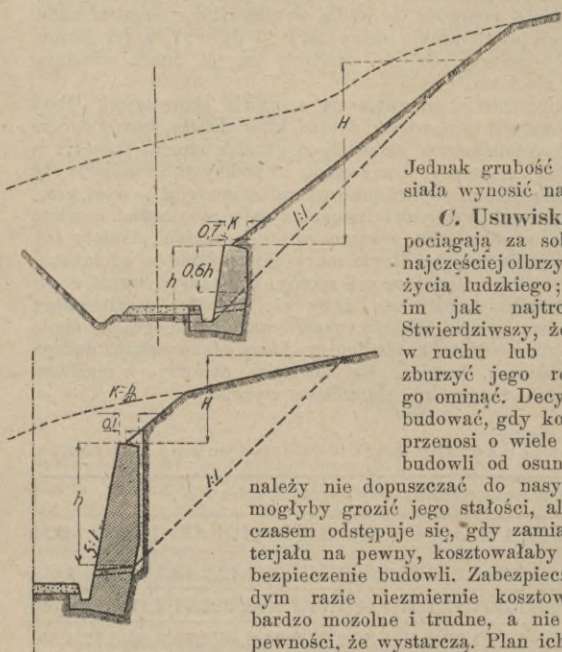


Fig. 55.

stoku 3 : 2, a gdy trzymał się już przy stoku 5 : 4, zmniejszono ją o 20%, a gdy trzymał się już przy stoku 1 : 1, zmniejszono ją o 40%.

Jednak grubość muru w koronie musiała wynosić najmniej 0,6 m.

C. Usuwiska budowli ziemnych pociągają za sobą straty materialne, najeźsciej olbrzymie, i nierozdkiem ofiary życia ludzkiego; dlatego powinno się im jak najtroskliwiej zapobiegać. Stwierdziwszy, że dany grunt jest już w ruchu lub że budowlą można zburzyć jego równowagę — należy go ominąć. Decydujemy się i w nim budować, gdy koszt takiego omińnięcia przynosi o wiele koszt zabezpieczenia budowli od osunięcia się. Tak samo

należy nie dopuszczać do nasypu materiałów, które mogłyby grozić jego stałości, ale i od tego wskazania czasem odstępuje się, gdy zamiana podejrzanego materiału na pewny, kosztowałaby wiele więcej, niż zabezpieczenie budowli. Zabezpieczenia takie są w każdym razie niezmiernie kosztowne, wykonanie ich bardzo mozolne i trudne, a nie dają nigdy zupełnej pewności, że wystarczą. Plan ich powinno się wypracować jak najstaranniej, a wykonanie przeprowadzić, nim mogłyby nastąpić osuwanie się lub osunięcie

budowli. Wstrzymanie bowiem ruchu gruntu i naprawa szkód powstałych są bez porównania mozolniejsze i droższe, niż zapobieżenie mu.

Usuwiska powstają zwykle z powodu wody, której nie spostrzeżono lub której działania nie uwzględniono dostatecznie. To też roboty zabezpieczające od osunięcia, to prawie wyłącznie roboty nad odwadnianiem gruntu.

1. Usuwiska (osunięcia) we wykopach. a) Największe rozmiarami i najpoważniejsze skutkami zachodzą w takich warunkach: wierzchnia warstwa gruntu przepuszczalna leży na nieprzepuszczalnej, pochylonej poprzecznie. Wcinając przekop, zabieramy lub osłabiamy oparcie górnej stronie wierzchniej warstwy, która też zsuwa się w dół po powierzchni nieprzepuszczalnej warstwy, osłizłej od wody.

Najlepszy środek zapobiegawczy — powiększenie tarcia między obu warstwami, co najskuteczniej osiągnąć odwodnieniem powierzchni żeslizgu. Jeżeli jej głębokość nieznaczna, 5—7 m, zakładamy sączki wzdłuż przekopu, 0,75—1,0 m szerokie, zapuszczone około 0,50 m w warstwę nieprzepuszczalną, o spadzie przynajmniej 1%, które chwytają wodę powierzchni żeslizgu i prowadzą ją do studzienek zbiorczych, skąd spływa do rowów przekopu. Sączki tworzymy najlepiej z kamienia. Czasem głębokość powierzchni żeslizgu jest tak znaczna, że okazuje się taniej bić szyby i od nich prowadzić sztolnie, niż kopać otwarte rowy. Najlepszy ten sam środek zaradczy, jeżeli i wierzchnia warstwa nieprzepuszczalna, ale pod nią leży warstwa wodonośna, spoczy-

wająca na następnej znowu nieprzepuszczalnej warstwie. Tak samo, gdy liczne cienkie warstwy nieprzepuszczalne, poprzegradzane warstewkami wodonośnymi, czyli gdy ma się liczne powierzchnie ześlizgu.

Inny środek zapobiegawczy to stworzenie oparcia usuwającym się masom, np.: przez mury podporowe; przez nasyp z ciężkiego, zdrowego materiału, danego, po oczyszczeniu powierzchni ześlizgu, na miejsce ściętej i wywiezionej części gruntu, mogącego się ześlizgnąć (fig. 56); przez danie murów podporowych z obu stron przekopu i rozparcie ich sklepieniami itd. Zwykle jednak wszystko to zawodzi, jeżeli nie osuszamy dostatecznie powierzchni ześlizgu.

b) Drobniejsze osunięcia zachodzą zw. przez rozmoknięcie stopy stoku. Zdarza się to, gdy grunt łatwo rozpuszczalny, a woda ciągle stoi w rowach lub niemi przepływa. Środek zapobiegawczy — odsunąć stopę stoku od zewnętrznej krawędzi rowu, lub rów obrukować albo obmurować.

c) Drobniejsze rozmiarami osunięcia następują także, gdy grunt stoków ziemisty, ilasty, gliniasty wysąca wodę drobnymi licznymi żyłkami. W czasie mrozów wierzchnia warstwa stoku zamarza na pewną grubość, staje się nieprzepuszczalną, poza nią gromadzi się woda, a ta, rozmiękczając grunt, wytwarza powierzchnię ześlizgu, po której zsuwa się zmarznięta wierzchnia warstwa stoku. Środek zapobiegawczy — założenie sączków odwadniających nieco poniżej głębokości, do jakiej sięga mróz.

d) Wreszcie drobniejsze osunięcia widzimy w wyluszczeniu stoków. Środek zapobiegawczy — w powierzchni wyluszczenia zrobić wycięcia schodkowe i na miejsce wyluszczonego materiału dać inny, zakładając w nim równocześnie sączki; najlepiej użyć materiału kamiennego.

2. Osunięcia nasypów. Zdarzają się:

a) gdy nasyp budowano na zboczu bez odpowiedniego przygotowania podłoża, zaniedbawszy: wycięcia stopni, rowów odwadniających od strony górnej, odwodnienia podłoża, jeżeli wysąca wodę (por. str. 66);

b) gdy budowano go z mokrego lub zmarzniętego materiału i gdy materiał sypano w sposób, przy którym łatwo tworzą się powierzchnie ześlizgu w samym nasypie. Należy tego nie dozwalać. W razie nieodpartej konieczności użycia materiału wilgotnego, trzeba go sypać warstwami, by łatwiej przesycał i by zapobiec wytworzeniu się płaszczyzny ześlizgu; a także trzeba dać w nasypie liczne sączki, by materiał dalej mógł osychać. Zmarznięte bryły usunąć. Praktykowane dawanie ich w stopę nasypu — ryzykowne, choć się je uprzednio rozdrobni;

c) gdy nasyp budowano na gruncie o warstwach pochylonych, między którymi mogą powstać powierzchnie ześlizgu czy to z powodu dostania się większej ilości wody między warstwy, czy też dlatego, że wielki ciężar nasypu zburzy istniejącą dotąd równowagę w układzie warstw. Wtedy następuje przesunięcie się wierzchniej warstwy gruntu po dolnej, przyczem oczywiście wierzchnia warstwa bywa wysadzona w górę tuż obok nasypu. Położenie to samo, co przy osunięciu się przekopów, środek zapobiegawczy też ten sam, tj. osuszenie powierzchni ześlizgu lub też przekroczenie danej przestrzeni

nie nasypem, lecz wiaduktem, którego filary będą fundamentowane na dolnej pewnej warstwie. Inne sposoby, jak np. przytwierdzenie wierzchniej warstwy do dolnej palami, betonowymi słupami itd., jak podparcie nasypu murami

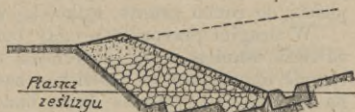


Fig. 56.



Fig. 57.

oporowemi lub narzutem kamiennym itp., mogą działać pomocniczo, obok odwodnienia; same są śródkiem zawodnym.

3. Wstrzymanie ruchu, odbudowa. Bywają osunięcia się, które trwają bardzo długo, całymi miesiącami i latami nawet, i bywają nagłe. W pierwszym przypadku staramy się ruch wstrzymać, co najskuteczniej uczynić przez odwodnienie powierzchni ześlizgu; budowanie zapór w jakiejkolwiek postaci, mury, pale, nasypy z ciężkiego materiału itp. prawie zawsze zawodzą. Robi się więc to samo, co przy pracach, mających niedopuszczyć do ruchu gruntu, tylko, że w dużo cięższych warunkach.

W drugim przypadku — gdy budowla już się usunęła — musimy nieraz odwieźć osuniętą masę (przychodzi to zawsze, jeżeli się osunął wykop), następnie uporządkować usuwisko, zastosować wszelkie zapobiegawcze środki na przyszłość i wreszcie samą budowlę doprowadzić do pierwotnego stanu. I tutaj robi się więc to samo, co przy pracach, mających nie dopuścić do ruchu, tylko że w dużo cięższych warunkach i z dodatkiem kosztownych robót odbudowy (fig. 57).

LITERATURA.

- Podręcznik do określenia kosztów robót budowlanych, prace Karbowskiiego i Wielickiego o normach dla robót ziemnych. Warszawa 1922—1924 (w druku).
 Podstawy wartościowania dzieł budowniczych, roboty gruntowe i przewozy. 1921.
 Skwarczyński, Podręcznik budowlany. Lwów i Warszawa 1925.
 Frick et Canand. Tracé et terrassements. 1920.
 Bazali. Preisermittlung itd. 1922.
 Jansen, Bauingenieur in der Praxis. 1913.
 Knauer, Erdbau. 1919.
 Osthof, Kostenberechnung für Ingenieurbauten. 1909.
 Willman, Erdbau (Handbuch d. Ingenieurwiss. I. Teil, 2. Band. 1905).
 Rochefort, Urocznoje położenje. 1916.
 Salmonowicz, Sostawlenie smiet. 1897.

Tunele.

W dziale niniejszym będą omówione tylko te budowle komunikacyjne, które wykonywa się w całości pod ziemią sposobami górnierzemi czyli sposobami tunelowania; zatem pominięte zostaną tunele, wykonane na dniu w wykopach, jak np. tunele kolei miejskich.

Tunele, stosowane we wszystkich budowlach inżynierskich, mają na celu zmniejszenie spadku pewnej komunikacji, skrócenie jej długości lub omińnięcie przeszkód różnego rodzaju. Trudności w budowie zależą od rodzaju przebijanego materiału, od ciśnienia, od wody, temperatury podziemnej, gazów, od położenia względem powierzchni ziemi, nadto od wymiarów przekroju poprzecznego i od długości. Stąd potrzeba dokładnych badań geologicznych i dążenie do zmniejszenia wymiarów. Teorje ciśnienia ziemi w tunelu czyli parcia gór jeszcze nie są bezwzględnie ustalone; z wielkością parcia zapoznaje sztolnia i zachowanie się jej obudowy.

Sztolnie. Kształt i średnie wymiary wedle fig. 58; powierzchnia 4—10 m² zależnie od ciśnienia ziemi, od sposobu transportu i wielkości przewodów wodnych, sprężonego powietrza itp. Zasadniczo bije się sztolnię z obu stron ku sobie, od wylotów, jedną lub dwie, wyjątkowo więcej, jako sztolnię spągowa, gdy leży w dole pełnego przekroju tunelowego, lub stropowa, gdy leży w górze. Jedna z nich zwie się kierunkowa. Obudowa sztolni zależy od ciśnienia ziemi. W skałach obywały się bez niej, albo też przez zaciągnięcie samych oczepów, *a* na fig. 59, lub oczepów wspartych na stojakach (węgarkach *s*); przez założone za nie deski rozstawione osła-

niamy przed obrywaniem się skałami. Gdy ciśnienie większe, tworzy się odrzwia (wieńce), usztywnione podłużnie wzajemnie rozpórami, ϕ 0,15 do 0,20 m; brusy 4—8 cm zakłada się lub wbija po zaokrągleniu wprost lub przy pomocy klinów i podkładek, fig. 59. Odstęp stojaków 2,0—0,6 m, ϕ 0,25—0,35 m. Gdy ciśnienie bardzo wielkie, ciesiołka staje się górniczą: między odrzwia główne wstawia się pośrednie, proste lub rozporowe; wymiary rewna stają się większe. Obudowę wykonywa się najpowszechniej z krągłaków drewnianych (zw. z drzewa miękkiego o jak najprostszycy połączeniach), a wtedy zwie się ciesiołką, niekiedy z żelaza walcowanego (tam, gdzie sztolnia jest definitywnym tunelem, a rama żelazna zostaje obetonowana, lub tam, gdzie ciśnienia są wyjątkowo wielkie).

Szyby. Rozróżnia się szyby:

robocze (dla budowy), wentylacyjne (dla przewietrzania), komunikacyjne (ruchowe) na podziemnych kolejach miejskich i na podwodnych tunelach ulicznych, a wreszcie odwadniające dla tuneli podwodnych.

Szyby robocze, służące dla przyspieszenia bicia sztolni, bywają pionowe lub pochyłe; są rzadko stosowane; mają zw. kształt prostokątny, wymiary normalnie 5—12 m², czasem i więcej, głęb. 60—100 m, najw. do 250 m i podzielone są na przedziały dla transportu materiałów i ludzi, oraz dla umieszczania przewodów do pompowania wody, przewodów elektrycznych, powietrznych itp. Wymiary zależą od głębokości. Stoją na osi tunelu lub 6—20 m z boku. Obudowa w drzewie, wyjąwszy tych, które po ukończeniu tunelu pozostają w innym charakterze.

Szyby wentylacyjne prostokątne lub koliste, o wymiarach jak robocze, otrzymują niekiedy, przez zapuszczenie jako studnie, odrazu obudowę ostateczną z kamienia, cegły, betonu lub żelbetu.

Podobnie szyby odwadniające, których średnica zazwyczaj wynosi w świetle 4,5—5,5 m.

Szyby ruchowe zw. okrągłe, o wymiarach średnicy od 7—30 m, otrzymują obudowę ostateczną najczęściej z betonu, żelbetu lub żeliwa.

Wylam czyli odbudowa. Wykonywa się stosownie do rodzaju ziemi i długości tunelu albo zwykłym wydobywaniem albo rozsadzaniem, jak w robotach ziemnych. Wierzenia dla rozsadzania wykonywa się ręcznie — w krótkich tunelach, w górach mniej jednolitych i mniej twardych — i maszynowo — w tunelach długich, gdzie szybkie przebicie sztolni przyspiesza ukończenie całego tunelu. Wierzenie maszynowe przy pomocy wiertarek pneumatycznych, hydraulicznych lub elektrycznych, wymaga rozległych i drogiej instalacyj.

W sztolni postępowanie w rozsadzaniu zależy od szybkości wierzenia otworów, usuwania narzędzi wiertniczych, wybuchu i przewietrzania, a przede wszystkim od szybkości usuwania, tj. odwozu czyli transportu rozsadanego materiału; czynności te razem zwą się włamem (atakami). Ilość otworów wiertniczych w sztolni kierunkowej 5—25, 1—2 m głębokich, ϕ 30—70 mm, pochyłonych do ściany włamu pod 10—20°. Do wybuchu doprowadza się najpierw otwory środkowe.

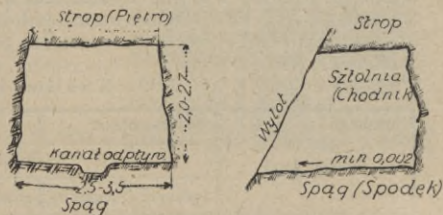


Fig. 58. (W nawiasie wyrażenia górnicze.)

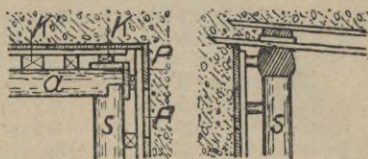


Fig. 59.

Dla przyspieszenia roboty, zwłaszcza w sztolni, używa się tylko gwałtownych materiałów wybuchowych: dynamitu, żelatyny wybuchowej, dynamitu żelatynowego itp., ostatnio i płynnego tlenu. Zapalanie powszechnie lontami. Postęp w sztolni na dobę: wiercenie ręczne 0,4—3,0 m, maszynowe 3—10 m. Ilość dynamitu 5—30 kg/m.

Wylam pełnego przekroju odbywa się w pierścieniach czyli częściach długich 3—15 m, normalnie 6—9 m, dawniej i przy maszynowym wierceniu otworów w sztolni ręcznie, zaś w ostatnich latach pneumatycznymi wiertarkami rewolwerowymi (młotami wiertniczymi).

Postęp miesięczny wylamu w metrach można przyjąć w projektach wedle tablicy 1.

Tablica 1.

Rodzaj ziemi	Sztolnia		Szyb		Pełny wylam ¹⁾		
	przy wierceniu						
	ręcznym	maszyn.	ręcznym	maszyn.	ręcznym	maszyn.	
Płynna	5—8	—	2—5	—	2—5		Brak dat
Sypka	10—60	—	10—30	—	5—20		
Łupliwa, krucha	20—50	70—100	10—20	20—40	10—20		
Twarda	15—40	70—180	10—20		20—40		
Bardzo twarda .	10—20	70—150	5—10	20—30			

¹⁾ Jednotorowe tunele kolejowe (około 35 m² przekroju wylamu).

Ze względu na możliwość zgniecenia omurowania przez cisnącą ziemię podnosi się je w kluczu ponad przepisany przekrój o 0,15—0,50 m, niekiedy i powiększa szerokość wolną między przyczółkami o 0,10—0,25 m; wylamywany przekrój przeto musi być powiększony conajmniej o ten wymiar.

Transport. (Por. „Roboty ziemne“, str. 37.) Odwóz (wogóle transport) w sztolni odbywa się, jak przy robotach ziemnych, kolejkami roboczymi: zależnie od długości tunelu wózki bywają pechane przez ludzi, ciągnięte przez konie do 600 m, lub lokomotywy pneumatyczne, parowe bez paleniska (o kotle napełnionym zewnątrz tunelu parą o wysokim napięciu), benzynowe lub rzadziej elektryczne; te ostatnie w gotowych częściach długich tunelów. Szerokość toru 0,60—1,435 m, szyny od 4 kg/m, podkłady drewniane lub żelazne. Wózki skrzynkowe i pomostowe wąskie a długie, o podwoziu żelaznym a skrzyni i pomoście drewnianym, lub kolebkowe i skrzynkowe całe żelazne o pojemności 1,0—1,6 m³; większe (do 2,5 m³) mniej korzystne. Mijanki nawet w długich tunelach nieliczne. Mijanie czasami przez chwilowe wyciągnięcie w górę pustych wozów, t. zw. mijanka powietrzna. Ładowanie na wózki prawie tylko ręczne.

Czas jednego wylamu w sztolni skraca wysoce szybki odwóz, który trwa 2—4 godzin. Koszta odwozu są 2—3 razy wyższe niż na wolnym szlaku.

W szybach uż. wyciągów różnych systemów, uruchomianych parą lub elektrycznością z sygnalizacją. Koszta 1,5—2 razy wyższe niż koszta odwozu w sztolni.

Przewietrzanie. a) Budowa: W tunelach krótkich odbywa się samo przez się, wyjątkowo w silnie zakrzywionych zachodzi potrzeba kominów przy wlocie, podgrzewanych piecami. W długich wyjątkowo buduje się szyby, zasadniczo zaś doprowadza do miejsc roboczych świeże powietrze rurociągami tłoczniemi. Zapotrzebowanie świeżego powietrza liczy się na dobę dla 1 robotnika z lampą 240 m³, 1 konia 850 m³, 1 kg dynamitu 300 m³.

b) Tunel z odbywającym się ruchem: Sztuczne przewietrzanie konieczne przedewszystkiem w tunelach kolejowych, górskich i miejskich,

W systemie drugim, krokwiowym (poprzecznym) więzary wykonywa się z belką pośrednią długą lub krótką.

Więzarów 2—5. Płatwie ϕ 25—60 cm, krokwie nieco słabsze, rozpory ϕ 15—25 cm. Poza płatwie i krokwie zakłada lub wbija się brusy w te same sposoby, jak w sztolni, zależnie od ciśnienia ziemi. Obudowa płatewkowa stosowana częściej jako korzystniejsza.

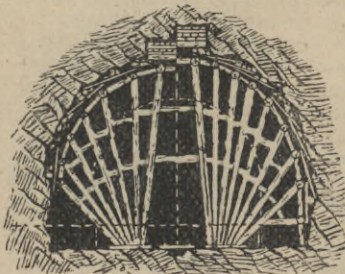


Fig. 62.

Obudowa żelazna (system Ržiha'y z części odlanych należy do historii) ze starych szyn lub kształtowników używana wyjątkowo, jako znacznie droższa od drewnianej; częściej używano kształtowników na obwodzie drewnianych więzarów lub jako krążyny dźwigające w systemie Kunza (1920).

Obudowa stała. Omurowanie w pierścieniach zaczyna się z reguły od przyczółków *P*, potem idzie sklepienie *S*, a w końcu ewentualnie sklepienie spągowe *R*, fig. 63, chociaż porządek ten bywa też niekiedy odmienny. Materiały omurowania: kamień łamany, cios półobrobiony i czysty, cegła, klinkier, beton ubijany, kamienie sztuczne i żelbet. Zaprawa zwykle cementowa, rzadko cementowo-wapienna i z wapna hydraulicznego. Te ostatnie zaprawy używane tylko w tunelach suchych i o małym ciśnieniu.

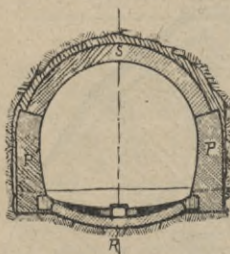


Fig. 63.

Kamień łamany, bardzo powszechnie używany, musi być absolutnie nie wietrzejący i o dużej wytrzymałości; naprężenie dopuszczalne na ciśnienie muru $k_c = 20$, najw. 25 kg/cm^2 . Ciosu półobrobionego 25—30 kg/cm^2 , ciosu czystego 50—60 kg/cm^2 . Cios czysty używany często w sklepieniach, wogóle, gdzie wielkie ciśnienia. Cegła i klinkier mimo pewnych zalet mało stosowane, $k_c = 25—30 kg/cm^2$. Kamienie betonowe, mieszanina 1 : 6 — 1 : 7, o wymiarach dowolnych, najczęściej wielkość 1—4 cegieł, w tunelach o małych ciśnieniach, $k_c = 20—25 kg/cm^2$, mało używane. Lepsze od nich prasowane kamienie cementowo-wapienne. Beton ubijany, używany w tunelach suchych o małych ciśnieniach i rzadziej w sklepieniach; głównie jako okładzina. Mieszanina 1 : 9 — 1 : 3, niekiedy dla szczelności z wapnem lub trasem. Żelbet z wkładkami z kształtowników (jako rama) albo z drutów; używany gł. w tunelach kolei i kanałów miejskich dla oszczędności wymiarów i w tunelach dla wody pod ciśnieniem, oraz przy rekonstrukcjach.

Obudowa żelazna opisana jest w metodzie rurowania.

Wymiary omurowania. Zależą od ciśnienia, materiału i przekroju w świetle. W skale litej, nie wietrzejącej omurowanie odpada, lub co lepiej, wykonywa się okładzinę (o grubości w kamieniu łamanym 0,35—0,50 m, w betonie ubijanym 0,20—0,30 m, w żelbecie 10 cm), ponieważ późniejsze roboty podczas ruchu są zawsze kłopotliwe i kosztowne. Dlatego wymiary omurowania długich tuneli są zawsze silne. Wymiary muru z kamienia łamanego dla jedno- i dwutorowych tunelów kolejowych, z najnowszych tunelów austriackich (1900—1909) podaje tablica 2.

Obliczanie wymiarów omurowania jest możliwe przy niektórych przyjęciach lub w niektórych warunkach terenowych wedle reguł statyki budowlanej. Częściej przyjmuje się je wedle wymiarów tunelów wykonanych.

Wykonanie omurowania. Zawsze pierścieniami nie łączonymi z sobą. Robota z powodu ciasnoty, usuwania obudowy tymczasowej, lichogó oświe-

Tablica 2. (Wymiary w metrach).

Ciśnienie	Tunele jednotorowe					Tunele dwutorowe				
	Sklepienie	Przyczółek			Sklep. spąg.	Sklepienie	Przyczółek			Sklep. spąg.
		3,0	2,4	0,5			3,1	1,9	0,0	
		nad niweletą				nad niweletą				
Słabe	0,50	0,50	0,50	0,75	—	0,50	0,50	0,50	0,95	—
	0,50	0,60	0,65	0,90	—	0,50	0,65	0,80	1,25	—
Silne	0,50	0,65	0,80	1,10	0,40	0,65	0,80	0,95	1,65	0,50
	0,60	0,70	0,80	1,70	0,50	0,80	0,95	1,10	1,80	0,65
	0,80	1,00	1,15	1,85	0,70	1,30	1,85	2,00	2,45	1,00

tlenia i przeszkód z powodu innych robót jest trudna. Wymiarów przepisanych musi się zawsze dochować. Przyczółki z reguły muruje się aż do skały, rzadziej tylko o przekroju podanym, wypełniając resztę szczelnym suchym murem; sklepienie natomiast wykonywa się o przekroju podanym, a po jego pokryciu, wypełnia się próżnię murem suchym lub na zaprawie. Sklepienie spagowe muruje się łekami o szerokości 2,0—2,5 m. Przyczółki muruje się wedle szablonów, sklepienie na krążynach z drzewa, lub z żelaza, tak silnych i tak wiezarami podpartych, aby wytrzymały ciśnienie ziemi, które na nie przenosi się w miarę usuwania z powodu murowania obudowy tymczasowej. Odstęp krążyn min. 0,9 m, pokrycie wąskimi brusami (beleczkami), ustawienie najlepiej na klinach.

W miejscach, gdzie występuje woda, po wyrównaniu sklepień zaprawa, pokrywa się je blachą żelazną zwykłą, falistą, cynkową, ołowianą, płytami betonowymi lub żelbetowymi i matami odpowiednio impregnowanymi; najlepsze są maty (juta) z blachą ołowianą. Przy rekonstrukcjach wykonywa się uszczelnianie sklepienia przez wtłaczanie zaprawy cementowej pod ciśnieniem. Woda z poza sklepienia albo sączy się otworami u wezglowia po widocznej ścianie przyczółka lub poza przyczółkiem, i to albo przez suchy mur, albo przez umyślnie pionowe kanaliki, wypełnione kamieniem lub puste, i uchodzi albo do kanału spagowego albo powyżej niwelety.

Wloty (portale) stosują się do kształtu i warunków terenowych. Najprostsze typy są o skrzydłach prostopadłych i równoległych do osi. Niekiedy wykonywa się je o bogatszej architekturze.

Metody budowy. Tunele o małym przekroju (np. wodociągowe, odwadniające itp.) wylamuje się albo od razu w pełnym przekroju (metoda bezsztolniowa) lub najpierw w kalocie, potem między przyczółkami, i obudowuje tymczasowo krokiewkami, często żelaznemi. Omurowanie wykonywa się w następującym porządku albo: 1. sklepienie spagowe, 2. przyczółki, 3. sklepienie, albo: 1. przyczółki, 2. sklepienie, 3. sklepienie spagowe.

Dla tuneli o dużych wymiarach metod głównych jest cztery; z nich wyrobiły się metody kombinowane.

Metoda francuska czyli niemiecka, fig. 64 i 65, polega na wylamaniu z sztolni, jednej lub dwóch, tylko tyle góry, ile potrzeba dla murowania. Pozostaje ośrodek ziemny, na którym wspiera się obudowa tymczasowa, aż do ukończenia omurowania, wykonywanego w porządku: 1. przyczółki, 2. sklepienie, 3. ew. sklepienie spagowe, lub: 1. sklepienie, 2. przyczółki. Metoda

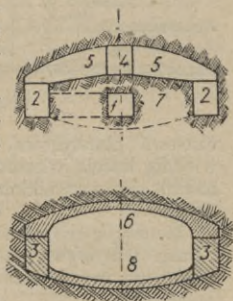


Fig. 64 i 65.

korzystna jest w gruntach zwięzłych, nie ciśnących i w tunelach o dużym przekroju (stacje kolei miejskich podziemnych, fig. 64 i 65, duże kanały żeglugi).

Metoda belgijska, fig. 66 i 67: z sztolni spągowej lub stropowej wylamuje się najpierw kalotę, muruje sklepienie, potem wylamuje kolejno i muruje z podchwytywaniem sklepienia jeden, potem drugi przyczółek, a na koniec ewentualnie sklepienie spągowe. Obudowa tymczasowa płatewkowa. Metoda, jakkolwiek (zwłaszcza dawniej) często stosowana, ma pewne ujemne strony. Odpowiednia dla tunelów o niewielkim przekroju, np. jednotorowe tunele kolejowe, w skałach suchych, dość wytrzymałych, ale nie wymagających nazbyt silnych rozsadań. Do gruntów ciśnących się nie nadaje.

Metoda angielska, fig. 68, 69 i 70: wylam z reguły z sztolni spągowej; potem przez sztolnię stropową wylamuje się kalotę i dół, czyli wykonywa się

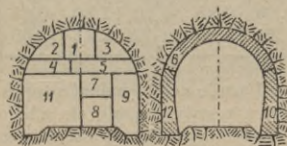


Fig. 66 i 67.

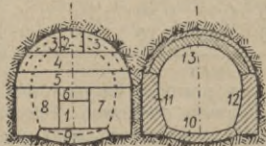


Fig. 68, 69 i 70.

przed murowaniem całkowity wylam, ale tylko w jednym pierścieniu, nie naruszając zupełnie najbliższych, fig. 70. Ciesiolka tylko podłużna o jednym wieżarce, gdy końce płatek opierają się na wykonanym sklepieniu, lub o dwóch wieżarach, zatem przestrzeń w całym pierścieniu otrzymuje się wolna. Porządek omurowania: 1. przyczółki, 2. sklepienie, 3. ewentualne sklepienie spągowe, lub (fig. 69): 1. sklepienie spągowe, 2. przyczółki, 3. sklepienie. Po ukończeniu omurowania pierścienia wolno przystąpić do wylamu pierścieni sąsiednich; przeto powolny postęp ogólny. W tej pierwotnej formie prawie nieużywana. Korzystna dla tunelów prawie suchych, o niewielkim ciśnieniu.

W metodzie austriackiej, fig. 71, również wykonywa się wylam — obojętne, z jakiej sztolni — w całości przed rozpoczęciem murowania i to postępując pierścień za pierścieniem, niejako schodkami w kierunku osi tunelu.

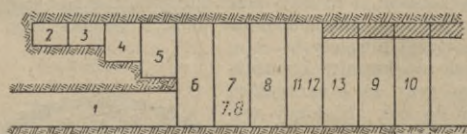


Fig. 71.

Podobnie i omurowanie. Równocześnie przeto w robocie, zależnie od ciśnienia, za porządkiem 2—5 pierścieni, czyli 5—50 m tunelu. Obudowa tymczasowa płatewkowa, albo krokwiowa górą, dołem płatewkowa z odpowiednią ilością wieżarów. Omurowanie idzie w dowolnym porządku. Metoda nadaje się do wszelkich gruntów; dużo miejsc roboczych, więc postęp ogólny szybki.

Metody rurowania są dwie; zasadniczo sztolni się nie pędzi, więc odrazu wykonywa się wylam pełnego przekroju pod osłoną części lub całkowitej rury żelaznej, w pierwszej w zwykłym, w drugiej w ściśnionym powietrzu.

W pierwszym wypadku — rurowanie zwykłe — albo część górna rury albo cała rura o przekroju dostosowanym do przekroju tunelu posuwa się w teren — przy równoczesnym jego wydobywaniu — zapomocą dźwigów hydraulicznych, opartych o wykonane omurowanie poprzedniej części, przytem rura obejmuje omurowanie na pewnej długości. Omurowanie dowolne, najczęściej betonowe. Metoda stosowana w ziemiach luźnych lub mało spoiстых, suchych.

Budowę tunelów w ziemiach nasiąkłych wodą, a więc przede wszystkim tunelów podwodnych, wykonuje się rurowaniem pneumatycznym, fig. 72 i 73. Pełna rura, o długości znaczniejszej, zawiera poza ostrzem *o* i częścią, w której pracują robotnicy, oraz poza częścią dla dźwigów powietrzną służącą komorową. Omurowanie w pierścieniach z żeliwa o szer. około 0,50 m lub żelaza walcowanego o szer. ok. 0,25 m; pierścień skl. się z części ześrubowanych. Zewnątrz chroni się żelazo przez wtlaczanie przez otwory w żelazie zaprawy cementowej, wewnątrz najczęściej też się żelazo obetonowuje.

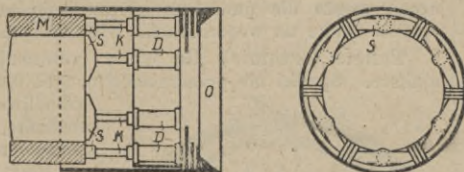


Fig. 72 i 73. *O* ostrze, *K* jego trzon i *S* stopa, *M* gotowe omurowanie.

Kilka tunelów wykonano też metoda zamrażania gruntu.

Tunele kolejowe. a) Tunele górskie: Kształt przekroju w świetle tunelów jednorodowych jest prawie eliptyczny, dwutorowych więcej kołowy. Wymiary poza skrajnią mają być najmniej o 0,20 m, lepiej o 0,40 m w jednorodowych, a o 0,30 m w dwutorowych większe przez wzgląd na roboty konserwacyjne, a w jednorodowych przez wzgląd na opór powietrza, który jest wcale znaczny, 1,5—2,5 razy większy niż na otwartym szlaku; również należy uwzględnić rozszerzenie i przechyłkę toru w krzywiznach.

Tunele na kolejach jednorodowych, które w przyszłości mogą być przebudowane na dwutorowe, buduje się odrazu jako dwutorowe, gdy tunel jest długi lub gdy ciśnienie jest duże.

Przeciętne wymiary w świetle podaje tablica 3.

Tablica 3.

Wymiary w <i>m</i>	Tor normalny		Tor 1,0 m szeroki
	jeden	dwa	
Największa szerokość	5,0—5,5	8,0—8,9	3,5—4,5
Szerokość w poziomie niwelety .	4,4—6,5	6,0—8,3	4,0
Wysokość ponad niweletą . . .	≥ 5,5	6,0—7,4	4,2—5,0

Tunele krótkie zakłada się w tem samym pochyleniu podłużnym, co kolej, a w czasie budowy, ze względu na odwodnienie i na transport, o ile możliwości nie poziomo; tunele długie w spadkach 0,002—0,005, założonych obustronnie ku wylotom. Spadek graniczny zmniejsza się o $\frac{1}{5}$ z powodu osłizgłych wilgocią szyn.

Kierunki tunelów krótkich dajemy takie, jakie wypadają z trasy kolei, zaś długich tunelów z reguły proste, tylko części u wylotów niekiedy w łukach.

b) Tunele miejskie. Kształt przekroju często odmienny od normalnego ze względu na skrajnię, stosuje się, jak zwykle, i do parcia ziemi albo też i do stosunków wody gruntowej i głębokości pod terenem. Przekrój prawie zawsze dwutorowy i o kształtach tunelów kolei górskich, z wyjątkiem części rurowanych, gdzie dla zmniejszenia trudności budowlanych wykonywa się dwie osobne rury, co jest korzystne również ze względu na spadki, pomyślane dla wjazdu i wyjazdu z przystanków odmiennie dla jednego i drugiego toru. Kierunki dowolne. Budowa tunelów miejskich przeważnie trudna i kosztowna.

Tunele kolei miejskich i tramwajów wykonywa się bardzo często nie metodami tunelowania, lecz w otwartych wykopach różnemi metodami fundowania. Są to niekiedy budowy nader pomysłowe, piękne pod względem inżynierskim.

Tunele dla kanałów spławnych. Przekrój z reguły dla jednej łodzi, o wymiarach dostosowanych do tejże łodzi; dla zmniejszenia oporów ruchu między łodzią, a ścianą tunelu wolna przestrzeń 1,0—1,5 m. Najczęściej tylko jednostronna ścieżka holownicza, przeciętnie 1,0—1,5 m szeroka, umieszczona często dla powiększenia przekroju wody, a więc dla zmniejszenia oporów ruchu na wspornikach. Niweleta pozioma.

Tunele (sztolnie) dla wody roboczej. Kształty i wymiary najrozmaitsze. Spadki nie przekraczają naogół 0,003, aby nie wywołać chyżości szkodliwej dla omurowania. Długości rozmaite, często b. znaczne. Kierunek zasadniczo prosty. Obudowa szczelna.

Przy przegrodach dolin często spotyka się i szyby. To samo prawie da się powiedzieć o tunelach dla wodociągów (tunel Schandacken dla N. Jorku dł. 29 km), kanalizacji, potoków i urządzeń odwadniających.

Tunele drogowe i uliczne. Pierwsze bardzo nieliczne, krótkie, o zmniejszonych wymiarach drogi w przekroju poprzecznym. Tunele uliczne dzieli się na górskie i podwodne. Górskie otrzymują zazwyczaj dużą szerokość (do 20 m) dla pomieszczenia jezdni i chodników. Tunele uliczne podwodne przeznaczone bywają albo dla ogólnego ruchu ulicznego albo tylko dla pieszych albo tylko

dla pojazdów. Często dwa równoległe. Obecnie powszechnie budowane metodą rurowania, fig. 74, o zewnętrznej średnicy rury zwykle nie większej nad 10,0 m. Przy nich prócz ramp szyby z wyciągami. Oświetlenie tunelów ulicznych elektryczne; nadto w długich sztuczne przewietrzanie.

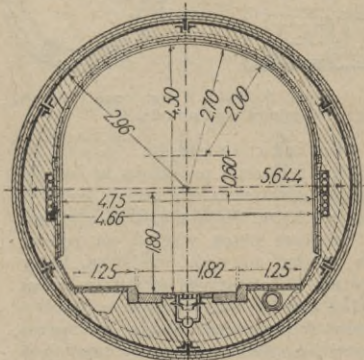


Fig. 74.

LITERATURA.

- Legouez: De l'emploi du bouclier. Paris 1897.
 Brunton, Davis and Davies: Modern Tunneling. London 1921.
 Birk Al.: Der Tunnelbau. Leipzig 1922.
 Dolezalek: Der Eisenbahntunnel. I. Berlin 1919.
 Handbuch der Ing.-Wiss.: Tunnelbau. Leipzig 1920.
 Handbuch für Eisenbetonbau: Tunnelbau, Stadt- und Untergrundbahnen. Berlin 1912.
 Lucas G.: Der Tunnel. Berlin 1920.

Drogi.

I. Ruch na drogach.

1. Ruch pieszy wymaga ze względu na swobodę i bezpieczeństwo na drogach więcej ożywionych wyodrębnienia go od ruchu kołowego na chodnikach lub poboczach.

Obciążenie: ciśnienie (statyczne) stopy człowieka na nawierzchnię drogi 0,3—0,5 kg/cm²; dynamiczne (przy uderzaniu stóp o nawierzchnię podczas ruchu) może być kilkakrotnie większe. Jeden człowiek w gęstym tłumie zajmuje powierzchnię 0,3—0,4 m².

Tablica 1. Wymiary wozów.

Rodzaj wozów	Średnica kół w m		Szerokość obrotowy kół w cm	Szerokość kolei w m	Odległość osi w m	Długość bez dyszla w m	Szerokość ładunku w m	Wysokość z ładun- kiem w m	Własna waga wozu w t	Ładunek w t	Ciśnienie na 1 cm szerokości obrotowy wozów w kg
	przednich	tylnych									
Lekkie wozy osobowe	0,85—1,0	1,1—1,4	4—5	1,1—1,25	1,5—2,0	2,5—3,0	1,5—1,7	2,0	0,6—0,7	0,25—0,4	50—60
Zwykłe wozy gospo- darskie	0,9—1,4	1,1—1,5	6—10	1,1—1,25	2,4—3,5	3,0—5,0	1,7—2,0	1,6—1,8	0,6—1,0	2,0—2,5	100—130
Duże wozy gospo- darskie	0,9—1,4	1,1—1,5	6—10	1,1—1,25	3,5—5,2	5,0—6,5	2,5—3,5	2,5—4,4	0,8—1,2	2,5—3,5	120—150
Dwukonne wozy ciężarowe	0,9—1,4	1,1—1,5	7,5—12	1,2—1,35	2,5—3,5	3,5—5,0	2,0—3,0	3,0—4,0	1,2—2,0	3,5—5,0	150—160
Platformy (pomosty)	0,75	0,9	7,5—10	1,1—1,3	2,5—3,0	4,0—6,0	1,7—3,0	1,4—2,5	1,0—1,3	2,5—4,0	120—150
Czterokonne wozy meblowe	0,75	0,9	8,5—12	1,3—1,5	2,5—4,0	5,0—9,0	2,3	3,0—3,4	2,0—2,5	5,0—6,0	180—200
Ciężkie wozy cięża- rowe	0,9	1,15	12—20	1,2—1,5	3,0—4,0	3,5—6,0	2,0—3,5	3,5	2,5—5,0	6,0—7,0	180—200

2. Ruch zwierząt domowych, głównie koni i bydła rogatego. Rzadziej wymaga wyodrębnienia od ruchu kołowego i przeznaczenia odrębnej części drogi.

Obciążenie statyczne 0,6—1,0 kg/cm^2 ; dynamiczne może być kilkakrotnie większe.

Przy użyciu energii równej normalnej sile pociągowej konia ($= \frac{1}{5}$ jego wagi własnej), max. wzniesienia, po którym koń może poruszać się, nie ciągnąc i nie mając na sobie żadnego ciężaru, wynosi około 20%; przy użyciu energii dwa razy większej ($= 2 \cdot \frac{1}{5}$ jego wagi własnej), max. wzniesienia drogi dla konia nieobciążonego ok. 44%.

3. Ruch pojazdów, ciągniętych przez zwierzęta pociągowe. Wymaga: 1. budowy odpowiedniej do ruchu jezdni, 2. nadania drodze odpowiedniego przekroju poprzecznego i podłużnego, 3. przy zmianach kierunku drogi — łuków o odpowiednich promieniach.

Urządzenie wozów. Zwykłe wozy gospodarskie (używane w rolnictwie) posiadają przedni skręt 20—35°; tylny skręt, uż. przy przewozie długich kłoców drzewa, wynosi 20—25°. Szerokość kolei (rozstaw kół) wozu waha się w znacznych granicach i zależy od miejscowości i przeznaczenia wozu. Szerokość obręczy kół u wozów winna być taka, aby ciśnienie koła na nawierzchnię drogi nie niszczyło tej ostatniej. Max. ciśnienie na 1 *cm* bieżącej szerokości obręczy nie powinno przekraczać 150 *kg* (norma paryskiego zjazdu międzynarodowego 1922 r. w sprawie ustalenia przepisów ruchu, przyjęta w polskich przepisach porządkowych na drogach). Długość zaprzęgu przy dyszlu 4—5 *m*, przeciętnie 4,2 *m*, długość zaprzęgu w drugim rzędzie 3,8—4,0 *m*. Największa szerokość ładunku 3,0 *m*. Waga własna wozu przeciętnie na 1 pociągowe zwierzę 300—1000 *kg*, średnio 500—600 *kg*.

Ruch wozów na równi. Siła pociągowa winna przewyżczyć opór wewnętrzny wozu (tarcie w piastach kół), który przy należytem smarowaniu jest nieznaczny, oraz opór zewnętrzny („tarcie potoczyste“) kół o nawierzchnię drogi; oporu powietrza nie bierze się w rachubę.

Dla określenia oporu ruchu wozu na równi W używa się prostego wzoru:

$$W = \varphi Q; \dots \dots \dots (1)$$

we wzorze powyższym W = całkowity opór ruchu (zewnętrzny + wewnętrzny); φ = współczynnik oporu, zależny od rodzaju nawierzchni i jej stanu; Q = waga wozu wraz z ładunkiem.

Oprócz tego φ zależy od szybkości ruchu wozów i szerokości obręczy kół. Przeciętne wartości por. tabl. 2.

Tablica 2.

Nawierzchnia	φ	Nawierzchnia	φ
Sypki piasek	0,200—0,250	Zwykły bruk	0,060—0,070
Sypki żwir (bez lepiszcza)	0,100—0,160	Zwykły bruk w dobrym stanie	0,040
Droga żwirowana (z lepiszczem)	0,035—0,075	Naw. z klinkieru	0,013—0,028
Zwykła droga błotnista	0,100—0,120	Naw. z duż. kostek kam.	0,022—0,045
Twarda glina	0,060	Bruk mozajkowy	0,016—0,025
Twarda, sucha droga gruntowa	0,045	Bruk asfaltowy	0,008
Droga bita nienuwalcow.	0,120	Tory żelazne w drogach kołowych	0,004—0,005
Dobra droga bita	0,015—0,025	Bruk drewniany z drzewa miękkiego	0,010—0,033
Droga bita w śr. stanie	0,025—0,045	Bruk drewniany z drzewa twardego	0,013
Droga bita w złym stanie	0,045—0,080		

Możliwość ruchu wozu na równi jest wtedy, gdy

$$P \geq \varphi Q; \dots \dots \dots (2)$$

gdzie P = siła pociągowa; φ oraz Q j. w.

Ruch wozu na wzniesieniu (spadku). Gdy wóz ciągniony jest po drodze ze wzniesieniem o nachyleniu pod kątem α° do poziomu, siła pociągowa potrzebna do ciągnięcia wozu

$$P \geq \varphi Q + (Q + G) \operatorname{tg} \alpha; \dots \dots \dots (3)$$

gdzie P , Q , φ j. w., zaś G = waga własna zwierząt, ciągniących wóz.

Przy $\varphi = \operatorname{tg} \alpha$ we wzorze (3) mamy:

$$P \geq 2 \varphi Q + \varphi G \dots \dots \dots (4)$$

Ponieważ G w stosunku do Q jest zwykle małe, przyjmujemy w przybliżeniu, że przy $\operatorname{tg} \alpha = \varphi$ siła pociągowa $P = \infty 2 \varphi Q$, że zatem siła pociągowa potrzebna na wzniesieniu $\operatorname{tg} \alpha = \varphi$ winna być dwa razy większa, niż siła pociągowa, potrzebna dla ciągnięcia po poziomym odcinku drogi tego samego wozu z tym samym ładunkiem.

Gdy wóz ciągniony jest w dół po drodze o spadku α do poziomu, potrzebna siła pociągowa

$$P \geq \varphi Q - (Q + G) \operatorname{tg} \alpha \dots \dots \dots (5)$$

Pomijając stosunkowo mały wyraz G , otrzymamy

$$P = Q (\varphi - \operatorname{tg} \alpha) \dots \dots \dots (6)$$

Przy $\operatorname{tg} \alpha = \varphi$ mamy $P = 0$ — tj. wóz może się toczyć (w dół) sam.
 „ $\operatorname{tg} \alpha > \varphi$ „ $P < 0$ — tj. należy wóz wstrzymywać (hamować).

Praca zwierząt pociągowych. Normalna siła pociągowa konia:

$$P = \alpha \cdot G, \dots \dots \dots (7)$$

gdzie współczynnik α równy $\frac{1}{5} - \frac{1}{7}$.

Przebieg: słaby koń: $G = 250 \text{ kg}$; $P = 60 \text{ kg}$ }
 średni koń: $G = 350 \text{ kg}$; $P = 75 \text{ kg}$ } średnio $P = 75 \text{ kg}$.
 silny koń: $G = 450 \text{ kg}$; $P = 85 \text{ kg}$ }

Siła pociągowa wołu = 60—100 kg; muła = 50—70 kg; osła = 30—40 kg.

Wyzyskanie siły pociągowej zwierząt zmniejsza się z powiększeniem ilości koni w zaprzęgu (tabl. 3).

Tablica 3.

Liczba koni w zaprzęgu	1	2	3	4	5	6	7	8
Stopień wyzyskania siły pociągowej konia....	100%	98%	87%	80%	73%	64%	55%	49%

Szybkość ruchu konia:

$v = 0,6 \text{ m/sek.}$ — wolny step
 $v = 1,0 - 1,1 \text{ m/sek.}$ — step
 $v = 2,0 \text{ m/sek.}$ — szybki step
 $v = 3,0 - 4,0 \text{ m/sek.}$ — trucht (wolny kłus)

$v = 4,0 - 6,0 \text{ m/sek.}$ — kłus
 $v = 12,0 - 16,0 \text{ m/sek.}$ — galop (tempo wyścigowe)

Praca konia jest wewnętrzna — dla przenoszenia własnego ciała, i zewnętrzna — dla przewożenia wozów z ładunkami. Praca dzienna konia w stepie może wynosić do 10000 . $G \text{ kg/m}$, gdzie G = waga własna konia w kg ; z czego jednak przy stepie ok. 54% idzie na pracę użyteczną, reszta — na pracę wewnętrzną. W kłusie praca użyteczna wynosi 13—16% całej ilości pracy konia.

Wydatność pracy konia: $L = P \cdot t, \dots \dots \dots (8)$

gdzie L = ilość pracy wykonanej w ciągu dnia roboczego, P = przeciętna siła pociągowa, z jaką koń pracuje, v = przeciętna szybkość ruchu w $m/sec.$, t = czas pracy dziennej.

Podług Lechalasa: $L_{max} = P_0 v_0 t_0$ przy $P_0 = \frac{1}{5}$ wagi konia,
 $v_0 = 0,8 m/sec.$, $t_0 = 8$ godz.

Praca przy stałym utrudzeniu będzie miała miejsce, gdy

$$L_{max} = P_0 v_0 t_0 = P v t,$$

tj., gdy przy 8-godzinnym dniu pracy koń pracuje z taką P i v , żeby wydajność pracy była równa maksymalnej.

$$\text{Wzór Mascheka: } P = P_0 \left(3 - \frac{v}{v_0} - \frac{t}{t_0} \right) \dots \dots \dots (9)$$

podaje zależność wielkości siły pociągowej przy szybkości v i czasie trwania pracy t w zależności od normalnej (najkorzystniejszej) siły pociągowej P_0 przy szybkości v_0 i czasie trwania pracy t_0 . Wzór (9) daje rezultaty zgodne z rzeczywistością, gdy v i t niezbyt się różnią od v_0 i t_0 .

Siła pociągowa konia w stosunku do jego siły pociągowej normalnej może być powiększona nawet 3-4 razy, jednak bez szkody dla zdrowia konia można ją tylko podwoić ($= 2 P_0$) z warunkiem, aby praca w tych warunkach nie była zbyt długa (np. aby odcinek drogi ze wzniesieniem, wymagającym podwojenia siły pociągowej nie był dłuższy niż 500-600 m).

W tabelicy 4 obliczony został ze wzoru $Q = \frac{P_0 - G \operatorname{tg} \alpha}{\varphi + \operatorname{tg} \alpha}$ [por. wzór (3)] ciężar (waga wozu + ładunek użyteczny), jaki koń może ciągnąć normalną siłą pociagową na rozmaitych wzniesieniach po drogach z różnemi współczynnikami oporu; w obliczeniach przyjęto $G = 350 kg$, $P_0 = 75 kg$, $v_0 = 1,1 m/sec.$, $t_0 = 8$ godz.

Tabelica 4.

Wielkość wzniesienia (tg α)	Wielkość Q przy nawierzchni ze współczynnikiem oporu $\varphi =$								
	= 0,006	= 0,010	= 0,013	= 0,020	= 0,025	= 0,033	= 0,050	= 0,100	= 0,143
0,000....	11250	7500	5625	3750	3000	2250	1500	750	525
0,005....	6279	4883	3995	2930	2442	1911	1332	698	495
0,010....	4290	3575	3064	2383	2043	1630	1192	650	468
0,020....	2550	2267	2040	1700	1511	1275	971	567	418
0,030....	1759	1613	1488	1290	1173	1018	806	496	373
0,040....	1307	1220	1144	1017	938	832	678	436	334
0,050....	1015	958	908	821	767	690	575	383	298
0,060....	810	771	736	675	635	579	491	338	266
0,070....	659	631	606	561	532	489	421	297	237
0,080....	542	522	504	470	448	415	362	261	211

Tłuste liczby dają dla każdego rodzaju nawierzchni (dla każdego współcz. φ) granicę wzniesienia (tg α), której nie można przekroczyć, gdyż ciągnięty przez konia na większe wzniesienia ciężar byłby mniejszy, niż część wagi własnej wozu ($= \infty 500 kg$), przypadająca na jednego konia (przy parokonnym zaprzęgu).

W tabelicy 5 podana jest zależność między szybkością jazdy i wielkością ciężaru (wagi własnej wozu + ładunku) przypadającą na 1 konia dla drogi bitej, mającej współczynnik oporu $\varphi = 0,025$; waga wozu, przypadająca na 1 konia, przyjęta $= 500 kg$.

Tablica 5.

Wielkość wzniesienia (tg α)	Szybkość ruchu wozu w m/sek.							
	0,75 m/sek.		1,0 m/sek.		1,25 m/sek.		1,50 m/sek.	
	Ciężar wieziony ogólny kg	Ła- dunek wozu kg	Ciężar wieziony ogólny kg	Ła- dunek wozu kg	Ciężar wieziony ogólny kg	Ła- dunek wozu kg	Ciężar wieziony ogólny kg	Ła- dunek wozu kg
0,00	3960	3460	3280	2780	2600	2100	1920	1420
0,005	3242	2742	2675	2175	2108	1608	1542	1042
0,01	2729	2229	2243	1743	1757	1257	1271	771
0,02	2044	1544	1667	1167	1289	789	911	411
0,03	1609	1109	1300	800	991	491	682	182
0,04	1308	808	1046	546	785	285	523	23
0,05	1078	587	860	360	633	133	407	—
0,06	918	418	718	218	518	18	318	—
0,07	784	284	605	105	426	—	247	—
0,08	676	176	514	14	352	—	190	—
0,09	587	87	439	—	291	—	143	—
0,10	512	12	376	—	240	—	104	—

Na drogach bitych, znajdujących się w stanie dobrym w okolicy falistej ładunek użyteczny normalnego wozu dwukonnego wynosi przy koniach o średniej sile pociągowej i przy 8-godziennym dniu roboczym około 2000 kg, na drogach gruntowych dobrych zaledwie 1000—1500 kg. W miejscowościach równinnych ładunek bywa większy i wynosi zwykle 3500 kg.

4. Ruch samochodów i traktorów. Siła pociągowa traktora lub samochodu:

$$\text{na poziomie } P_0 = kQ \quad \dots \dots \dots (10)$$

$$\text{na wzniesieniu } P_{a_1} = (k - \text{tg } \alpha) Q \quad \dots \dots \dots (11)$$

$$\text{na spadku } P_{a_2} = (k + \text{tg } \alpha) Q \quad \dots \dots \dots (12)$$

We wzorach powyższych: P_0 = siła pociągowa przy ruchu na poziomie, P_{a_1} = siła pociągowa tegoż pojazdu mechanicznego na wzniesieniu o kącie pochylenia do poziomu = α^0 ; P_{a_2} = siła pociągowa tegoż pojazdu mechanicznego na spadku o kącie pochylenia = α^0 ; Q = waga własna samochodu lub traktora z obciążeniem (ładunkiem); k = współczynnik oporu ruchu, określany doświadczalnie, zależny od czepności („adhezji“) samochodu (traktora) z nawierzchnią drogi, a więc od rodzaju i stanu nawierzchni, od ustroju pojazdu, w szczególności od wagi przypadającej na oś ciągnącą, od ustroju obręczy kół ciągnących itd.; wynosi on zwykle dla traktorów na drogach gruntowych = 0,25—0,3, niekiedy przy traktorach czołgowych = 0,4. Dla samochodów osobowych współczynnik k jest znacznie mniejszy; więc i siła pociągowa stosunkowo mniejsza, niż przy traktorach.

Tablica 6.

Współczynnik oporu samochodu k wedle doświadczeń Forestier i Desdouts (1899).

Przy obręczach	gumowych pełnych	żelaznych
Na dobrej drodze bitej suchej	0,015	0,017
Na złej drodze bitej suchej	0,018	0,020
Na dobrej drodze bitej mokrej	0,020	0,022
Na złej drodze bitej mokrej	0,022	0,025
Na rozmięklej drodze bitej	0,025	0,028

Nowsze doświadczenia Kenelly i Shuriga, wykonane około Bostonu z elektrycznym samochodem o wadze 450 kg, na pełnych obrotach gumowych podają wielkość oporu ruchu wraz z oporem powietrza (bez wiatru), tj. określają niezbędną siłę potrzebną do poruszania samochodu z określoną szybkością na poziomie (patrz fig. 75).

Opór powietrza. Przy mniejszych szybkościach samochodów jest nieznaczny i nie bierze się go w rachubę; przy większych ma duże znaczenie i wynosi:

$$W = \lambda S v^2, \dots \dots \dots (13)$$

gdzie W = opór powietrza w kg; λ = współczynnik doświadczalny = $\infty 0,005$; S = powierzchnia samochodu w przekroju poprzecznym w m^2 ; v = szybkość samochodu w km/godz.

O ile ruch samochodu odbywa się z szybkością v_1 km/godz. naprzeciw wiatrowi, dmącemu z szybkością v_2 km/godz., należy we wzorze (13) przyjąć

$v = v_1 + v_2$; o ile wiatr jest ukośny, przyjmujemy za v_2 składową szybkości wiatru w kierunku ruchu.

Ruch w łukach. Ruch wozów typu gospodarskiego (ze skretem 20–35°) ze względów technicznych jest możliwy i swobodny, gdy promień łuku drogi nie jest mniejszy, niż 2 L do 2,25 L , gdzie L = odległość między osiami wozu; przy zwykłych długościach $L = 3,0$ do 4,0 m najmniejszy promień łuku byłby 6,0 do 9,0 m , w rzeczywistości na drogach stosuje się min. promień łuku znacznie większy z powodu potrzeby przewożenia

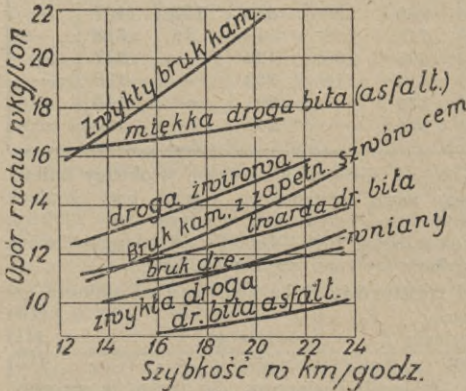


Fig. 75.

na wozach tego typu długich kłoców drzewa; wtedy rozstawienie osi L dochodzić może do 20 m , a wielkość najmniejszego promienia 2 L do 2,25 L będzie 40 do 50 m .

Przy użyciu t. zw. tylnego skretu, polegającego na tem, że przy przewożeniu kłoca w łuku rozworę odwiązuje się od kłoca i odciąga ku zewnętrznej stronie łuku o kąt α (20 do 25°), wielkość najmn. promienia dopuszczalnego redukuje się znacznie i równa się 0,9 L do 1,0 L , tj. przy rozstawieniu osi $L = 20$ m — min. $R = 18$ do 20 m .

Przy ruchu samochodów, jadących ze znaczną szybkością ($v > 15$ –20 km/godz.) w łuku siła odśrodkowa przy pewnej wielkości szybkości może bądź wyrzucić samochód, bądź też zsunąć z nawierzchni w kierunku poprzecznym do ruchu i nazewnątrz łuku, po przewyciężeniu tarcia między kołami i nawierzchnią drogi.

Najmn. promień łuku, na którym samochód może swobodnie poruszać się przy małej szybkości ($v < 15$ km/godz.) przy wielkości kąta skretu kół przednich zwykłej = 20–25°, wynosi około 3 L , gdzie L = rozstawienie osi samochodu.

Ze względu na siłę odśrodkową szybkość ruchu musi być przystosowana do wielkości promienia łuku, a przy budowie nowych dróg wielkość najmniejszego promienia łuku należy dostosować do szybkości, jaką samochody mają rozwijać w łukach.

Przekrój poprzeczny dróg w łuku dotychczas budowany jest taki, jak w odcinkach prostych, tj. dwuspadkowy i ruch samochodu odbywać się

może zarówno po wewnętrznej stronie łuku, nachylonej do wewnątrz łuku (fig. 76, A i fig. 77, A), jak po zewnętrznej stronie, nachylonej do zewnątrz (fig. 76, B i fig. 77, B).

W pierwszym wypadku warunkiem równowagi jest:

a) Aby wypadkowa siły odśrodkowej F i ciężaru własnego samochodu nie wyszła z granic $OO_1 = \frac{1}{3} s$, gdzie s = szerokość rozstawienia kół (równowaga pewna); w zwykłych warunkach $s = 1,4 \text{ m}$, $\text{tg } \alpha = 0,06$, $H = 0,8 \text{ m}$, więc:

$$v = 6,63 \sqrt{R}; \quad \dots (14)$$

b) Aby samochód nie był zsunięty z jezdni, tj. aby T = tarcie kół o nawierzchnię było przynajmniej równe składowym sił, równoległym do nawierzchni drogi (równowaga chwiejna); otrzymamy więc zależność:

$$\frac{G v^2}{g R} = (f + \text{tg } \alpha) G$$

Stąd otrzymamy najw. dopuszczalną szybkość:

przy spółcz. tarcia $f = 0,5$ (latem)
 $V_1 = 9 \sqrt{R} \text{ km/godz.} \quad \dots (15)$

przy spółcz. tarcia $f = 0,03$ (zimną)
 $V_2 = 1,1 \sqrt{R} \text{ km/godz.} \quad \dots (16)$

Analogicznie można wyprowadzić wzory dla ruchu po zewnętrznej stronie łuku (wypadek B, fig. 76 i 77).

Dla różnych promieni otrzymamy ze wzorów (14), (15) i (16) i wzorów analogicznie wyprowadzonych dla ruchu po zewnętrznej stronie łuku tablicę orientacyjną 7.

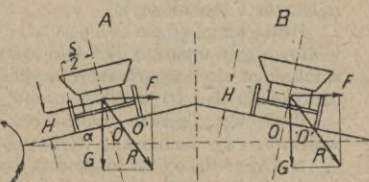


Fig. 76.

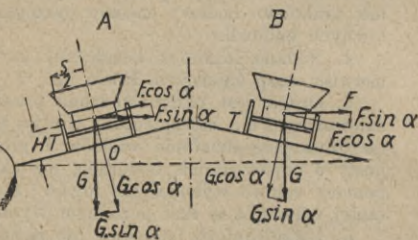


Fig. 77.

Tablica 7.

Promień łuku w m	Dopuszczalna szybkość samochodów w km/godz. przy ruchu po wewnętrznej stronie łuku (wyp. A na fig. 2 i 3)			Dopuszczalna szybkość samochodów w km/godz. przy ruchu po zewnętrznej stronie łuku (wyp. B na fig. 2 i 3)		
	ze względu na możliwość wywracania $v = 6,63 \sqrt{R}$ (równowaga stała)	ze względu na możliwość zsuwania samochodów (równowaga chwiejna)		ze względu na możliwość wywracania samochodów $v = 5,39 \sqrt{R}$ (równowaga stała)	ze względu na możliwość zsuwania samochodów (równowaga chwiejna)	
		w lecie $v = 9 \sqrt{R}$	w zimie $v = 1,1 \sqrt{R}$		w lecie przy $f = 0,5$ $v = 7,91 \sqrt{R}$	w zimie przy $f = 0,03$ $v = \text{irr.}$
20	29,6	40,6	4,9	24,1	35,6	v = irracjonalne. Ruch nie może się odbywać.
30	36,3	49,7	5,9	29,5	43,5	
40	42,0	56,9	6,8	34,1	49,8	
50	46,9	64,1	7,7	38,1	59,1	
60	51,4	69,5	8,3	41,8	61,6	
80	59,3	80,3	9,6	48,2	70,3	
100	66,3	90,0	10,8	53,9	79,3	
150	81,2	109,8	13,4	66,3	97,2	

II. Trasowanie.

Uwagi ogólne. Trasowanie drogi winno odpowiadać warunkom ekonomicznym i technicznym.

Pod względem ekonomicznym droga przeprowadzona jest prawidłowo, gdy wybrany jest taki kierunek, przy którym suma kosztów rocznych, składająca się z amortyzacji kapitału wyłożonego na budowę drogi, z kosztów utrzymania drogi i kosztów ruchu na drodze, jest najmniejsza.

Pod względem technicznym droga jest przeprowadzona prawidłowo, gdy zachowane są następujące warunki:

1. Droga łączy dane punkty linią możliwie najkrótszą.
2. Wybrano dla drogi wielkości największego wzniesienia (spadku) i najmniejszego promienia łuku odpowiednie dla ruchu, jaki ma się odbywać na drodze.

3. Zaprojektowano trasę tak, aby roboty ziemne możliwie wyrównywały się wzajemnie w wykopach i nasypach i były możliwie małe; ograniczono lub uniknięto budowy mostów, przepustów, ścian podporowych itp. kosztownych budowli.

4. Nadano kierunek bezpieczny ze względu na możliwość powstawania usuwisk, zasp śnieżnych, lawin itp.

5. Droga jest przeprowadzona przez miejscowości suche (unikać terenu zalewowego), ma zabezpieczony odpływ wód atmosferycznych, jest wystawiona na osuszające działanie wiatrów i promieni słońca, posiada mosty i przepusty o odpowiednich otworach, ma zabezpieczone dobre odwodnienie przy pomocy celowo wykonanych rowów; nawierzchnia drogi wzniesiona przynajmniej 0,5—0,75 m nad poziomem wysokich wód rzek i potoków.

6. Uwzględniono istniejące lub mające się zbudować odgałęzienia; skrzyżowanie z drogami tej samej kategorii przeprowadzono możliwie w odcinkach prostych i poziomych, możliwie pod kątem prostym przy użyciu łuków o promieniu dopuszczalnym na danej drodze.

7. Skrzyżowanie dróg z ożywionym ruchem z głównymi linjami kolei żelaznych jest wykonane w różnych poziomach, a skrzyżowanie dróg o małym ruchu z linjami drugorzędnymi kolei żelaznych przeprowadzone w jednym poziomie, ale tak, że linja kolejowa jest widoczna z drogi przy zbliżaniu się do skrzyżowania na przestrzeni przynajmniej po 300—400 m z każdej strony.

8. Wybrany kierunek daje możliwość dostarczenia materiałów na budowę i utrzymanie drogi możliwie najtańszych i najlepszych; wybrana trasa daje możliwość pojenia zwierząt pociągowych w odpowiednich odstępach, co zresztą ma dziś mniejsze znaczenie.

Łuki na drogach. Według tymczasowych przepisów o budowie dróg, wydanych przez M. R. P. w 1919 r., najmniejszy dopuszczalny promień na drogach I klasy (z ożywionym ruchem o znaczeniu ważniejszym, tj. na drogach państwowych i wojewódzkich) = 50 m; dla dróg II klasy o znaczeniu miejscowym (tj. dla dróg powiatowych i gminnych) = 25 m. Dla dróg I klasy w miejscowościach górzystych najmniejszy dopuszczalny promień łuku = 25 m z odpowiedniemi poszerzeniem jezdni.

Podług prof. Lukasa najmniejszy dopuszczalny promień:

na drogach z ożywionym ruchem samochodowym	= 50 m
na drogach ważnych bez ruchu samochodowego	= 30 m
na drogach o miejscowym znaczeniu (gminnych)	= 20 m
na drogach polnych	= 10 m
na drogach, na których przewożone są długie kłoc drewna =	25—30 m

Pomiędzy łukami, w jedną stronę skierowanemi, zamiast odcinków prostych lepiej wstawić odcinek łuku o większym promieniu (łuki koszowe). Pomiędzy łukami odwrotnemi (skierowanemi w strony przeciwnie), pożądane są odcinki proste o długości najmniej 10 m, a przy ruchu samochodowym przynajmniej 30 m.

Wzniesienia (spadki). Ze względu na konieczność odwodnienia nawierzchni poziome odcinki dróg dopuszcza się tylko z konieczności, np. na znaczniejszych nasypach (groblach na błotach i dolinach rzek) i w gruntach piaszczystych. Poza tem odcinków poziomych należy o ile możliwości unikać i stosować zamiast poziomych odcinków spadki podłużne — przynajmniej 0,5%, przy jednoczesnym nadaniu nawierzchni odpowiednich spadków poprzecznych. Wielkość największego dopuszczalnego spadku na drodze zależy od rodzaju nawierzchni, a więc i współczynnika oporu φ (p. str. 82). Teoretycznie max. wzniesienia na drodze = φ (por. str. 84), przytem wzniesienia takie nie powinny być dłuższe niż 500—600 m ze względu na przemęczenie zwierząt przy dłuższych odcinkach; o ile są takie wzniesienia dłuższe, pożądany jest podział ich na odcinki krótsze (\leq 500—600 m), połączone odcinkami odpożyczkowymi (poziomymi lub o wzniesieniu 2—3%).

W rzeczywistości dopuszczane są wzniesienia (spadki) większe, niż = φ , przez zmniejszanie pożytecznego ładunku wozów.

Normy Amerykańskiego Związku Inżynierów Cywilnych podane przez Blancharda określają max. wzniesienia (spadku):

dla drogi żwirowanej	12%
dla drogi bitej	12%
dla drogi bitej smołowanej	6—8%
dla drogi betonowej	8%
dla drogi klinkierowej ze szwami wypełnionymi zaprawą cement.	6% (lepiej 4%)
dla drogi klinkierowej ze szwami wypełnionymi smołą	12%
dla drogi z kostek kamiennych ze szwami wypełnionymi zaprawą cement.	9% (lepiej 6%)
dla drogi z kostek z wypełnieniem szwów smołą	15% (lepiej 8%)

Inne rodzaje nawierzchni por. dział: Ulice.

Według tymcz. przepisów M. R. P. z 1919 r. największe wzniesienia (spadki) nie mogą przekraczać:

Tablica 8.

	Dla dróg I kl. (państwowych i wojewódzkich)	Dla dróg II kl. (powiatowych i gminnych)
W miejscowościach równinnych	3%	4%
W miejscowościach wzgórzystych	4%	5%
W miejscowościach górskich	5%	6%

Za zezwoleniem M. R. P. w wyjątkowych wypadkach można w terenach górzystych dla dróg II kl. stosować spadek 7%.

Dla dróg o miejscowym znaczeniu (niektóre drogi gminne) normy wzniesień (spadków) mogłyby być powiększone dwukrotnie w stosunku do norm dla dróg II kl. i wynosić mogłyby 8%, 10% i 12% w zależności od terenu.

Wzniesienia (spadki) o różnej wielkości i kierunku winny być łączone ze sobą przy pomocy łuków pionowych o promieniu $r = 10 v$, gdzie $v =$ przeciętna szybkość w km/godz. samochodów na danej drodze.

W łukach o promieniach małych ($< 50 m$) przy nagłych zwrotach (zakolach) kierunku drogi (kął łuku mniejszy niż 135°) należy wzniesienia (spadki) zmniejszać do $2-2\frac{1}{2}\%$.

Przekroje poprzeczne. Typowe przekroje dróg zarówno gruntowych jak z twardą nawierzchnią (drogi bite, brukowane, betonowe itp.) podano na fig. 78.

Szerokość drogi w koronie oraz szerokość jezdni zależy: 1. od ruchu na drodze: jego rodzaju i intensywności; 2. rodzaju nawierzchni drogi.

Przeciętnie szerokość w koronie dróg obecnie budowanych = od 3 do 15 m, rzadziej więcej; szerokość jezdni = od 3,5 do 7,0 m, rzadziej więcej.

Całkowita szerokość drogi wraz z pasami o szerokości przynajmniej po 0,75 m za rowami i za stopami nasypów jest zależna od warunków terenowych.

Tymcz. przepisy M. R. P. o budowie nowych dróg bitych z r. 1919 ustalają:

min. szerokość drogi w koronie na 8,0 m dla dróg ważniejszych,

min. szerokość drogi w koronie na 6,5 m dla dróg mniej ważnych,

min. szerokość jezdni w koronie na 5,0 m dla dróg ważniejszych,
min. szerokość jezdni w koronie na 4,0 m dla dróg mniej ważnych.

Poprzeczne spadki zależą: od rodzaju gruntu (na drogach gruntowych); a mianowicie są mniejsze na gruntach lekkich, większe — na cięższych; od rodzaju nawierzchni (im jezdni więcej przepuszczalna, tem spadki większe).

Przy spadkach podłużnych spadki poprzeczne zmniejsza się podług tablicy 9.

Tablica 9.

Przy spadku podłużnym =	0‰	0‰ do 3 1/2 ‰	3 1/2 ‰ i więcej
Spadek poprzeczny nawierzchni z bruku kamiennego	5‰	4‰	3‰
Spadek poprzeczny drogi bitej .	6‰	5‰	4‰
Spadek poprzeczny drogi gruntowej (grunt średni)	5‰	3,5‰	1,5‰

Spadki poprzeczne utworzone są albo przez pochyłe płaszczyzny, połączone po środku drogi powierzchnią walca, albo też stanowią powierzchnię walca lub płaskiej paraboli.

Poprzeczne przekroje dróg w łukach o promieniach mniejszych niż 150 m ze względu na ruch samochodowy winny mieć spadek jednostronny, skierowany na wewnątrz łuku (fig. 79); spadek ten dla szybkości niewielkich (30—60 km/godz.) może nie przekraczać zwykłych norm 6—8‰; dla większych szybkości pochylenie poprzeczne jezdni należy obliczyć (por. str. 86 i 87).

W miejscowościach pagórkowatych i górskich na drogach, przechodzących po zboczach, dla bezpieczeństwa w czasie,

gdy nawierzchnia bywa śliska, daje się poprzeczny jednostronny spadek do strony góry (fig. 80).

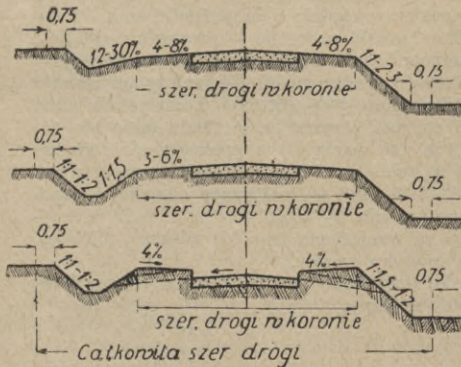


Fig. 78.

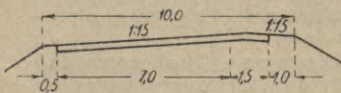


Fig. 79.

Odwodnienie dróg. Do odprowadzenia wody powierzchniowej służą rowy formy trapezowej lub trójkątnej; te ostatnie mogą być wykonywane przy pomocy maszyn taniej niż ręcznie. Głębokość ich zależy od miejscowych warunków terenowych; nie powinna jednak być mniejsza niż 50–70 cm w stosunku do grzbietu drogi. Spadek dna rowu pożądanym jest mniejszy niż 1‰, przy większych spadkach (3–4‰) należy w zależności od

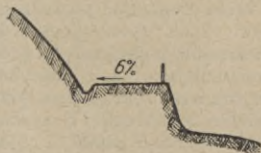


Fig. 80.



Fig. 81.

gruntu odpowiednio wzmocnić dno i skarpy rowów przy pomocy darniowania, ustawiania płotków z wikliny, brukowania itp.

W razie dużej ilości wód spływających po zboczu na drogę, oprócz rowu bocznego należy stosować rowy ochronne boczne (fig. 81), oddalone od skarpy wykopu zależnie od rodzaju gruntu i miejscowych warunków topograficznych 5–20 m. W razie potrzeby obniżenia poziomu wód zaskórnych lub osuszenia dróg na gruntach „sapo-

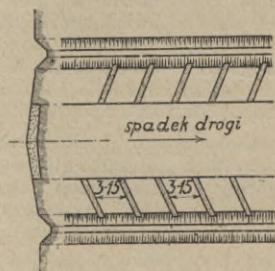


Fig. 82.

watych“, stosuje się drenowanie (odwodnienie) poprzeczne, podłużne lub mieszane.

Drenowanie (odwodnienie) poprzeczne — przykład — na fig. 82. Dreny (sączki) stanowią rowki o szerokości 20–30 cm, głębokości 30–50 cm, zasypane tłuczniem, żwirem lub faszyną; można zakładać ceglane rurki drenarskie (sączki) o średnicy 4–5 cm przy głębszych rowkach ($\approx 1,0$ m), które nie zamarzają. — Przykłady podłużnego drenowania dróg podane są na fig. 83, 84, 85, i 86; w wypadkach podanych zastosowane są dreny z rurek ceglanych; można stosować również dreny z tłucznia lub żwiru (gorsze).



Fig. 83.



Fig. 84.



Fig. 85.



Fig. 86.

Drogi bite w gruntach sapowatych można drenować podłużnie, jak wskazuje fig. 87; drenaż winny być założony na głębokości, wyłączającej ich zamrażanie (u nas co najmniej 1,0 m).

Projekt techniczny drogi. Projekt szczegółowy, tj. projekt tak opracowany, aby można było ściśle według niego wykonać budowę, składać się powinien: 1. z mapy w podziałce możliwie dużej (1 : 25.000 lub większej) z wykreśloną na niej trasą linią czerwoną; 2. z przekroju podłużnego, w podziałce długości dostosowanej do podziałki planu sytuacyjnego dla wysokości w podziałce 10 razy większej; 3. z przekrojów poprzecznych w podziałce 1 : 100 lub mniejszej; 4. z obliczenia ilości robót ziemnych wraz z projektem przewozu ziemi (podziałem mas ziemi); 5. z planu sytuacyjnego drogi w skali 1 : 2000, 1 : 1000 lub większej, wykreślonego na podstawie przekroju podłużnego, przekrojów poprzecznych i projektu przewozu ziemi; 6. z planu wywłaszczanych gruntów z wykazem gruntów, wywłaszczanych od poszczególnych właścicieli; 7. z projektów szczegółowych mostów i przepustów w podziałce 1 : 100 lub 1 : 50; 8. ze sprawozdania technicznego, objaśniającego projekt i 9. z kosztorysu z analizą cen.



Fig. 87.

nych i projektu przewozu ziemi; 6. z planu wywłaszczanych gruntów z wykazem gruntów, wywłaszczanych od poszczególnych właścicieli; 7. z projektów szczegółowych mostów i przepustów w podziałce 1 : 100 lub 1 : 50; 8. ze sprawozdania technicznego, objaśniającego projekt i 9. z kosztorysu z analizą cen.

III. Nawierzchnia dróg.

1. Drogi gruntowe. Przy ich zastosowaniu należy starać się: 1. o dokładne i szybkie usuwanie wód atmosferycznych przez odpowiednie urządzenie odpływu tych wód w kierunku podłużnym i poprzecznym przy pomocy spadków; w razie potrzeby usuwania wód zaskórnych — urządza się drenowanie drogi; 2. o możliwe ubicie (uwalcowanie) jezdni i 3. o stałe i systematyczne utrzymywanie nadanego drodze przekroju podłużnego i poprzecznego.

Nadają się do takiego wykonania drogi, przechodzące w gruntach żwirowatych z domieszką gliny (15—25% gliny), w gruntach piaszczysto-gliniastych (15—40% gliny), w żółtoziemach (lessach), gorzej w czarnoziemiu, tłustych glinach, ilach; nie nadają się do tego zupełnie skały, piaski czyste, grunty błotniste i torfy; grunty takie wymagają specjalnego wzmocnienia dla dróg.

Wypukły przekrój poprzeczny nadaje się przy pomocy specjalnych maszyn, t. zw. równaczy, dotychczas prawie wyłącznie wyrabianych w Ameryce, ciągniętych przez zwierzęta pociągowe lub traktory; istnieje wiele typów tych maszyn.

Wydajność pracy równacza zależy od jego wielkości i siły pociągowej; równacz średniej wielkości profiluje 1 km drogi o szerokości 9—10 m między ściekami w ciągu 7—10 dni przy trakeji konnej i 3—4 dni przy traktorze, o ile personel obsługujący jest włożony do tego rodzaju roboty. Koszt profilowania 1 km drogi gruntowej przed wojną wynosił, w zależności od warunków miejscowych, przy szerokości 8—10 m od 300 do 400 złotych.

Przykład przekrojów poprzecznych dróg gruntowych por. fig. 88.

Walcowanie [wałkowanie¹⁾] dróg gruntowych, świeżo sprofilowanych, jest bardzo pożądane, chociaż nie niezbędne; wykonywa się przy pomocy różnego systemu walców (wałków) konnych, parowych lub spalinowych o wadze 6—8 t. Najlepiej wykonywać walcowanie, gdy grunt jest umiarkowanie wilgotny; walcuje się najpierw brzegi jezdni i stopniowo przechodzi się ku środkowi pasami o szerokości walca.

¹⁾ Terminy „walec drogowy, walcowanie“, „wał, wałowanie“ używane są w b. zaborze rosyjskim, terminy „wałek, wałkowanie“ w Małopolsce.

Utrzymywanie dróg gruntowych polega na ciągłym i systematycznym zarównywaniu tworzących się wybojów i kolein przy pomocy różnych systemów przyrządów, zwanych włokami, ciągniętych przez zwierzęta pociągowe, bądź przez traktory. Najprostszy typ włoka, który można wszędzie zbudować, por. fig. 89; pozatem są włoki wyrobu fabrycznego.

Włok ciągnie się po drodze tak, aby płoży były pod 45° do kierunku ruchu. Pierwsze przejście zaczyna się od ścieku i stopniowo przechodzi się ku środkowi drogi. Woźnica może stać na włoku i przez swój ciężar wywoływać większe lub mniejsze wrzynanie się włoka w ziemię, przesuwając się naprzód lub w tył.

Wyglądanie dróg gruntowych winno odbywać się wtedy, gdy grunt jest umiarkowanie wilgotny. Z początku po wybudowaniu drogi potrzebne jest częstsze wyglądanie — co 7—14 dni, potem stopniowo rzadsze — co 3—4 tygodnie. Zresztą zależy to od stanu pogody i gęstości ruchu na drodze. Koszt roczny utrzymania 1 km drogi przed wojną wynosił do 40 złotych.

Stosując te sposoby na istniejącej drodze gruntowej, można zmniejszyć na niej współczynnik oporu ruchu o połowę, a nawet więcej w stosunku do współczynnika oporu przed ulepszeniem. — Takie profilowanie i utrzymywanie dróg gruntowych jest celowe, gdy grunt jest odpowiedni, a ruch niezbyt ciężki i niezbyt intensywny (np. do 200 koni na dobę).

2. Drogi żwirowane.

Żwirowanie dróg — najlepszy sposób ulepszenia dróg gruntowych. Dobry żwir powinien być twardy, mieć ziarna o różnej wielkości, tak, aby wolna przestrzeń między ziarnami była jak najmniejsza, wreszcie wolna przestrzeń powinna być wypełniona lepiszczem: gliną, tlenkiem

żelaza, wapniem, marglelem itp. Zawartość lepiszcza wynosi 15—35% żwiru: im go mniej, tem żwir jest lepszy dla dróg. Jeżeli w żwirze brak lepiszcza, należy go dodać, określwszy przedtem potrzebną ilość laboratoryjnie. Wielkość ziarna nie powinna przekraczać 3—4 cm w średnicy; większe kamki należy odrzucić lub przetłuc na mniejsze.

Przekrój poprzeczny dróg żwirowanych — taki, jak w ulepszonych drogach gruntowych. Przedewszystkiem należy mieć na celu szybkie i dokładne usunięcie wód atmosferycznych.

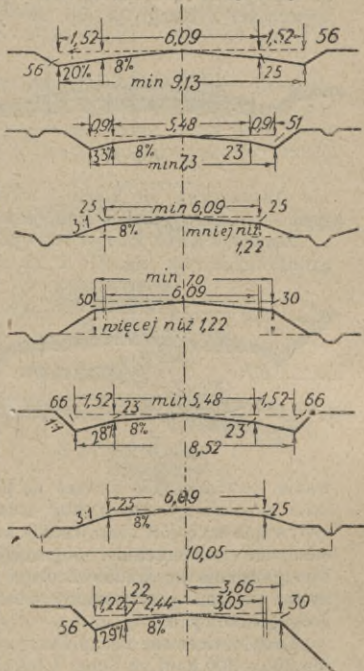


Fig. 88.

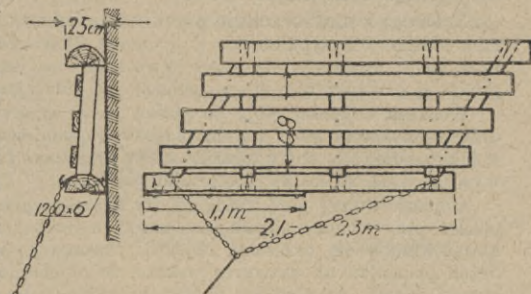


Fig. 89.

Sposoby żwirowania. Żwirowanie powierzchniowe polega na rozsypaniu na drodze gruntowej, odpowiednio sprofilowanej, warstwy żwiru o grubości z brzegu jezdni 15–20 cm, pośrodku 25–30 cm, i ubiciu jej



Fig. 90.

(uwalcowaniu) zaraz po rozsypaniu przy pomocy walców (konnycich lub mechanicznych) lub stopniowo przez przejeżdżających przy pomocy odpowiedniego regulowania ruchu i systematycznego zarównywania

nia tworzących się kolein i wybojów (fig. 90). Po ubiciu (uwalcowaniu) grubość warstwy żwiru zmniejsza się o 25–30%.

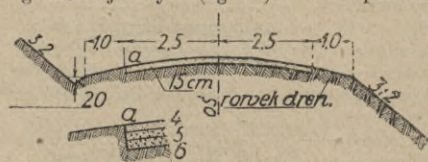


Fig. 91.

Żwirowanie korytowe polega na wyrobieniu w sprofilowanej drodze gruntowej koryta (fig. 91) i na wypełnieniu go żwirem warstwami i uwalcowaniu. Jeżeli grunt jest nieprzepuszczalny, należy przez pobocza drogi przeprowadzić do ścieków drenaży piaskowe, odprowadzające wodę z koryta do ścieków.

Utrzymywanie. Drogi żwirowane wymagają ciągłego i systematycznego utrzymywania, powinny mieć zawsze na poboczach lub w pobliżu drogi odpowiednią ilość zapasowego żwiru, aby natychmiast wykonać naprawy przez zasypywanie wybojów i zarównanie kolein; w miarę potrzeby trzeba perjodycznie odnawiać powierzchnię, pogrubiając ją odpowiednio. Zarównywanie kolein i podgarnianie ku środkowi drogi rozjeżdżonego i splókanego żwiru wykonywać można przy pomocy włóków, używanych do utrzymania zwykłych dróg gruntowych.

Drogi żwirowane zastąpić mogą drogi bite przy ruchu niezbyt intensywnym, (do 200–300 koni na dobę) i lekkim; budowa i utrzymanie względnie proste, nie wymaga kosztownych maszyn.

3. Drogi z nawierzchnią piaskowo-gliniastą. Drogi gruntowe w gruntach piaskowych syplik lub w gruntach tłusto-gliniastych, grząskich podczas słońca, wzmacnia się przez utworzenie na jezdni warstwy piasczysto-gliniastej grubości 20–40 cm, zależnie od intensywności ruchu.

Stosunek objętości gliny do piasku w tej warstwie winien być taki, aby drobne czasteczki gliny i pyłu piaskowego domieszane były do piasku tylko w takiej objętości, aby wypełniły wolną przestrzeń pomiędzy ziarnami piasku, wynoszącą od 20 do 35% objętości piasku.

Objętość wolnej przestrzeni między ziarnami piasku określa się w próbie piasku przy pomocy zwykłej menzurki z wodą (objętość wody $a \text{ cm}^3$), do której wrzuca się określoną objętość przemytego i ubitego piasku ($b \text{ cm}^3$). Jeżeli podziałka na menzurce wskaże, że objętość, zajęta przez te dwa ciała wynosi $c \text{ cm}^3$, to objętość wolnej przestrzeni dla danego gatunku piasku w czystym jego stanie (po przemyciu) wynosi $(b - c + a) \text{ cm}^3$, co daje stosunek procentowy wolnej przestrzeni w piasku (czystym) do objętości piasku $\frac{a + b - c}{b} \% = d\%$. Jeżeli zawartość gliny w danym piasku wynosi $c\%$, to dla utworzenia warstwy piaskowo-gliniastej trzeba dodać gliny $(d - c)\%$.

Dokładne wymieszanie piasku z gliną następuje stopniowo z biegiem czasu. Dodawaną ilość gliny (względnie piasku przy ulepszeniu drogi gliniastej) należy rozsypać kilkoma warstwami, przedzielanymi odpowiedniej grubości warstwami piasku (wzgl. gliny — na drogach gliniastych). Dobre

przemieszanie osiąga się przy pomocy bron talerzowych, używanych w rolnictwie.

Drogi z nawierzchnią piaskowo-gliniastą wymagają systematycznego utrzymywania, odpowiednie są dla ruchu niewielkiego i lekkiego (do 200 koni na dobę).

4. Inne sposoby wzmacniania dróg gruntowych. Drogi piaskowe można wzmacniać też przy pomocy warstwy torfu, bądź układanego w postaci cegiełek jedna przy drugiej, bądź w postaci luźnej masy torfu (włóknistego), nasypanej równą warstwą grubości 20—30 cm, i zasypanej warstwą piasku. — Do wzmacniania dróg gruntowych nadaje się również darnina wrzosowa, układana na drodze i zasypana cienką (5 do 10 cm) warstwą piasku; warstwa perzu, rozłożona na drodze i przysypana ziemią, również dobrze wzmacnia drogę. Wszystkie te sposoby są odpowiednie dla ruchu lekkiego i nie intensywnego.

Faszynowanie dróg gruntowych piaszczystych, lub grząskich (fig. 92) przy pomocy faszyny w pęczkach o średnicy 20—30 cm, układanych w poprzek drogi jeden obok drugiego lub pokrywanie dróg gacią (fig. 93) z dyli okrągłych bez podciosania lub z dyli podciosywanych jest kosztowne i nietrwałe, pozwala jednak na intensywny i cięższy ruch po drodze i stosunkowo szybko może być wykonane; z tego względu stosuje się w celu doraźnego polepszenia warunków komunikacyjnych, np. w czasie wojny.

5. Drogi bite.¹⁾ Ustrój nawierzchni. Są dwa rodzaje nawierzchni: 1. Z pokładem kamiennym (t. zw. system Trésaguet) i 2. bez pokładu kamiennego (t. zw. system Mac Adama).

System Trésaguet (fig. 94) stosuje pokład kamienny z kamieni łupanych formy piramidalnej (wysok. 15—25 cm), układanych ostrzem do góry i zaćwiekowanych tłucznem; na pokładzie takim rozsypana jest warstwa tłuczni, tj. kamienia rozbitego w drobne kawałki, o średnicy ok. 4—6—8 cm w zależności od trwałości materiału: im trwalszy materiał, tem tłuczeń drobniejszy; grubość warstwy tłuczni 15—25 cm w zależności od intensywności spodziewanego ruchu i jakości tłuczni; niekiedy daje się dwie warstwy tłuczni. Dolną o grubości 15—20 cm z tłuczni grubszego (6—8—10 cm w średnicy), wierzchnią o gr. 10—15 cm z drobniejszego (4—6 cm w średnicy); w razie trudności w utrzymaniu dobrego materiału na tłuczeń na dolną warstwę można dać materiał słabszy (tańszy), na wierzchnią twardszy (droższy). Warstwa tłuczni po uwałcowaniu przy pomocy konnych lub mechanicznych (parowych lub spalinowych) walców drogowych tworzy na-

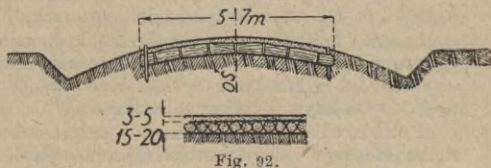


Fig. 92.

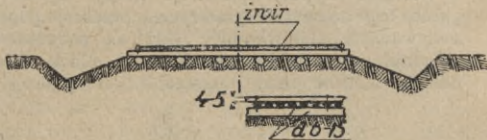


Fig. 93.



Fig. 94.

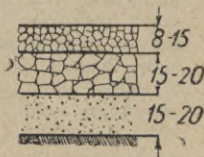


Fig. 95.

¹⁾ Termin używany w b. zaborze rosyjskim i pruskim „drogi bite“, termin używany w Małopolsce „drogi żwirowane, żwirowki“. Należy odróżnić je od dróg żwirowanych, por. str. 93 i 94.

wierzchnię drogi bitej. Po prawidłowem uwalcowaniu grubość warstwy tłucznia zmniejsza się znacznie (o 30%).

System Mac Adama (fig. 95). Nawierzchnię tworzy się z dwóch warstw tłucznia: dolnej z grubszego (6—8—10 i nawet 12 cm w średnicy) i wierzchniej z drobniejszego (4—6 cm w średnicy); z początku walcuje się dolną warstwę i dopiero po jej podwalcowaniu rozsypuje się wierzchnią warstwę i walcuje się ją; często zamiast dwóch daje się jedną warstwę tłucznia o średniej wielkości kawałków (6—8 cm), o grubości warstwy 20—30 cm. Na gruntach nieprzepuszczalnych daje się warstwę piasku możliwie gruboziarnistego lub nawet żwiru, ubitą dobrze przed rozsypaniem tłucznia; warstwa ta ma na celu osuszenie nawierzchni.

System Trésaguet daje nawierzchnię mocniejszą, odpowiednią dla ruchu cięższego i jest odpowiedniejszy, niż system Mac Adama, dla gruntów lekkich (sypkich) lub gliniastych. System Mac Adama jest tańszy i odpowiedni dla dróg z mniejszym i lżejszym ruchem.

Przekroje poprzeczne — przystosowane są do rodzaju i napięcia ruchu: od tego zależy szerokość jezdni, poboczy, a więc i szerokość drogi w koronie. Typowe przekroje podaje fig. 96; na drogach bitych mamy oprócz tego czasem niesymetryczne przekroje poprzecznie „z letniami drogami”, nazywanymi „latówkami”. Gdy na poboczach jest za mało miejsca na składanie materiałów, urządzenia się place składowe możliwie co kilkadziesiąt metrów przez poszerzenie korony drogi (fig. 97).

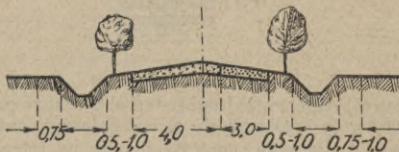


Fig. 96.



Fig. 97.

Materiały do budowy i utrzymania dróg bitych. Aby nawierzchnia była trwała, potrzeba: 1. aby materiał był odporny na działania atmosferyczne i działania ruchu; nie powinna go woda rozmiękczać, a mrozy rozsadać; winien być możliwie twardy, spisty (nie kruchy) i mało ścieralny; 2. aby był jednolity i równomiernie zużywał się; 3. aby dobrze się wiazał; w tym celu kawałki tłucznia winny być możliwie jednakowej wielkości, posiadać formę kanciastą, najlepiej trójkątnej piramidy (czworoscian): tłuczeń ze słabszych gatunków kamieni winien być grubszy, z mocniejszych drobniejszy; 4. w uwalcowanej warstwie tłucznia wolna przestrzeń pomiędzy kawałkami tłucznia winna być wypełniona lepiszczem, zwykle miałem, otrzymywanym przy tłuczeniu kamienia; rzadziej używa się gruboziarnistego piasku lub żwiru (przy tłuczeniu z wapienia); gliny na lepiszcze bezwarunkowo nie używać.

Nie wszystkie materiały, używane do dróg bitych, mają wszystkie wymienione zalety; często zadowolnić się musimy ze względów finansowych gorszymi materiałami, ale zato znajdującymi się w pobliżu.

Skąły pochodzenia wulkanicznego stanowią naogół dobry materiał; należą tu: a) ziarniste, jak granity, dioryty, sienity, gąbro i inne; b) porfirowe, jak porfiry, melafiry, bazalty, andezyty i inne; c) gnejsy. —

W Polsce materiały te najczęściej spotykamy w postaci kamieni narzutowych. Północna część Polski do linii Siniawka—Kobryń—Chełm—Lublin—Radom—Częstochowa przeważnie buduje drogi bite z głazów narzutowych, zbieranych po polach lub kopanych w złożach morenowych; w wielu miejscach kamienie narzutowe już są wyczerpane lub są na wyczerpaniu i zachodzi potrzeba sprowadzania materiału z dalszych stron. Głazy narzutowe

mają tę ujemną stronę, że nie stanowią jednolitego materiału, gdyż spotykamy często nawet po kilkadziesiąt gatunków różnych skał w jednej kupce tłuczni; dlatego materiał ten nierównomiernie zużywa się pod wpływem ruchu, co wytwarza wyboje.

Skały wulkanicznego pochodzenia znajdują się w Polsce również w postaci pokładów i złóż: granity w Tatrach (okolice Morskiego Oka), dotychczas nieeksploatowane, andezyty w okolicach Czorsztyna i Szczawnicy (nieeksploatowane), porfiry w Miekini około Krakowa (eksploatowane), melafiry w Regulicach ok. Krakowa i diabazy w Niedźwiedziej Górze około Tenczynka pod Krakowem (eksploatowane), granity, gnejsy i dioryty w dolinie rzeki Korezyka (na Wołyniu na granicy Rzeczypospolitej), oraz na wschód od stacji Sarny przy linii kolejowej Sarny—Kijów: pokłady granitowe stanowią tam płytę o powierzchni przeszło 1200 km^2 , wychodzącą na wierzch, w wielu miejscach eksploatowaną w sposób pierwotny i w zakresie niewielkim. Wreszcie mamy bazalt w Berestowcu na Wołyniu około Równego (eksploatowany dotychczas dość pierwotnymi sposobami i na małą skalę) i w Podlężnem również na Wołyniu około Równego (dotychczas nieeksploatowany).

Skały osadowe stanowią naogół gorszy materiał, niż skały pochodzenia wulkanicznego. Do lepszych gatunków zaliczyć można krzemienie, piaskowce kwarcytowe [dobre kamieniołomy w Zagnańsku pod Kielcami i około gór Świętokrzyskich, około Sandomierza (Międzygórz), Chyrowa, Lwowa (Winniki, Huta Szczerzecka, Suchodół i inne), w Delatynie, w dolinie Pruta, w okolicach Lucka itd.]; piaskowce wapienne i iłowate (Skole, Kozy); wapienie przeważnie dają materiał słabszy, a niektóre gatunki są nawet zupełnie nieprzydatne do budowy i utrzymania dróg.

Materiały sztuczne na tłuczeń uż. rzadko: szlaka z wielkich pieców, materiał twardy, ale nie wiążący się, oraz klinkier, dający tłuczeń względnie trwałą, ale nie wiążący się. W Polsce tłuczeń klinkierowy uż. w okolicach Zamościa.

Przygotowanie tłuczni może być ręczne albo maszynowe. Ręczne, przy pomocy młotków $1,5\text{--}3,0 \text{ kg}$ wagi, wymaga wprawy robotnika. Wydajność dzienna pracy robotnika waha się od $0,5$ do $2,0 \text{ m}^3$ i więcej, w zależności od twardości i spoistości kamienia i wprawy. Przy tłuczeniu ręcznym otrzymuje się tłuczeń lepszy niż przy maszynowym: równiejszy, mniej miału. Przy tłuczeniu kamienia na tłuczeń objętość jego zwiększa się o $8\text{--}10\%$ w stosunku do objętości użytego na tłuczeń kamienia. Ustawia się go w stożkach formy prawidłowej — w stożkach lub pryzmatach — o jednakowej objętości dla łatwiejszego określania objętości.

Tłuczenie mechaniczne wykonywa się przy pomocy specjalnych maszyn-tłukarek. Tłukarki takie bywają stałe w kamieniołomach o wielkiej wydajności i przenośne dla tłuczenia materiału, nagromadzonego wzdłuż drogi; wydajność przenośnych stosunkowo mała. Najwięcej rozpowszechnione tłukarki szcękowe, mniej używane stożkowe. Wydajność od jednego do kilkadziesiąciu m^3 tłuczni na godzinę. Tłuczeń otrzymany maszynowo zw. gorszy od ręcznego: zawiera nierównomiernie kawałki i znacznie więcej miału $15\text{--}30\%$ (przy tłuczeniu ręcznym $12\text{--}15\%$). Doświadczenia inż. Hessa z tłukarką szcękową fabryki Friedricha w Dreźnie dały rezultaty zestawione na tablicy 10, str. 98.

Walcowanie (wałkowanie) stanowi bardzo ważny czynnik w budowie i utrzymaniu dróg bitych: dobrze wykonane walcowanie da dobrą i trwałą nawierzchnię; źle pod względem technicznym lub niedbale wykonane da złą i nietrwałą nawierzchnię nawet przy użyciu pierwszorzędných materiałów.

Konne walce (wałki) obecnie używane ważą $3\text{--}8 \text{ t}$: cz. waga może być powiększona o $1\frac{1}{2}\text{--}3 \text{ t}$ (ciężar zmienny) przez obciążenie walca hermetycznie zamkniętego pokrywami z dwóch stron — wodą, lub przez napełnienie

Tablica 10.

Gatunek kamienia	Podział tłucznia podług grubości ziarna w %			Zwiększenie objętości tłucznia w stosunku do objętości kamienia przed potłuczeniem w %
	gruby < 6,5 cm w średnicy	średni < 5 cm w średnicy	miat < 2,5 cm w średnicy	
Gabro	44	39	17	7
Diabaz	34	45	21	6
Bazalt	40	40	20	11
	< 7 cm	< 5,5	< 2,5 cm	
Wapień	29	48	23	

ziemią lub kamieniami skrzyń, zawieszonych na ramie walca. Dla uniknięcia nawracania dwa dyszle. Ciśnienie wagi walca na *cm* bieżący obręczy koła wynosi 30—60 *kg*, rzadko do 70—100 *kg*. W walcu fabryki Braci Gajzler w Warszawie ciśnienie wynosi ok. 30 *kg* na *cm* b. obręczy koła, przy obciążeniu dodatkowym po napełnieniu bębna wodą, a skrzyń ziemią lub kamieniami dochodzi do 60 *kg*, co dla walcowania dróg bitych z twardego tłucznia jest za mało. Należy od razu walcować dłuższe odcinki po 300—500 *m*, by nie przeprzęgać często koni.

Walce (wałki) parowe i spalinowe w ostatnich czasach coraz bardziej wypierają walce konne. W rzucie poziomym schemat takich walców przedstawia się jak na fig. 98, rzadziej jak na fig. 99. Ciężar 3—25 *t* i więcej.

Do walcowania nowych dróg bitych trzeba mieć walce lżejsze (8—12 *t*)

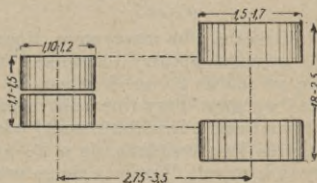


Fig. 98.

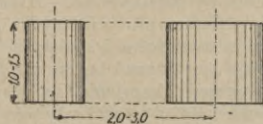


Fig. 99.

i cięższe (> 12 *t* — dla kończenia walcowania). Dla naprawy dróg bitych (pogrubiania nawierzchni, walcowania łąt) przy twardym materiale cięższe (15—20 *t*).

Niektóre walce mają dodatkowe obciążenie.

Ciśnienie na 1 *cm* b. obręczy 50—150 *kg*. Silniki o mocy 15—50 HP. Prężność pary w czasie pracy 6—15 atmosfer. Silniki spalinowe na benzynie, ropę lub naftę bywają o mocy 20—60 HP, dwucylindrowe lub czterocylindrowe.

Zalety walców parowych: niekapryśny prosty silnik, wymagający mniej starannej obsługi niż spalinowy; ujemne strony: potrzeba dowozu dużej ilości paliwa i wody, niemożność pracy przy kotłach leżących na stromych i długich wzniesieniach z powodu możliwości przepalenia rurek opłomkowych; dość duża waga: zw. conajmniej 8 *t*.

Zalety walców spalinowych: możliwość mniejszej wagi (od 3 *t*), nie potrzeba dowozić w czasie roboty paliwa i wody, możliwość pracy na wzniesieniach; wada — zbyt skomplikowany i kapryśny silnik, wymagający starannej obsługi.

Odcinki, walcowane przy pomocy walców mechanicznych, nie powinny być dłuższe niż 100—150 m, aby walcowany odcinek jak najprędzej mógł być ukończony.

Wykonywanie walcowania. Rozpoczyna się z brzegów nawierzchni pasami możliwie z dwóch stron jezdni w jednym kierunku — w kierunku przyszłego ruchu (po prawej stronie jezdni); przechodzi się na następny pas ku środkowi nawierzchni po podwalcowaniu pasów skrajnych do takiego stopnia, aby przed walcem nie tworzyła się fala wypieranego przezeń tłucznia. Gdy fala ta przestanie się ukazywać, przystępuje się do stopniowego „miałowania” — zasypywania drobnym tłuczniem lub żwirem. Walcowanie winno odbywać się na mokro; gdy niema deszczu, walcowany tłuczeń stale, ale umiarkowanie należy polewać wodą.

Walcowanie uważać należy za ukończone, gdy po zamiałowaniu tłuczeń pod kołami wozów przestanie się rozsuwać, wydając charakterystyczny chrzęst. Zawartość mialu w nawierzchni drogi bitej nie powinna być większa niż 15—20% objętości; większa zawartość mialu w nawierzchni dowodzi nieumiejętnego walcowania, np. zbyt wczesnego miałowania itp.

Wydajność dzienna walcowania przy 10-godzinym dniu pracy walca 14-tonnowego przy szybkości ruchu 0,7—1,0 m/sek. przeciętnie wynosi:

dla tłucznia z porfiru	20—40 m ³
dla tłucznia z bazaltu	40—60 m ³
dla tłucznia z granitu, augitu i kamieni narzutowych	50 m ³
dla tłucznia z wapienia muszlowego	50—80 m ³
dla tłucznia z wapienia jurajskiego	40—60 m ³
dla tłucznia ze żwiru	30—70 m ³

Ilość przejść po jednym miejscu, potrzebna do zupełnego uwalcowania tłucznia, zależna jest od wielkości ciśnienia walca na nawierzchnię drogi, rodzaju tłucznia, grubości warstwy walcowanej, jakości pokładu (fundamentu), oraz od pogody. Dla dróg pozamiejskich wystarcza przy walcach mechanicznych cięższych 25—50 przejść, w wyjątkowych razach przy twardym kamieniu i trudnych warunkach do 100—150 przejść. Wydajność pracy walców parowych przy twardym tłuczniu jest większa o 20%, przy miękkim o 40%, niż walców konnych.

Koszta uwalcowania 1 m³ tłucznia przy twardym tłuczniu wynosiły przed wojną przy użyciu walca parowego o 36%, przy miękkim o 31% mniej, niż przy użyciu walca konnego. Koszta te jeszcze bardziej się zmniejszają (do 43%) przy naprawach częściowych (łataniu) nawierzchni drogi bitej.

Inż. A. Rodeewicz podaje nast. tablicę norm pracy przy walcowaniu dróg bitych (p. tablica 11).

Tablica 11.

Objętość wysypki m ³	Grubość wysypki cm	Walec konny						Walec parowy					
		Na całą wysypkę			Na 1 m ³			Na całą wysypkę			Na 1 m ³		
		Ilość dni walcowania (10-godz.)						Ilość dni walcowania (10-godz.)					
		Kategorja tłucznia						Kategorje tłucznia					
I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III		
192	3,85	6,88	8,39	9,90	0,0357	0,0436	0,0514	4,08	4,84	5,59	0,0212	0,0251	0,0291
300	6	10,00	12,00	14,00	0,0333	0,0400	0,0467	6,00	7,00	8,00	0,0200	0,0233	0,0267
350	7	11,28	13,42	15,56	0,0322	0,0383	0,0444	6,81	7,88	8,94	0,0194	0,0225	0,0256
400	8	12,44	14,67	16,89	0,0311	0,0367	0,0422	8,56	8,67	9,78	0,0189	0,0217	0,0244
450	9	13,50	15,75	18,00	0,0300	0,0350	0,0400	8,25	9,38	10,50	0,0183	0,0208	0,0233
500	10	14,44	16,67	18,89	0,0289	0,0333	0,0378	8,89	10,00	11,11	0,0178	0,0200	0,0222
550	11	15,28	17,42	19,56	0,0278	0,0317	0,0356	9,47	10,54	11,61	0,0172	0,0192	0,0211
600	12	16,00	18,00	20,00	0,0267	0,0300	0,0333	10,00	11,00	12,00	0,0167	0,0183	0,0200
650	13	16,61	18,42	20,22	0,0256	0,0283	0,0311	10,47	11,38	12,28	0,0161	0,0175	0,0189
700	14	17,11	18,67	20,22	0,0244	0,0267	0,0289	10,89	11,67	12,44	0,0156	0,0167	0,0178

Tablica powyższa daje normy na 1 km drogi bitej o szerokości jezdni = 5 m przy walcowaniu walcami o przeciętnej wadze warstw tłucznia, rozsypanych na starych drogach bitych lub na nowych na kamiennym podkładzie lub też na dolnej warstwie tłucznia już uwalcowanej.

Kategoria tłucznia I oznacza tłuczeń miękki: z wapienia lub piaskowca, kategoria II z porfiru, słabszych granitów itd., kategoria III oznacza tłuczeń twardy i trudno walcujący się: z piaskowca kwarcytowego, twardych granitów, bazaltów, twardej kamieni narzutowych itd.

Utrzymanie dróg bitych. Drogi bite wymagają starannego i systematycznego utrzymania, które polega na następujących czynnościach:

a) Oczyszczanie nawierzchni z kurzu i błota bądź ręcznie przez robotników przy pomocy mioteł i skrobaczek, bądź przy pomocy specjalnych maszyn, ciągniętych przez konie lub poruszających się przy pomocy silników na nich ustawionych. Wydajność pracy tak ręcznej jak i maszyn bardzo różnita w zależności od rodzaju materiału, nawierzchni, oraz rodzaju i intensywności ruchu. Zebrany kurz lub błoto zgarnia się w kupki na poboczach i w chwili odpowiedniej przerzuca się za rowy lub wywozi.

b) Naprawa nawierzchni. Są trzy systemy: 1. system łatania; 2. system pogrubiania nawierzchni (perjodycznego) czyli system odnowy i 3. system mieszany.

1. System łatania polega na łataniu wybojów i dziur w nawierzchni: oczyszcza się z błota wybój lub dziurę; o ile nawierzchnia nie jest jeszcze przełamana, oskarduje się powierzchnię wyboju, aby uczynić ją szorstką, zasypuje się tłuczniem i ubija, względnie uwalcowywa walcem, przytem tłuczeń należy polewać. O ile łatanie odbywa się bez ubijania lub uwalcowywania tłucznia, duża jego ilość (do 60%) zużywa się nieprodukcyjnie. Systemu łatania, o ile nie jest wywołany koniecznością ratowania drogi przed zrujnowaniem, należy możliwie unikać, gdyż daje nierówną nawierzchnię i dużą nieprodukcyjną stratę materiału.

2. System odnowy czyli perjodycznego pogrubiania nawierzchni polega na pogrubianiu całych kilometrów, względnie całych hektometrów, przez rozsypanie warstwy tłucznia odpowiedniej grubości i uwalcowanie go po uprzednim zoskardowaniu starej nawierzchni ręcznie lub maszynowo. Przy normalnej gospodarce winien być opracowany plan systematycznego pogrubiania na zasadzie pomiarów grubości nawierzchni, przeprowadzanych co 3—4 lata na każdym kilometrze, a nawet hektometrze. Plan należy tak ułożyć, aby zużycie (starcie) materiału w nawierzchni wskutek ruchu na drodze w ciągu danego okresu, na jaki ma starczyć pogrubienie, nie było większe od dopuszczalnego i bezpiecznego dla całości nawierzchni. Zwykle pogrubienie oblicza się tak, aby przy ruchu intensywnym starczyło nie mniej niż na 4 lata, przy słabszym na 6 i więcej.

3. System mieszany polega na stosowaniu jednoczesnym systemu łatania i systemu pogrubień, sprowadzając pierwszy do granic możliwie małych i stosując go jedynie w celu niedopuszczenia powstawania większych uszkodzeń jezdni.

Zużycie nawierzchni drogi bitej zależy od rodzaju materiału, z jakiego nawierzchnia jest wybudowana, oraz rodzaju i intensywności ruchu, jaki się po niej odbywa.

Z praktyki inżynierów drogowych bażeńskich posiadamy dane o zużyciu nawierzchni dróg bitych przez zwykły ruch kołowy, zestawione na tablicy 12.

c) Inne roboty przy utrzymaniu dróg bitych: zbieranie „tułaczy“, tj. luźnych kamyczków na nawierzchni, wyrównywanie poboczy w celu zachowania spadku poprzecznego, oczyszczanie rowów itp., wykonywane są w miarę potrzeby przeważnie przez dróżników, rzadziej przy pomocy najętych robotników.

Tablica 12.

Rodzaj materiału na tłuźcu	Zużycie roczne materiału w m ³ na 1 km przy 5 m szerokości jezdni na drogach z napięciem ruchu koni na dobę						
	< 30 VII	od 30 do 50 VI	od 50 do 100 V	od 100 do 250 IV	od 250 do 500 III	od 500 do 1000 II	> 1000 I
Doleryt	6—12	12—16	16—22	22—32	32—42	42—60	60—114
Bazalt	8—12	16—20	20—30	30—40	40—55	55—80	80—150
Porfir I gat. .	8—16	16—20	20—27	27—40	40—50	50—75	75—140
„ II gat. .	10—20	20—25	25—35	35—48	48—63	63—90	90—170
„ III gat. .	12—25	25—32	32—45	45—65	65—85	85—120	120—230
„ średnio .	10—20	20—25	25—35	35—50	50—65	65—95	95—180
Dioryt, sienit. .	10—20	20—25	25—35	35—50	50—65	65—95	95—180
Gnejs	10—20	20—25	25—35	35—50	50—70	70—100	100—190
Granit I gat. .	8—16	16—20	20—28	28—40	40—55	55—75	75—145
„ II gat. .	10—20	20—25	25—35	35—50	50—70	70—100	100—190
„ III gat. .	15—30	30—35	35—50	50—70	70—95	95—140	140—260
„ średnio .	10—20	20—35	35—35	35—55	55—70	70—100	100—190
Ambibolit	10—20	20—25	25—35	35—55	55—70	70—100	100—190
Łupek szyfrowy	8—16	16—20	20—28	28—40	40—55	55—75	75—145
Wapień I gat. .	8—16	16—24	24—32	32—49	49—70		
„ II gat. .	10—20	20—30	30—40	40—60	60—85		
„ III gat. .	13—26	26—38	38—51	51—77	77—110		

6. Drogi bite smołowane. W celu uniknięcia tworzenia się kurzu i błota, oraz zapobieżenia destrukcyjnemu wpływowi na drogi bite ruchu samochodów stosuje się smołowanie dróg bitych; w Polsce chwilowo zaniechane ze względu na koszty.

Używane materiały. Smoła z węgla kamiennego, otrzymana przy suchej destylacji, używa się po podgrzaniu do 105° C i po usunięciu płynów amonjakalnych i części lotnych; z biegiem czasu na powietrzu twardnieje, kruszeje i traci elastyczność. Smoła drzewna używana rzadko, jak również nafta i produkty jej destylacji. Najlepszy materiał stanowi smoła asfaltowa naturalna, następnie wytapiana z piaskowców bitumicznych; jest najtrwałszym materiałem, niewrażliwym na zmiany atmosferyczne; woda jej nie łąguje; dla nadania topliwości i płynności dodaje się do smoły asfaltowej olejów naftowych lub olejów, otrzymywanych przy suchej destylacji węgla kamiennego.

Smołowanie powierzchniowe. Polega na polewaniu gorącą smołą suchej, oczyszczonej od kurzu powierzchni drogi bitej, zasypaniu miałem i ewentualnie uwalcowaniu. Smoła przenika 5—10 mm wgląd, w nawierzchni nowej, niezupełnie zamiałowanej — głębiej. Smołowanie wystarcza w zależności od ruchu i klimatu od pół roku do dwóch lat; dawało przed wojną dobre wyniki techniczne i duże oszczędności. Smoły wychodzi od 1,5 do 3,0 kg na m². Polewanie ręczne lub przy pomocy specjalnych maszyn, które mogą zasmołować do 3000—4000 m² powierzchni dziennie.

Dla związania kurzu na czas krótszy (kilka dni — kilka tygodni) niekiedy bywa stosowane polewanie nawierzchni emulsjami olejów skalnych, tj. mieszaniną 10—15% do 20% olejów skalnych z wodą. Jeszcze bardziej krótkotrwałe jest polewanie dróg bitych roztworami soli chłonących wodę i utrzymujących nawierzchnię stale w stanie nieco wilgotnym przez wchłanianie z powietrza pary; używane są roztwory chlorku magnezowego i chlorku potasowego.

Smołowanie wgłębne — polega na polewaniu gorącą smołą tłuźcia i na utworzeniu z takiego tłuźcia nawierzchni przez walcowanie

warstwy tego tłucznia na pokładzie z kamienia lub bez tegoż. Niekiedy smoła polewa się tłuczeń już po podwalcowaniu; po uwalcowaniu tłucznia posypuje się nawierzchnię kilkocentymetrową warstwą miazgi i jeszcze walcuje; nawierzchnia drogi bitej smołowanej wymaga dokładnej znajomości techniki tego rodzaju robót i wyborowych materiałów.

7. Bruki. a) Bruki z wykle (z kamienia łupanego [łamanego] lub polowego). Ten rodzaj bruku najprymitywniejszy z pośród innych, w Zachodniej Europie prawie zupełnie zarzucony, w Polsce dzięki tanioci i brakowi odpowiednich materiałów dla bruków ulepszonych będzie jeszcze długo stosowany. Układa się z kamieni narzutowych, dobieranych podług pewnej wielkości (okrągłaków lub płytowanych, tj. rozbijanych na mniejsze z większych) lub z odłamków skał dobowanych w kamieniołomach. Używa się kamieni trwałych, przedewszystkiem gatunków pochodzenia wulkanicznego; osadowe



Fig. 100.

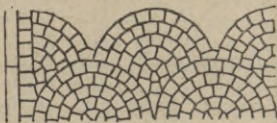


Fig. 101.

— piaskowce i wapienie — nie wszystkie nadają się do bruku. Wysokość kamieni 12—20 cm; czoło kamienia winno być możliwie płaskie o wymiarach conajmniej 10 cm na szerokość i długość; kamienie powinny mieć formę nie bułową, ale wydłużoną. Przy brukowaniu dobiera się je podług wysokości: wyższe — przy brzegu drogi, niższe — pośrodku. Układać należy ściśle,

przewiązując szwy tak, aby w kierunku ruchu na drodze nie było szwów długich przez kilka rzędów kamieni. Po ułożeniu bruk należy zaćwiekować tłucznem, ubić i zasypać piaskiem. Bruki takie układa się przy gruncie przepuszczalnym wprost na gruncie; przy

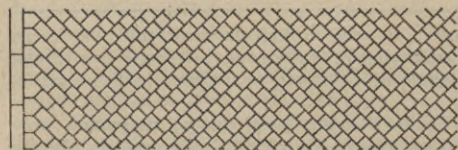


Fig. 102.

gruncie nieprzepuszczalnym — na warstwie gruboziarnistego, gr. 15—20 cm.

Zalety: tanioci i łatwość budowy; wady: hałaśliwość, przepuszczalność, trzeskość, kurz i błoto. Jeden brukarz może ułożyć dziennie 12—30 m² bruku w zależności od warunków roboty i jej organizacji.

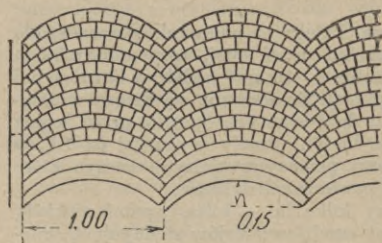


Fig. 103.

b) Bruki kostkowe. Układa się zawsze na fundamencie: na warstwie żwiru lub piasku, możliwie gruboziarnistego, o grubości 15—20 cm lub na pokładzie kamiennym, wybudowanym, jak w nawierzchni drogi bitej systemu Trésaguet gr. 15—25 cm z kliniastych kamieni, ułożonych ostrzem do góry, zaćwiekowanych tłucznem; pokład ten ubija się ręcznie lub uwalcowa; często (w miastach) na pokład uż. też betonu 1:2:4 do 1:3¹/₂:7 (najcz. 1:3:6) w warstwie

gr. 15—25 cm. Na fundamencie kamiennym lub betonowym daje się 3—5 cm warstwę piasku dla utworzenia sprężystej poduszki między kostkami a fundamentem i zniwelowania różnic w wysokościach poszczególnych kostek (fig. 100).

Materiał na kostki należy brać twardy, trudno ścierający się: bazalt, granit, andezyt, porfir, diabaz itp., rzadziej piaskowce kwarcytowe i inne.

Obecnie prawie wyłącznie używa się kostek formy równoległościanu z niewielkim zważeniem ku dołowi o 1—2 cm (kliniaste kostki); rzadziej są to kostki o formie sześcianu z takimże zważeniem, t. zw. pieńki.

Wysokość 12—18 cm; przy dostawach dopuszcza się różnicę w wysokościach do 2 cm. Szerokość 8—10 lub 12—13; dopuszczalna różnica w szerokościach do 2 cm. Długość kostek różna — od 16 do 30 cm.

Najcz. układa się kostki rzędami prostopadłymi do osi drogi, rzadziej pod 45° do niej. Szwy przewiązywać; szerokość szwów między rzędami 3—8 mm. Po ułożeniu kostki ostrożnie ubija się. Na skrzyżowaniach dróg rzędy kostek układa się tak, aby kierunek ruchu nie szedł w kierunku rzędów.

Wypełnianie szwów: piaskiem — najtańsze, lepsze — zaprawą cementową, najlepsze — asfaltem lanym w stanie gorącym.

Bruk kostkowy należy do najdroższych, ale znosi ciężki i gęsty ruch — do kilku tysięcy koni w wozach ciężarowych na dobę, jest higieniczny, bo nieprzepuszczalny, daje mały opór ruchu, jest dość hałaśliwy, szczególnie po pewnym zużyciu, gdy kostki z wierzchu zaokrągła się. Gdy zaokrąglenie to stanie się przykrem dla ruchu, obciosywanie kostek dla wyrównania ich czoła nie opłaca się i należy kostki dać nowe.

c) Bruki mozaikowe. Nadają się głównie na nawierzchnię na drogach o ruchu dość gęstym, ale lekkim, zarówno na ulicach miejskich, jak odcinkach podmiejskich dróg zamiejskich. Układa się w różne desenie (fig. 101, 102, 103, 104, 105) z kostek o czole kwadratowym, o formie zbliżonej do sześcianu, jednak ze zważeniem do dołu. Wymiary kostek zwykle 8—10 cm i nawet 7—9 cm przy twardych gatunkach kamienia (przy dostawach wahańa dopuszczalne do 2 cm); rzadziej używa się większych kostek o wy-

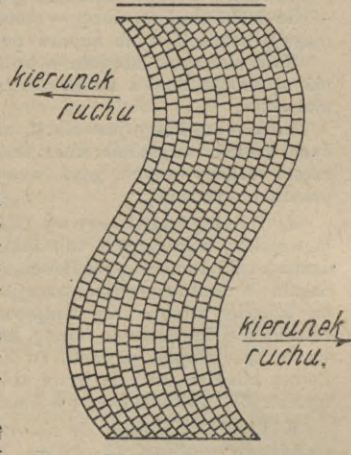


Fig. 104.

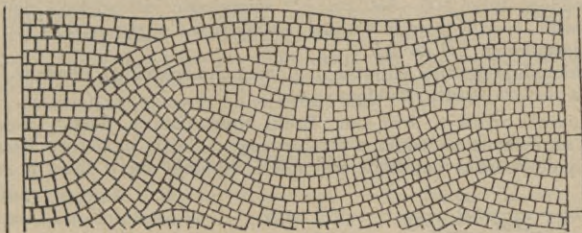


Fig. 105.

miarach 10—12 cm. Powierzchnia dolna wskutek zważonej formy kostek bywa do 30% mniejsza niż górna.

Układa się bruk mozaikowy zawsze na fundamencie kamiennym lub betonowym z warstwą piasku na wierzchu grubości 2—3 cm dla zniwelowania różnic w wysokościach kostek i utworzenia sprężystej poduszki; niekiedy do warstwy piasku dodaje się cementu, co tworzy chudą zaprawę cementową. Szwy zapełnia się piaskiem lub zaprawą cementową, rzadko zaprawą asfaltową, z domieszką piasku lub pyłu piaskowego ze względu na

koszty. Aby nawierzchnia się nie rozsuwała, musi posiadać mocne ramy (krawężniki) z dużych kostek lub specjalnych krawężników z boków drogi; także ramy muszą być w poprzek drogi na początku i końcu drogi.

Szerokość szwów pomiędzy kostkami — 3 mm najwyżej, 5 mm w kątach; szwy winny być starannie przewiązywane.

Materiał na kostki winien być możliwie twardy, łatwo łupać się i mało ścierać się: dobre są bazalty, andezyty, granity drobno- i średnio-ziarniste, porfiry itp.

Trwałość bruków mozajkowych jest znaczna: przy dość silnym ruchu — do 1000 koni na dobę — dobrze zbudowane bruki mozajkowe nie wymagają znaczniejszych napraw po 15—20 lat.

Ilość startego materiału w bruku mozajkowym bywa 6—7 razy mniejsza, niż na drodze bitej z takim samym ruchem, zbudowanej z takiego samego materiału.

Brak mozajkowy jest cichy, nieprzepuszczalny, słabszy, niż bruk z dużych kostek, względnie mało śliski. Nie należy stosować go na drogach często rozkopywanych, gdyż wznowiony źle się łączy z nawierzchnią poprzednio wykonaną.

d) Bruki klinkierowe. Używane w miejscowościach pozbawionych materiałów kamiennych lub tam, gdzie klinkier jest tańszy, niż sprowadzane kostki kamienne. W Polsce używane są w okolicach Lublina, Zamościa, Sokala; w ostatnich czasach zaczynają wychodzić z użycia. Głina odpowiednia na klinkier winna przy temperaturze 800—1000° C i najwyższej 1200° C zeszklić się, zachowując formę nadaną (formę cegieł); wypalanie odbywa się w specjalnych piecach (w Zamojszczyźnie — systemu Mondheima). Forma klinkieru zwykle bywa zbliżona do formy cegieł; w Zamojszczyźnie wymiar 67 . 133 . 266 mm; w Ameryce 64 . 102 . 216 lub 51 . 102 . 216 mm.

Klinkiery układa się na warstwie żwiru lub piasku możliwie gruboziarnistego; grubości 15—20 cm, lub na pokładzie kamiennym (syst. Trésaguet) lub betonowym z warstwą 3—5 cm piasku na wierzchu. Z brzegu jezdni winny być krawężniki, zapobiegające rozsuwaniu się bruku klinkierowego. Cegły układa się rębem rzędami prostopadłymi do osi drogi lub pod 45° do niej; wreszcie można kładać je w jedlinkę. Szwy wypełnia się piaskiem, rzadziej zaprawą cement wąż lub asfaltem.

Własności klinkieru: Wytrzymałość na zgniecenie klinkieru zamajskiego wynosi 900—1000 kg/cm², amerykańskiego 700—1400 kg/cm², holenderskiego tylko 500—600 kg/cm²; ścieralność jest większa niż granitu. Nasiąkliwość 5—10% wagi własnej (nasiąkliwość cegły zwykłej 20—40%). Ciężar gatunkowy 2,0 do 2,5.

Klinkier daje jezdnię odpowiednią dla ruchu średniego, niezbyt ciężkiego, gładką z małym współczynnikiem oporu.

e) Inne rodzaje bruku. Bruki drewniane p. dział: Ulice; bruki z kostek sztucznych ze szlaku, z prasowanego betonu, topionego bazaltu itp. nie grają dotychczas poważniejszej roli i znajdują się w fazie prób.

8. Drogi betonowe.

W ostatnich czasach technika budowy dróg betonowych, szczególnie w Ameryce, zrobiła olbrzymie postępy. Do budowy stosuje się różne maszyny. Nawierzchnia bywa

jednowarstwowa — z betonu jednakowego na całej grubości nawierzchni — i dwuwarstwowa — z dolną warstwą z chudszygo betonu i górną warstwą z tłustszego.

Jednowarstwowe — przeważnie używane w Ameryce — o grubości 16—18 cm. Skład betonu 1 : 1½ : 3, rzadziej 1 : 2 : 4.

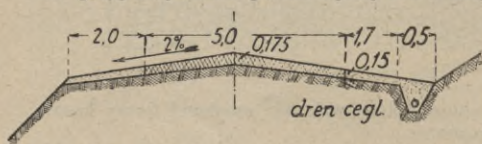


Fig. 106. Przekrój amerykańskiej drogi betonowej.

Przy dwuwarstwowej nawierzchni dolna warstwa o grubości 15—20 cm przy silnym ruchu, 14—15 cm przy średnim ruchu; górna warstwa grubości 5 cm; skład betonu w górnej warstwie 1:0,75:2,75 do 1:1:1; tłuczeń w tej warstwie winien być drobny, kanciasty.

W celu uniknięcia pęknięć nawierzchni z powodu wahań temperatury daje się poprzeczne szczeliny co kilka metrów (6—10 m), a czasami co kilkanaście i kilkadziesiąt (do 30 m); szerokość szczelin 5—8 mm, najwyżej do 12 mm; wypełnia się je wojłokiem lub tekturą, napojoną smołą asfaltową. W celu uniknięcia pęknięć stosuje się też wkładki (uzbrojenie) żelazne ϕ do 20 mm, układane w odległości 150 mm od brzegu nawierzchni i szczelin poprzecznych, lub też siatkę żelazną.

Nawierzchnia betonowa nadaje się do dróg ze średnim ruchem kołowym; dobrze znosi ruch samochodowy, szczególnie osobowy, jest higieniczna, bo nieprzepuszczalna, daje mało kurzu, ale zato jest śliska i na większych spadkach nie może być stosowana. Duże trudności przedstawia naprawa nawierzchni betonowej, wymagająca zamknięcia ruchu na czas kilkotygodniowy.

9. Drogi asfaltowe. Patrz dział: Ulice.

10. Tory żelazne na drogach kołowych. Dla umożliwienia bardzo ciężkiego ruchu na drogach, gdy nawierzchnia nie może go wytrzymać, urządza się czasem tory jezdne (fig. 107) z szerokich szyn żelaznych, rozstawionych tak, aby wozy ciężarowe mogły się po nich toczyć. Urządzenia takie są bardzo drogie, mają tę niedogodność, że wzdłuż szyn tworzą się z biegiem czasu rowki.

11. Wybór nawierzchni dróg. Na wybór rodzaju nawierzchni wpływają względy techniczne i ekonomiczne.

Względy techniczne wymagają od nawierzchni: trwałości na ruch i wahania temperatury, szorstkości, w zależności od której dopuszczane są wielkości wzniesień, łatwości i szybkości napraw, łatwości oczyszczenia, nieprzepuszczalności (nie nasiakliwości), cichości.

Względy ekonomiczne wymagają: minimum kosztu budowy nawierzchni i minimum kosztów utrzymania nawierzchni, obliczonych na przeciąg okresu, w ciągu którego może istnieć wybudowana nawierzchnia danego rodzaju.

W chwili obecnej z powodu nieustalenia się cen wogóle, a w Polsce w szczególności, nie można podać stosunku między obecnymi kosztami budowy i utrzymania różnych nawierzchni dróg.



Fig. 107.

IV. Zadrzewianie dróg.

Jest to obowiązek zarządów drogowych; o ile jednak za rowami drogowymi nie ma pasa nieuprawnionego, stanowiącego własność drogi lub serwitut drogi względem gruntów przyległych, obowiązek zadrzewiania takich dróg należy do właścicieli gruntów przyległych.

Drzewa nieowocowe. Należy sadzić te drzewa, które rosną bujnie i zdrowo w okolicy na takich ziemiach, jaka jest przy drodze. W ziemiach żyznych należy sadzić lipy, klony, rzadziej dęby (rosną zbyt wolno), graby, wiązy, w ostateczności kasztany; w ziemiach wapiennych i skalistych: buki, dęby, jesiony; w ziemiach lekkich akacje, brzozy; w ziemiach wilgotnych olszę błotną, w ostateczności wierzby; wogóle wierzby i topole udają się prawie wszędzie. Przy drogach wąskich sadzić należy drzewa i krzewy mniejsze; jarzębiny, głogi itp.; iglaste — wtedy, gdy do drogi należy

szerszy pas gruntu: na gruntach suchych — sosnę, na wilgotnych świerk zwykły, w lekkich i piaszczystych — świerk kolący, w skalistych — jodłę.

Drzewa owocowe należy sadzić w tych miejscowościach, gdzie można się spodziewać, że je uszanuje miejscowa ludność; o ile miejsce pozwala, lepiej drzewa owocowe sadzić za rowami: grusze i czereśnie w ziemiach żyznych, jabłonie w ziemiach wilgotnych na mdach i próchnicach; śliwy — w ziemiach wilgotnych; wiśnie — w ziemiach lekkich i piaszczystych.

Drzewa przydrożne sadzić należy na brzegu korony drogi, jeżeli szerokość jej nie jest mniejsza niż 7,0 m; przy węższych drogach należy sadzić drzewa na pasach przydrożnych za rowami; drzewa posadzone na koronie należy zabezpieczyć odbojami: dużymi kamieniami lub mocno wkopanymi słupkami (pachołkami). Odległość drzew większych — 10 m, mniejszych 6—8 m. Przy drogach węższych niż 6 m sadzi się drzewa mniejsze jednym rzędem na koronie od strony południowej lub zachodniej. Na drogach z płaskimi ściekami (przekrój typu amerykańskiego) drzewa bez względu na szerokość drogi winny być sadzone za rowami.

Żywopłaty sadzone zawsze za rowami, mają za zadanie ochronę pól od przechodniów lub też ochronę od zasypywania drogi przez śniegi lub lotne piaski; sadzi się grab, głóg, różę dziką, akację syberyjską, ligustr, żywotniki i inne.

Na nasypach wyższych niż 1,5 m zamiast ustawiania poręczy lub słupków ochronnych (pachołków) sadzi się gęściej drzewa — co 2—3 m — najczęściej wierzby.

V. Ochrona od zasp śnieżnych.

Zaspy śnieżne na drogach powstają w płytkich wykopach ($h < 4$ m) i rzadziej, na wysokich nasypach ($h > 15$ m).

Śnieg, pędzony po równinie i napotykający przeszkodę w postaci płotu pełnego (bez otworów), zatrzymuje się przed i za przeszkodą w postaci zasp

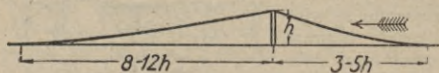


Fig. 108.



Fig. 109.

o skarpie od strony kierunku wiatru 1:3 do 1:5, a za przeszkodą w postaci zaspy o skarpie 1:8 do 1:12 (fig. 108). Jeżeli mamy ażurową przeszkodę (np. sztachety), wtedy tworzy się zaspą najpierw formy oznaczonej linią pełną, przy dłuższej śnieżycy tworzy się zaspą formy oznaczonej linią przerywaną (fig. 109). W celu ochrony dróg od zasp śnieżnych w miejscach, gdzie zaspą często się powtarzają, ustawia się stałe osłony śniegowe

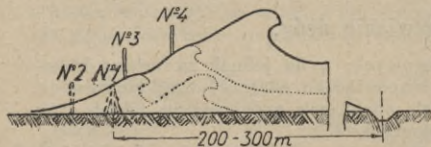


Fig. 110.

(parkany, żywopłaty) lub przenośne (tarcze z desek lub dranic, plecione z wikliny parkany przenośne itp.); czasami wetknięte w ziemię lub w wał ze śniegu gałęzie drzew iglastych zastępują osłony śniegowe. Osłony śniegowe szczególniej należy ustawiać wzdłuż niegłębokich wykopów ($h < 4-5$ m) w odległości od brzegu

wykopu tak dobranej, aby cała ilość śniegu, jaka może być nawiana przy zwykłych zawiejach, powtarzających się w danych miejscowościach, mogła zatrzymać się przed osłoną i za osłoną — pomiędzy nią i brzegiem wykopu. Osłony ustawia się po jednej lub po obydwóch stronach drogi w zależności od tego, czy zawieje bywają przy wiatrach z jednej, czy

z obydwóch stron. Obstawione osłonami winny być również przejścia z wykopu w nasyp.

Większe zaspas śniegowe przy długotrwałych śnieżycach można powstrzymać przez stopniowe przestawianie osłon śniegowych (fig. 110). Nr. 1, 2, 3 i 4 oznaczają kolejne pozycje, zajmowane przez osłony śniegowe z dranic.

Śnieg, pokrywający jezdnię dróg, usuwa się przy pomocy trójkątów śniegowych, ciągniętych przez konie (fig. 111). Jednym trójkątem można oczyścić

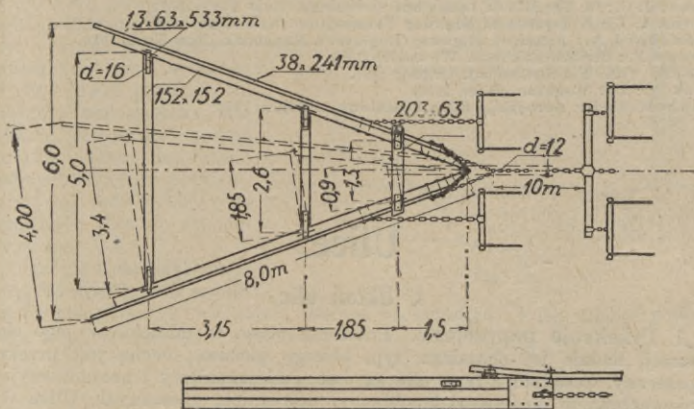


Fig. 111.

dziennie 15—20 km drogi przy grubości śniegu 15—30 cm. Dla przepuszczania przechodzących po drodze wozów trójkąty mogą być składane (na fig. 111 linja punktowana).

VI. Prawodawstwo i administracja.

Gospodarka drogowa w Polsce opiera się na ustawie o budowie i utrzymaniu dróg publicznych w Rzeczypospolitej Polskiej z dnia 10 grudnia 1920 r., oraz na ustawie o przepisach porządkowych na drogach publicznych z dnia 7 października 1921 r. Na podstawie tych ustaw są wydane rozmaite rozporządzenia i przepisy wykonawcze. Ustawy i rozporządzenia ogłaszane są w Dzienniku Ustaw Rz. Polskiej, w „Monitorze Polskim“, oraz dawniej w „Robotach Publicznych“, obecnie w „Czasopiśmie technicznym“, organie urzędowym Ministerstwa Robót Publicznych. Zbiór ustaw i rozporządzeń, dotyczących się gospodarki drogowej, wydanych od wskrzeszenia Rzeczypospolitej do dnia 1 stycznia 1923 r., wydany jest w osobnej książce, do której dodawane będą uzupełnienia.

LITERATURA.

a) Polska.

- Pancer F.: O budowie i utrzymaniu dróg bitych i zwyczajnych. Wydał T. Przesmycki. Warszawa 1895.
 Kühnel: Drogi i ulice. Lwów 1916.
 Szuk Z.: Podręcznik do budowy dróg bitych, gruntowych i ulic miejskich. Warszawa 1918.
 Nestorowicz M.: Współczesna technika budowy i utrzymania dróg gruntowych. Warszawa 1919.
 Bratro E.: Budowa i utrzymanie dróg kołowych. Podręcznik dla średniego personelu drogowego. Lwów 1921.
 Kühnel A.: Drogi. Lwów 1922.

Nestorowicz M.: Sprawa drogowa w Polsce. Warszawa 1922.

Nestorowicz M.: Zbiór ustaw i rozporządzeń, dotyczących się gospodarki drogowej za czas od 11 listopada 1918 do 1 stycznia 1923. Warszawa 1923.

Nestorowicz M.: Materiały do budowy i utrzymania dróg. Warszawa 1924.

b) Obca.

Durand-Claye C.: Cours de routes. Paris 1906.

Limasset L.: Cours de routes. Paris 1918.

Le Gavrian P.: Les chaussées modernes. Paris 1922.

Aitken Th.: Road Making and Maintenance. London 1907.

Baker J. O.: A Treatise of Roads and Pavements. New York 1907.

Byrne A. T.: A Treatise of Highway Construction. New York 1907.

Blanchard A.: American Highway Engineer's Handbook. New York 1919.

Loewe F.: Straßenbaukunde. Wiesbaden 1906.

Laible, von, F.: Straßenbau. Leipzig 1907.

Birk A.: Der Wegebau. Wien 1919.

Doubelir G. D.: Gorodskija ulicy i mostowyja. Kijów 1912.

Ulice.

I. Układ ulic.

1. Przekroje poprzeczne. Położenie ulicy w mieście, w jego sieci ulicznej, nadaje jej charakter, typ, którego pierwszą cechą jest przekrój poprzeczny. Zasadnicze typy ulic są dwa: mieszkaniowy i komunikacyjny, z nieprzebranem mnóstwem kombinacji pośrednich, mieszanych. Ulice wyłącznie mieszkaniowe, krótsze od 100 m, mogą być jednorowe bez chodników, fig. 112 i 113, lub z jednostronnym chodnikiem, fig. 114 i 115. Jeśli są dłuższe

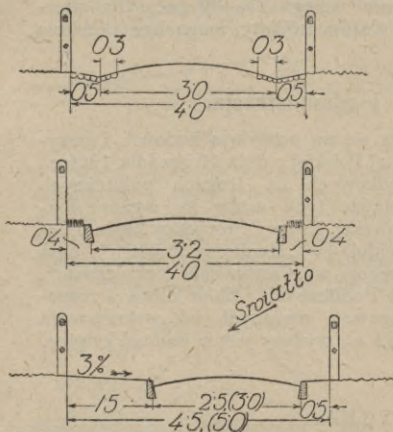


Fig. 112, 113 i 114.

lub załamane, to urządzona powinna być mijanka, lepiej tarcza dla nawracania. Długość jednorowych ulic między dwiema ulicami nie może być większa od 250 m. Rozstaw linii regulacyjnych i linii obudowania zależy od rodzaju obudowania (luźne lub zwarte, ilość pieter, względnie wysokość budynków itd.).

Przykłady ulic mieszkaniowych z jezdnią dwutorową por. fig. 116—121. Chodniki w nich zazwyczaj niesymetryczne, szerszy po stronie słonecznej. Przekroje te nadają się do ulic mieszkaniowych naszych miast wielkich, na większość ulic miast średnich i małych.

Wzory ulic o jezdni trzytorowej przedstawiają fig. 122—125. Stosowane są dla wszystkich ruchliwszych ulic naszych miast wielkich i dla głównych arteryj w miastach średnich i małych.

Jezdnie czterotorowe bardzo ruchliwych ulic w miastach wielkich często rozdziela się na 2 pasma po 5,00 m lub po 7,50 m, gdy leżą w nich tory tramwajowe, fig. 126—127 (por. str. 111).

Szersze jezdnie trafiają się wyjątkowo.

Ponieważ jezdnia jest droższa od chodnika (w budowie, utrzymaniu i oczyszczaniu), więc daje się jej oszczędne wymiary, ewentualny nadmiar przerzucając na chodniki. Słupy wszelkiego rodzaju należy stawiać w od-

daleniu min. 0,7 m od przedniej ściany krawężnika (fig. 128), aby nie tylko słup nie był narażony na najechanie przez pojazdy, ale i miejsce to nie było stracone dla przechodniów, z powodu małego swego wymiaru.

Szerokość chodników do mniej więcej 3,50 m jest wielokrotnością przechodnia w ruchu, to jest wymiaru 0,70 m, a więc 0,70, 1,40 itd., z dodatkiem szerokość słupów, drzew itp. (średnio ok. 0,30 m); powyżej 3,50 m szerokość chodników obiera się dowolnie, zależnie od innych czynników. I tak szerokości chodników wyznaczają w coraz silniejszym stopniu w miastach większych umieszczane pod chodnikami przewody konsumcyjne i komunikacyjne (patrz punkt 5. E). Normalne umieszczenie i konieczne szerokości podają fig. 129 i 130. Budowanie osobnych korytarzy podziemnych (ang. subway) dla tych przewodów okazało się niekorzystne.

Jezdnie i chodniki otrzymują dla odwodnienia spadki poprzeczne, których wielkości, zależne od materiału i od spadku podłużnego ulicy, podane są w tablicy 1.

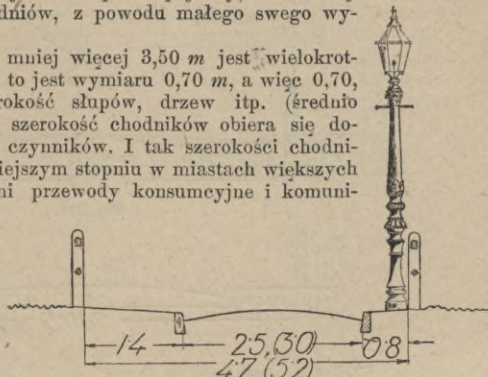


Fig. 115.

Tablica 1.

Spadki poprzeczne na jezdni i chodnikach w odsetkach.

Spadek podłużny	J e z d n i a								C h o d n i k							Deptak				
	droga bita (źwirówka zwykła)	źwirówka węglowodorowa	bruk kamienny	cegła	klinkery	beton cementowy	asfalt lany	asfalt ubijany	drzewo miękkie	drzewo twarde	plyty granitowe	plyty piaskowcowe	kamień łamany	mozaika zwykła	mozaika kostkowa	beton i płyty beton.	plytki beton prasow.	asfalt lany	źwir, żużel	źwir. węglowodor.
< 0,0	7	5	5	4	3	4	2	1,5	4	3	2	3	4	4	2,5	3	2,5	2	4	2,5
do 3,5	5,5	3,5	4	3,5	1,5	3	1	0,5	3	2,5	1	2,5	3	2,5	1,0	2,5	1,5	1	3	1,5
> 3,5	4	2,5	3,5	3,0	1,0	2	—	—	2	1,5	—	2	1,5	—	2	0,5	—	2	2	0,5

Chodniki otrzymują zawsze prostolinijny spadek ku jezdni. Jezdnia ma kształt odcinka kołowego lub podobnie urobionej krzywizny, wyjąwszy asfaltową. Najlepszy jest kształt z fig. 131, gdzie od razu od osi zaczynają się małe spadki; wykreśla się go następująco: 1. wzdłuż krawężników odcina się ścieki, szerokości 5—7% całej szerokości jezdni, max. jednak 0,5 m, w spadku o 2—3%

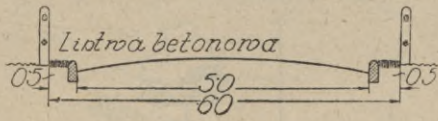


Fig. 116.

wyższym niż średni spadek poprzeczny, 2. pozostałą przestrzeń do osi, względnie, gdy jezdnia co do spadków jest asymetryczna, do najwyższego jej punktu, obliczonego wedle średniego spadku, dzieli się na 5—6 równych części; część przy osi może być krótsza, otrzymuje ona spadek równy $\frac{1}{2}$ — $\frac{1}{3}$

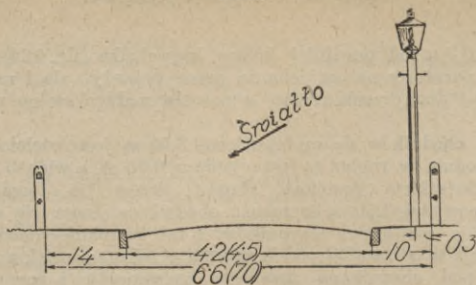


Fig. 117.

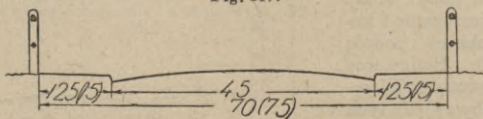


Fig. 118.

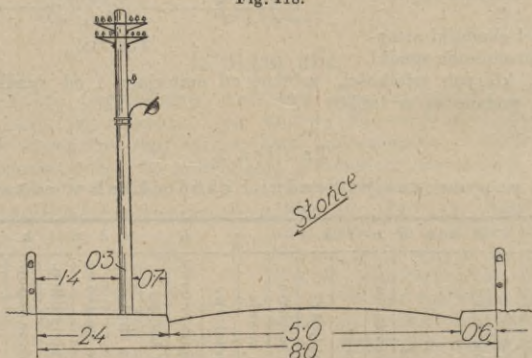


Fig. 119.

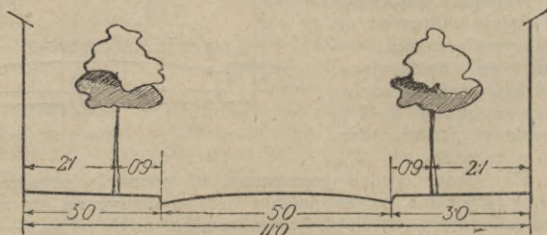
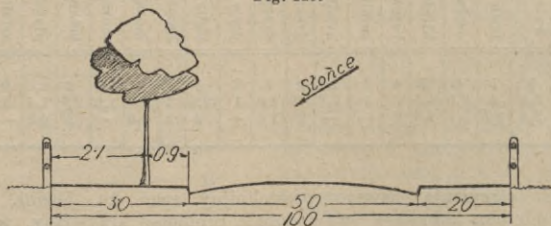


Fig. 120 i 121.

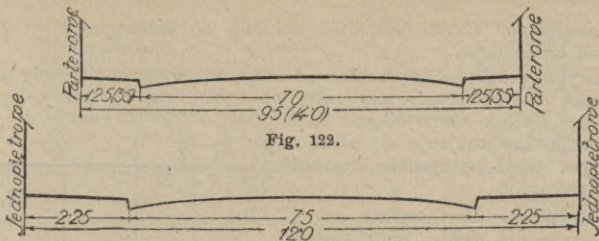


Fig. 123.

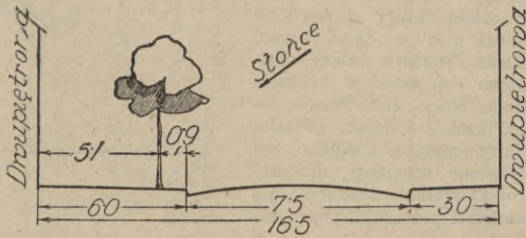


Fig. 125.

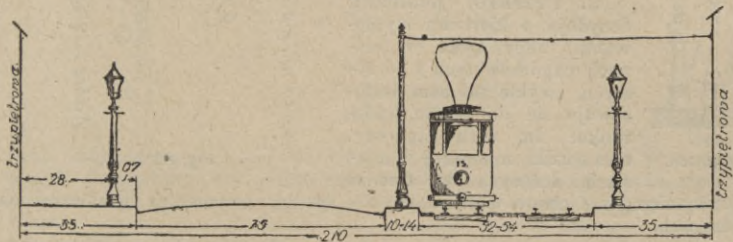


Fig. 126.

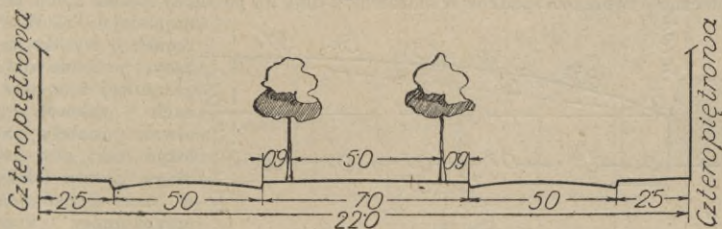
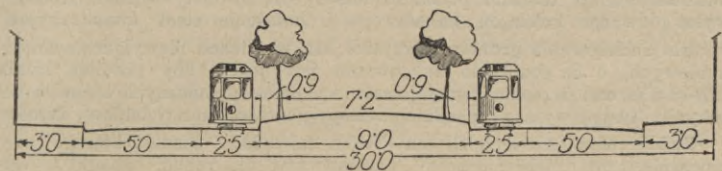


Fig. 127.



spadku średniego. Części pośrednie zakłada się przez próby w spadkach rosnących ku ściekowi.

Niezwykle przekroje poprzeczne powstają najpowszechniej, gdy niweleta w stosunku do zabudowań leży niżej lub wyżej, np. fig. 132, a oraz niekiedy, gdy wzdłuż ulicy biegnie inna komunikacja lub znajduje się płynąca lub stojąca woda, przystanie, przeładownie rzeczne itp.

2. Kierunek. Usytuowanie jednej, niejako samej dla siebie, ulicy opierać się winno zawsze o plan regulacyjny miasta, względnie w jego braku o taki przynajmniej szkic, który przewiduje rozbudowę sieci ulic w danej części miasta. Sprawa należy zasadniczo do nauki o budowie miast. Ruch, obudowanie, teren, kształt działek, światło, wiatry panujące i piękno, oto wytyczne momenty dla zaprojektowania sytuacji po ustaleniu przekroju poprzecznego.



Fig. 128.

3. Przekrój podłużny decyduje o kierunku (sytuowaniu) ulicy tylko w terenach pagórkowatych i górzystych, zwykle zaś sam dostosowuje się do terenu i kierunku. Im ruch silniejszy, tem spadki mniejsze; w miastach, leżących w terenie

urozmaiconym, często przekracza się spadki, uznane za graniczne na drogach.

Ze względu na odwodnienie unika się zakładania ulic poziomych (konieczność tworzenia spadków w ściekach), a daje im podłużny spadek 0,005, co najmniej 0,003. W terenach o wysoko leżącym poziomie wody

gruntowej i w terenach zalewowych niweleta należy założyć tak, aby podłoga piwnic leżała w obu wypadkach przynajmniej 0,5 m ponad najwyższem

zwierciadłem. W terenach płaskich niekiedy dla niwelety będzie miarodajny wylot głównego kolektora kanałowego i położenie sieci kanalizacyjnej.

Dla zabudowania gruntów korzystne jest, w ulicach niewyłącznie mieszkaniowych, o ile grunt do fundowania jest dobry, aby niweleta leżała 1,5—2,5 m nad terenem (zmniejszenie wykopów piwnicznych i fundamentowych). Nasypy wyższe i wszelkie przekopy podrażają koszty budowy domów.

Każdy rodzaj nawierzchni ma pewien największy spadek, którego przekroczenie grozi niebezpiecznymi następstwami dla ruchu. Spadki te wynoszą na jezdniach:

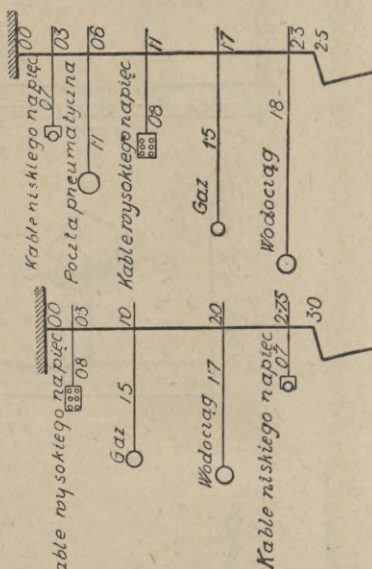


Fig. 129 i 130.

Bruk mozaikowy	0,10
Bruk ceglany	0,07
Bruk asfaltowy, ubijany	0,015—0,020
Bruk asfaltowy, lany	0,03
Bruk drewniany, miękki	0,05
Bruk drewniany, twardy	0,03—0,035

Inne rodzaje nawierzchni por. dział „Drogi“, str. 92 i n.

Względy estetyczne zakazują zakładać niweletę na prostej ulicy wypukło, a gdy wypukłe założenie jest nieuniknione, polecają w punkcie za-

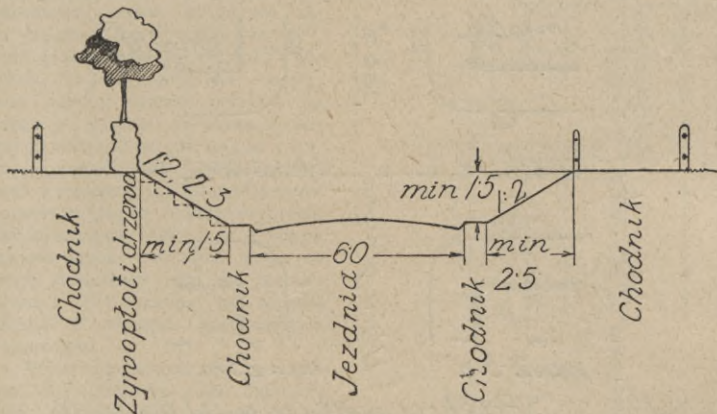


Fig. 132.

łomu albo kierunek silnie złamać, albo ulicę rozwidlić, albo wytworzyć placyk dla zaskoku, czy postawienia studni, figury, pomnika, czy zasadzenia drzew. Ulica mniej lub więcej wklęsła, zwłaszcza zamknięta perspektywnie przedmiotami bliższymi lub dalszemi, sprawia zawsze dobre wrażenie. Wklęsłość wy-

dobywa się przez założenie niwelety jako krzywej z układem osi pionowej i poziomej u początku ulicy (koło, parabola itp.) lub jako linii łamanej. Im ulica szersza, tem krzywizna powinna być łagodniejsza. Najprostszyspósb zaprojektowania wklęsłej niwelety łamanej podaje fig. 134.

Dzieli się długość ulicy na nieparzystą ilość równych części; części środkowej daje się spadek równy średniemu i obniża ją o pewną miarę, częściom skrajnym nadaje się spadki pośrednie, rosnące ku górze, a malejące ku dołowi.

Spadek jednostajny, osobiwie znaczniejszy, jako przeciwny spadkom przeważnie spotykanym w naturze, jest sztywny, jakby nieco wypukły, zwłaszcza im ulica dłuższa. Wrażenie to znika, gdy ulica zostanie sytuacyjnie zadożona w płaskiej krzywiznie, przerwana placem lub gdy zmienia się kształt przekroju poprzecznego.

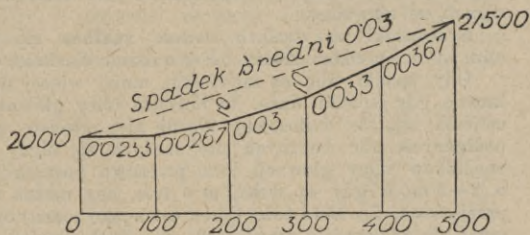


Fig. 133.

Zalomy spadków należy zawsze wyrównać pionowymi krzywymi wedle reguł, obowiązujących na drogach. Dobrze jest łączyć zalomy ze zmianą kierunku ulicy, z węzłami, lub ze zmianą przekroju poprzecznego.

4. Węzły uliczne. Należą tu odgałęzienia i skrzyżowania, a na ich rozwiązanie wpływa ruch, rodzaj i wymiary przewodów konsumpcyjnych i komunikacyjnych, zabudowanie działek i piękno całego założenia.

Ruch domaga się kątów prostych, a w miarę swego potęgowania się także rozszerzenia wolnej przestrzeni i nawet skrzyżowań w różnych poziomach, zawsze zaś dogodnych spadków. Dla zabudowania również najkorzystniejsze są kąty proste. Ścinanie naroży budynków, brzydkie i ze

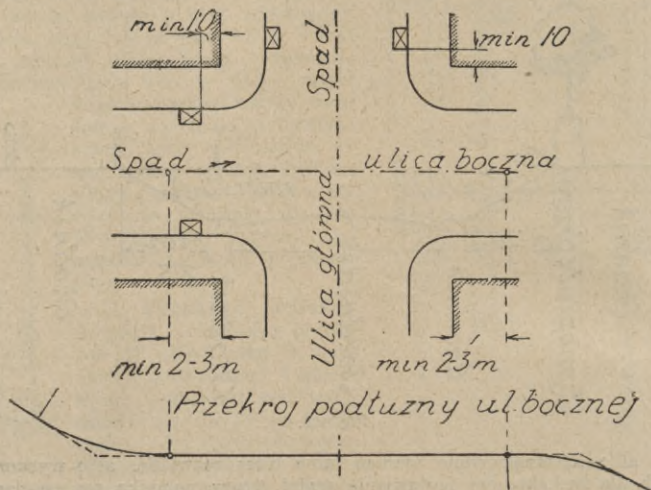


Fig. 134.

względów budowlanych niepożądane, jest konieczne, gdy chodnik wąski, a ruch na nim silny.

Krawężniki na węzłach zawsze zakłada się w łukach o promieniu min. 1,0 m; promień zależy od szerokości chodnika i ruchu na jezdni.

Gdy spadki ulic są niewielkie, mniej więcej do 0,03, rozwiązanie jest łatwe; gdy spadki duże, to niweleta ulicy głównej, więcej ruchliwej, nie zmienia się, ale dostosowuje się do niej niweleta ulicy bocznej. Spadków podłużnych ulic bocznych nie zaczyna się nigdy w osi, ani przy końcu chodników ulicy głównej, lecz przesuwają początki, gdy spadki są małe, o 2—3 m, a gdy są duże, to o tyle, aby można włożyć pionowe krzywe przejściowe, fig. 134 i 135. Przez to niejako rozszerzenie ulicy głównej upraszcza się znakomicie rozwiązanie wszelkich przejść i połączeń.

W węzłach nie wolno umieszczać kanałowych wpustów w łukach krawężników bez zachowania odstępu przynajmniej 1,0 m przed narożem, aby nie zawadzały przechodniom, fig. 134 i 135. Gdy chodnik nie jest cały wyłożony jednym i tym samym materiałem, lecz pasami rozmaitej jakości, należy zawsze całe naroże wyłożyć najlepszym materiałem i to z rozszerzeniem 0,5 do 1,0 m poza naroże budynku.

Gdy od ulicy ruchliwej, osobliwie z bardzo żywym ruchem pieszych, odgałęzia się ulica zupełnie nieruchliwa, dobrze jest nie przerywać chodnika, lecz przeprowadzić go wpoprzek ulicy bocznej, wzmacniając tylko nawierzchnię chodnika na przejeździe.

II. Części składowe ulicy.

Części składowe ulicy tworzą roboty ziemne, nawierzchnia i przedmioty, położone pod nawierzchnią, w samej nawierzchni i wystające ponad nią.

1. Roboty ziemne,

zwłaszcza przekopy, nie mają cech osobnych co do wykonania. Jedynie nasypy przez wzgląd na więcej kunsztowną, złożoną nawierzchnię i sieć podziemną przewodów powinny być sypane cienkimi warstwami poziomymi, nawet ubijaniem lub, co wielokrotnie lepiej, wałkowanemi¹⁾. Jeśli plan regulacyjny miasta pozwala, najkorzystniej jest odsypywać nasypy uliczne z wolna, do czego w mieście nie brak sposobnych materiałów, jak ziemia z wykopów innych ulic, fundamentów, gruz z rozbieranych budowli i robót konserwacyjnych i adaptacyjnych, na koniec czyste błoto z dróg bitych (żwirowanych) zwykłych, przez co nasyp doskonały sam się niejako tworzy. Wykluczone są zmiotki uliczne i odpadki gospodarstwa domowego.

Wyrównania mas nie uwzględnia się; niekiedy całe dzielnice leżą na nasypach i całe ulice w przekopach.

2. Nawierzchnia uliczna

składa się z krawężników, ścieków, jezdni i chodników.

A. Krawężnik odgranicza jezdnię od chodnika, jest widoczną, ostro rysującą się linią w ulicy, a najmniej narażony na zużycie i zrywanie tworzy najlepszą linię stałą, według której wyznacza się wysokość jezdni i wysokość linii przecięcia się chodnika z granicą realności. Przekoła przednia

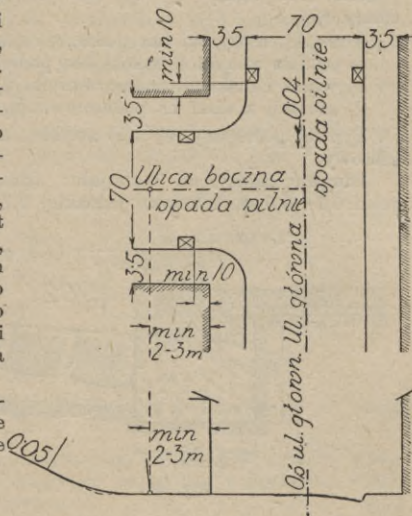


Fig. 135.

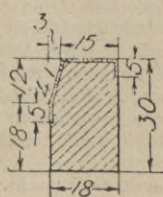


Fig. 136.

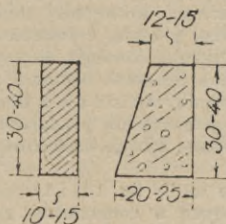


Fig. 137.

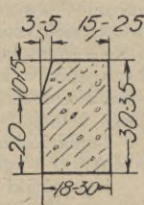


Fig. 138.

górna jego krawędź (a nie ós ulicy czy ós jezdni) wyznacza niweletę ulicy. Najsilniej uwydatnia się znaczenie krawężnika jako niwelety na węzłach ulicznych i na placach w spadkach. Im miasto mniejsze, im mniej ma kwalifikowanych sił technicznych, tem dobre, planowe założenie krawężników

¹⁾ Por. uwagę na str. 92.

ma większe znaczenie dla gospodarki ulicznej, gdyż od nich przy pomocy prostych narzędzi wyznacza się wszystko: linje zabudowania frontowego, wysokości bram i drzwi wchodowych itd. Układać się przeto powinno zawsze krawężniki na podstawie projektu z wytyczeniem, przy pomocy instrumentu, sytuacyjnie i wysokościowo.

Kształt typowy wedle fig. 136 z pochyleniem wstecznym przedniej ściany 1:3 do 1:15, średnio 1:5 dla zabezpieczenia przed ścieraniem przez koła wozów. Wymiary oszczędne, gdyż krawężnik jest elementem drogi, Kształty i wymiary bywają bardzo rozmaite. Zasadniczo rozróżnia się cztery typy:

- wąski, a wysoki bez podmurowania, fig. 137,
- średnio szeroki i wysoki bez podmurowania, fig. 137 i 138,
- wąski i niski na podmurowaniu, fig. 139,
- szeroki, a niski na podmurowaniu, fig. 140.

Typ *a*) podrzędny, *b*) i *c*) zwykle, najczęściej rozpowszechnione, *d*) luksusowy.

Długość zależy od materiału: sztuki kamienne z reguły różnej długości 0,7—2,0 m, betonowe jednakiej 0,7—1,2 m.

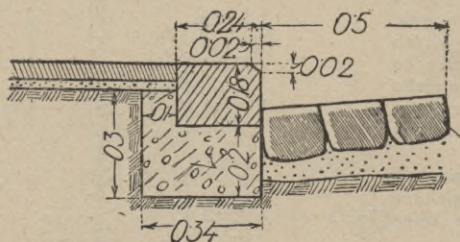


Fig. 139.

Materiały: kamień naturalny (piaskowiec, wapień, granit), beton, beton z żelazem, cegła i klinkier, wyjątkowo żelazo.

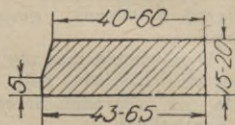


Fig. 140.

Kamień zwykle jako cios, wedle fig. 138, 139 i 140, mniej lub więcej czysto obrabiony. Zazwyczaj powierzchnie podwójną linją zakreślone (fig. 136), groszkowane, pozostałe tylko opacerowane, ale bez wystających części; ściany czołowe powinny być pełne, niepodcięte. Użycie kamienia łamanego (fig. 141) lub starych kamieni dużych brukowych dopuszczalne jedynie na nieruchliwych, podrzędnych, przedmiejskich ulicach.

Beton, rozpowszechniający się silnie, daje z form żelaznych przy starannej robocie (zawsze pod dachem) krawężniki tanie, przystające do siebie we wszystkich sztukach, pełne, gładkie, a dostatecznie wytrzymałe dla średniego i małego ruchu. Części łukowe kosztują to samo, co proste (odmiennie od krawężników kamiennych). Stosunek betonu 1:3:5 z podrzucaniem w częściach widocznych mieszaniny 1:1:2 i to z tłucznia z twardych skał. Uzbrajanie betonu żelazem (kątowniki lub płaskowniki) nie miało powodzenia.

Cegła i klinkier, stawiane rębem, dają krawężnik niedrogi, wcale trwały, o dobrym wyglądzie.

Krawężniki kamienne wedle fig. 139 i 140 osadza się na ławie betonowej lub na filarkach ceglanych o cementowej zaprawie; wszystkie inne na podsypce, 5—10 cm grubej; ceglane niekiedy na zaprawie cementowej. Zalewanie tą zaprawą stosug krawężników kamiennych lub betonowych jest bezcelowe.

Krawężniki wedle fig. 140 (granitowe, bazaltowe, marmurowe) nadają się do szerokich chodników miast wielkich, kamienne wedle fig. 136, 138 i 139 do głównych, ruchliwych ulic miast wielkich i średnich, betonowe do nieruchliwych ulic miast wielkich, większości ulic miast średnich i wszystkich ulic miast małych.

B. Ścieki kształtują się inaczej w miastach, posiadających kanalizację, a inaczej w miastach bez tejeż.

W tym ostatnim wypadku zasadniczo ściek tworzą rowy, których wymiary, położenie względem jezdni i chodników i sposób odwodnienia jezdni i chodników bywają bardzo rozmaite. Jeżeli zlewnie uliczne są drobne, zastępuje się rowy ściekami wzdłuż krawężników; wtedy na skrzyżowaniach ulic zakłada się celem przeprowadzenia wody płaskie, brukowane koryta. Rowy bowiem w ulicach są złem koniecznym (zatrzymująca się woda, gromadzenia się śmiecia, mostki do realności).

Ściek typu ulicznego wykonywa się zasadniczo z tego samego materiału co jezdnia, z wyjątkiem dróg bitych (żwirowanych) zwykłych, gdzie ściek wyklada się na szerokość 0,30—0,60 m kamieniem łamanym lub pieńkami podłużnymi, w rzędach poprzecznych lub równoległych do krawężnika. Beton nie jest odpowiedni na ścieki.

Leżące w ścieku wpusty kanałowe, opatrzone kratami, których powinno być tem więcej, im ulica ma silniejszy spadek, należy osadzać o 3—5 cm niżej

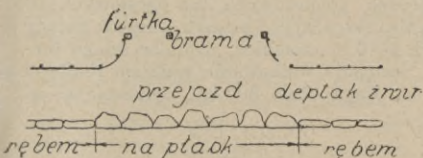


Fig. 141.

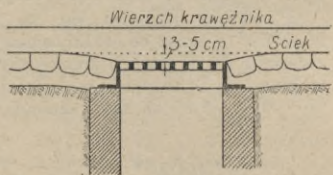


Fig. 142.

linji ścieku (fig. 142) dla wytworzenia płaskiego, a nieszkodliwego dla ruchu zagłębienia.

C. Jezdnia. Jest to część ulicy najbardziej narażona na zużycie, a najdroższa w budowie i utrzymaniu; składa się zazwyczaj z pokładu i wierzchniej powłoki czyli nawierzchni istotnej.

1. Pokład bywa wykonywany jak na drogach (por. dział „Drogi“, str. 95), tylko niektóre rodzaje są mało używane, a wymiary silniejsze. Jakiego rodzaju pokładu użyć, rozstrzyga grunt i nawierzchnia istotna.

2. Nawierzchnia istotna. Rodzaje stosowanych w ulicach nawierzchni są następujące: makadamy zwykłe i bitumiczne; bruki: z kamieni naturalnych, dużych, i małych, z kamieni sztucznych wypalanych, jak cegła i klinkier, betonu cementowego; bruki z asfaltu ubijanego, lanego i prasowanego; bruki z drzewa miękkiego i twardego, nakoniec bruki żelazne.

Nawierzchnia żwirowana czyli bita¹⁾ (por. dział „Drogi“, str. 95) zasadniczo nie nadaje się do ulic, gdyż, pomijając małą twardość, tworzy kurz i błoto i trudna jest do oczyszczania. Gdy wykonywa się ją w ulicy (z powodu braku pieniędzy, słabego ruchu itp.), należy uważać ją za prowizorium: chodniki wykonać w ostatecznym położeniu, a jezdnię niżej, aby móc ułożyć w przyszłości na niej, jako na znakomitym pokładzie, nawierzchnię węglowodorową (smołowaną), czy któryś z bruków. Wtedy przejście do chodnika wedle fig. 143 i 144.

Nawierzchnie węglowodorowe (smołowane) (p. str. 101), bruki kamienne naturalne (p. str. 102), i bruki z kamieni sztucznych (p. str. 104), dają dobre nawierzchnie uliczne, o ile ich rodzaj i wymiary pokładu zostaną dobrane odpowiednio do charakteru ulicy.

Jako kamienie sztuczne wypalane wchodzi w użycie kamienie z różnych miarko mielonych kamieni naturalnych (serpentyń, porfir, bazalt, granit) lub żużli z pieców hutniczych z dodaniem środków wiążących lub bez nich. Kamienie te wyrabiają jako kostki lub pieńki podłużne, ale bez pod-

¹⁾ Por. uwagę str. 95.

cięcia, o wymiarach dużych kamieni naturalnych, w prasach o wysokim ciśnieniu, wypala się aż do stopienia. Dotychczasowe wyroby mało są rozpowszechnione wskutek jeszcze wysokiej ceny, wyszlizgiwania się, pewnej kruchości. Na tej drodze uda się może znaleźć rozwiązanie wyrobu masowego taniach, pod każdym względem dobrych kamieni brukowych.

Asfalt ubijany. Materiałem jest wapień bitumiczny o zawartości około 10% bitumów (por. dział „Materiały budowlane“), pokruszony na umyślnych miazdżarkach prętowych i zmielony na dezintegratorach na drobniutki proszek barwy ciemno brunatnej. Najlepsze rodzaje europejskie: Val de Travers (Szwajcaria), Seyssel i Lobsann (Francja), Raguza i San Valentino (Włochy), Limmer i Vorwohle (Niemcy).

Proszek poprzeczny ulicy wykonywa się dwuspadkowy z małym wyokrągleniem środka; spadek poprzeczny wedle tablicy 1. Spadek podłużny ulicy najwyżej 0,016, wyjątkowo 0,020. Pokład głównie betonowy, najmniej 0,15 m, lepiej więcej, stosownie do gruntu, z wierzchem surowo wygładzonym, zupełnie stwardniały (co najmniej do 5 dni) i suchy.

Proszek ogrzewa się na piecach pomostowych lub obrotowych do 90—150° C, przez co bryłki osuszają się i rozpadają na proszek. Proszek gorący rozściela się w pasach poprzecznych 4—6 m szerokiach, nadmiar ścięga drewnianą łatą i podsypuje wklesłości; następuje wałkowanie wałkiem ręcznym ($d = 0,75-1,25$ m, szer. około 0,6 m, waga około 300 kg), ogrzewanym od



Fig. 143.

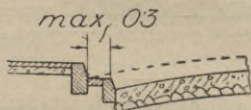


Fig. 144.

wewnątrz piecykiem koksowym, potem ubijanie żelazniami dobniami ręcznymi, lepiej pneumatycznymi (ubijankami, tarankami) okrągłymi, ogrzanymi w piecykach koksowych, wagi około 20 kg (przy krawężnikach i częściach żelaznych kwadratowych), a na koniec gładzenie również ogrzanymi żelazkami wydłużonymi (około 600 . 150 . 60 mm, 25—30 kg). Proszek zmienia barwę na prawie czarną. Po ostygnięciu i posypaniu piaskiem gotów jest pod ruch.

Warstwa po ubiciu gr. 4—6, zw. 5 cm, przy sypaniu należy ją robić grubszą o 40% 5—7—9 cm, gdyż traci na grubości pod wpływem ubijania i potem ruchu ulicznego. Ciężar gat. 2,05—2,10, pod ruchem powiększa się na 2,25—2,35.

Podczas deszczu przerywa się robotę, która winna iść szybko. Jedyne firmy stale pracujące dają gwarancje dobrego wykonania. Wiek asfaltu ubijanego 8—20 lat, średnio ok. 10 lat. Naprawy łatwe. Wymiana, gdy grubość spadnie na 20 mm.

Bruk z asfaltu ubijanego jest znakomity: gładki, cichy, czysty, trwały, wygląd bardzo dobry. Wady: mały spadek podłużny, cena, materiał obcy. Wzdłuż torów tramwajowych szybko ulega zniszczeniu. Stosowny dla wielkich miast na równinach.

Próby wyrabiania sztucznego proszku, czy to z czystego wapienia i rozmaitych bitumów, czy też z chudych w bitumy wapieni i dodatków bitumicznych, nie miały dotychczas powodzenia (por. dział „Materiały budowlane“).

Asfalt lany lub topiony jest to mieszanina preparatów węglowodorowych i piasku gruboziarnistego o równej grubości ziarn 4—6 mm, na gorąco wylewana na pokład jezdni lub chodnika (por. dział „Materiały budowlane“).

W kotłach z przykrywami, opalanymi z reguły drzewem, gotuje się przy ustawicznym mieszaniu mastyks z gudronem ponad 150° C, a poniżej 170° C,

dosypuje piasku gruboziarnistego lub żwirku ϕ 4—6 mm, a po stwierdzeniu gładką drewnianą łopatką, że masa się jej nie czepia, czerpie z kotła czerpakami do wiader i wylewa na jezdnię, pasami 1—1,5 m szerokimi, a 1,5—2 cm grubymi. Powłoki grubsze od 2 cm wykonywa się warstwami. Ostatnią warstwę gładzi się żelaznym przyciskiem i posypuje grubym piaskiem. Po wystygnięciu jezdnia jest gotowa dla ruchu. Przeciętnie na napełnienie kotła wychodzi 1500—1600 kg mastyksu, 100 kg gudronu i 700 do 800 kg piasku. Gotowanie trwa 3—6 godzin. Grubość jezdni 4—6, wyjątkowo do 10 cm.

U nas asfalt lany używany mało; mimo, że cena jego równa się $\frac{1}{3}$ — $\frac{1}{2}$ ceny asfaltu ubijanego, ten ostatni panuje, posiada bowiem większą wytrzymałość. Utrzymanie jak asfaltu ubijanego, naprawy bardzo łatwe. Nadaje się do ulic o słabszym ruchu w miastach dużych. Materjały główne obce.

Płytki asfaltowe prasowane. (Por. dział „Materjały budowlane“.) Ogrzany proszek wapieni bitumicznych pod ciśnieniem 100—200 kg/cm² (nawet do 600) daje płytki, które kładzione jak przy asfalcie ubijanym na pokładzie betonowym przy pomocy zaprawy cementowej mają zastąpić asfalt ubijany. Mało rozpowszechnione, nie wyparły asfaltu ubijanego. Szczeliny zasypuje się gorącym pyłem i walkuje ciężkim walkiem ręcznym.

Bruk drewniany wykonywa się z klocków o stałej szerokości i wysokości, a zmiennej długości, o wymiarach szer. 7—13, dług. 12—30, wys. 8—18 cm (włókna pionowo), średnio 8 . (12—20) . 10 cm, z drzewa miękkiego: świerk, sosna, modrzew (zawsze napawanych), i z twardego: mahoń, drzewo gumowe, świętojańskie itp. Drewno bez sęków, bieli, peknień, zbite, średnio 3 słoje roczne na 1 cm przy drzewie miękkim.

Napawanie różnemi materjałami i metodami; dziś prawie wyłącznie kreozotem i mazią pogazową, w których, rozgrzanych do 75° C, zanurza się klocki na 20—30 minut, lub które gorące w odpowiednich kotłach pod ciśnieniem lub w próżni wsiąkają w drewno.

Twarde drzewa pozaeuropejskie są tak ciężkie i zbite, że napawania nie przyjmują.

Klocki miękkie nienapawane, nieimpregnowane, wskutek wilgoci pęcznieją, wskutek posuchy kurczą się; ruchy te są silne, powodują rozszerzenia się stogus, głównie na czolach klocków, i zniszczenie całego bruku.

Klocki układa się tylko na pokładzie betonowym o odpowiedniej grubości, odwodnionym i jak najdokładniej wygładzonym do przepisanej przekroju poprzecznego, zwykle kształtu płaskiego odcinka; układa się je wprost na nim, w rzędach prostopadłych do osi ulicy, możliwie szczelnie w każdym kierunku, aby usunąć wszelkie szpary, używając piasku tylko dla wyrównania nieuniknionych drobnych różnic w wysokości klocków.

Wzdłuż krawężników pozostawia się szczelinę 3—5 cm, wypełnianą przerabianą gliną lub składanemi wstęgami z blachy lub z papy, napawanemi skrzyńceczkami kartonowemi, ciałami bitumicznemi. Wzdłuż szczeliny kładzie się 2—3 rzędy klocków jako ujęcie rzędów prostopadłych. Posypanie piaskiem, czasami pomaziowanie i posypanie kończy robotę. Zalewanie zaprawą cementową jest niecelowe. Drzewa twardego nie posypuje się, nie maziuje i nie zalewa.

Utrzymanie, polegające najpierw na natychmiastowej wymianie zniszczonych klocków, potem na odnawianiu szczeliny, posypywaniu 3—4 w roku piaskiem lub maziowaniem i posypywaniu, jest łatwe i tanie.

Wiek bruku miękkiego 6—20 lat, pod bardzo żywym i ciężkim ruchem, przeciętnie 8 pod mniej ciężkim 12 lat. Bruk to najcichszy, o dobrym wyglądzie, trwały, łatwy w utrzymaniu i oczyszczaniu, ale najdroższy i nieznośny wielkich spadków. Nadaje się do ośrodków miast wielkich.

Drzewo używane w Polsce: w Warszawie przed wojną sosna z północy, we Lwowie modrzew styryjski, w ostatnich latach modrzew i sosna krajowa, w Poznaniu sosna szwedzka.

Bruki z innych materiałów (żelazo, szkło, papier, słoma, korek guma galwanizowana) jako sporadyczne próby drobne.

Porównanie i wybór nawierzchni jezdni. Nawierzchnia jezdni ulicznych powinna być:

a) pod względem gospodarczym: 1. trwała, 2. tania w budowie, 3. tania w utrzymaniu i oczyszczaniu, 4. z materiałów krajowych;

b) pod względem ruchowym: 1. gładka (mała siła pociągowa), 2. bezpieczna (konie, samochody) przy wszelkich stanach pogody, 3. pozwalająca na szybkie naprawy, 4. ewent. przydatna wzdłuż torów tramwajowych;

c) pod względem zdrowotnym: 1. bez wytwarzania kurzu i błota, 2. cicha, 3. nieprzepuszczalna i nienasiąkliwa;

d) pod względem estetycznym: miła dla oka przy każdym oświetleniu. Niema nawierzchni, spełniającej w równym stopniu wszystkie powyższe warunki. Warunki główne: a) 1—3 i b) 1—2, inne, raz jedne, raz drugie, wybijają się na czoło zależnie od miejscowych stosunków, środków pieniężnych i znaczenia ulicy w ruchu miejskim.

Najekonomiczniejszy jest ten rodzaj nawierzchni (punkt a) 1—3), którego roczne koszty amortyzowane wypadają najmniejsze.

Niech oznacza:

k = koszt wykonania $1 m^2$ nawierzchni istotnej bez kosztów f wykonania pokładu,

p = stopę procentową w odsetkach (np. 0,05),

t = wiek czyli ilość lat od wykonania do zupełnej wymiany,

f = koszt wykonania $1 m^2$ pokładu,

u = roczny średni koszt utrzymania $1 m^2$; koszt, początkowo mały, rośnie progresywnie, więc by wzoru nie komplikować, przyjmuje się cyfrę średnią,

o = roczny koszt oczyszczania $1 m^2$; cyfra prawie stała,

to całkowity koszt K od $1 m^2$ nawierzchni przy końcu każdego roku wynosi:

$$K = k \cdot \frac{(1+p)^t \cdot p}{(1+p)^t - 1} + fp + u + o$$

Cyfr k , f , p , u i o dziś nie sposób podać. Wiek t lat, zależny dla tego samego rodzaju nawierzchni od wykonania, ruchu, a przedewszystkiem staranności w utrzymaniu, przyjmuje się w przybliżeniu:

Nawierzchnia bita (żwirowana)	1—7,	średnio 3 lata
Żwir. węglowodorowa (smółowana)	2—12,	" 5 lat
Bruk z pieńków	16—34,	" 25 "
Bruk mozaikowy	6—20,	" 12 "
Bruk klinkierowy	4—16,	" — "
Bruk betonowy	3—10,	" — "
Bruk asfaltowy, ubijany	8—20,	" 13 "
Bruk drewniany, miękki	6—20,	" 12 "
Bruk drewniany, twardy	13—30,	" 15 "

Wzór kosztów rocznych K nie uwzględnia wymagań ruchu; nie uwzględnia przeto siły pociągowej i utrzymania pojazdów. Pod tym punktem widzenia ustawiają się rodzaje nawierzchni następująco: betonowa, żwirowana węglowodorowa, drewniana, asfaltowa, kamienna, żwirowana zwykła.

Pod względem zdrowotnym pierwsze miejsce zajmują nawierzchnie asfaltowe, węglowodorowe i betonowe, dalej idą drewniane.

Wybór dla znajdującego miasto, przedewszystkiem jego ruchu i dążenia rozwojowe, nie jest rzeczą zbyt trudną, ponieważ ogranicza się do 3—4 rodzajów; im mniej rodzajów, tem łatwiejsze i tańsze utrzymanie. Zasadniczo nie należy mieszać różnych rodzajów w sąsiednich ulicach, lecz, o ile możliwe, kłaść ten sam materiał na dużych obszarach.

Bruk kamienny z pieńków nadaje się do ruchu ciężkiego, mozaika do ruchu żywego, a lekkiego, żwirówki węglowodorowe do ulic o słabszym ruchu.

W centrach miast wielkich, o ile pozwalają spadki uliczne, nie obejdzie się bez nawierzchni asfaltowych lub drewnianych. W tych też miastach ilość rodzajów nawierzchni będzie największa. W miastach średnich przeważać będzie, wyjąwszy ulic głównych z brukiem kamiennym, mozaika i żwirówka węglowodorowa. W miastach małych tylko te dwa ostatnie rodzaje. Drogi bite zwykle nie nadają się pod żadnym względem na ulice, powinny być usuwane, ostatecznie używane tylko jako prowizorja.

D. Nawierzchnia chodników powinna być, podobnie jak jezdnia, gładka, bezpieczna, łatwa do naprawy, miła dla oka i elastyczna, czyli miękka przy chodzeniu; dalsze warunki — to możliwość układania koło występów ścian, stopni, słupów itd. bez niszczenia materiału i przepuszczenie powietrza, ważne dla terenów wilgotnych, drzew ulicznych i gazociągów.

Na nawierzchnię chodników używa się przeróżnych materiałów i w rozmaitych kombinacjach. Omówione będą tylko najpowszechniej używane.

1. Kamienie naturalne: Otoczaki rzeczne i polowe (eratyczne), \varnothing około 10 cm, stosowane być mogą tylko na chodnikach szerokich jako wypełnienie poza chodnikiem gładkim, np. pasów z drzewkami, pasów pod realnościami. Dają nawierzchnię trwałą, tanią, ale nierówną, nie dającą się należycie oczyścić.

Kamień łamany, mniej lub więcej płytowy, daje chodnik trwały, tani, ale nierówny, niełatwy do oczyszczania. Staranny dobór kamieni i robocizna poprawia go nieco, ale podnosi nadmiernie cenę jednostkową. Nadaje się na chodniki podrzędne, gdy materiał jest na miejscu.

Płyty kamienne, prostokątne, podłużne, dług. 0,8—2,0 m, zazwyczaj różnej szerokości, 0,50—1,00 m, grubości 0,10—0,20 m, lub częściej kwadratowe, 0,20—0,50 m, o grubości 0,04—0,08 m, pierwsze z skał twardych (granit, marmur), drugie z łupliwych (przedewszystkiem piaskowce). Płyty prostokątne długie tworzą zwykle tylko pas środkowy chodnika; dają najwspanialsze chodniki. Płyty kwadratowe, z półtorówkami dla wiązania, układa się w rzędach prostopadłych do linii chodnika. Jedne i drugie układa się na pokładach żwirowych, z gruzu ceglanego i na warstwie piasku. Sądzenie na zaprawie lub zalewanie stosug bezcelowe.

Mozajka chodnikowa: a) Zwykła z kamyczków, 5—6 cm, drobnych, nieregularnych, sadzonych w piasku na pokładzie. Kamień niezbyt wyszlizgujący się. Z różnokolorowych kamieni układa się rozmaite wzory. Nadaje się na chodniki podrzędne lub wypełnienia, jak otoczaki.

b) Kostkowa, z kostek marmurowych, zwykle w kilku kolorach dla wzorów ozdobnych, o krawędzi 2—3 cm, układana na zaprawie cementowej na pokładzie betonowym, gr. 0,10 m. Tworzy wspaniałe, ale najdroższe chodniki.

2. Kamienie sztuczne wypalane: Cegła zwykła, twarda, o normalnych lub zmienionych wymiarach, osadzona na piasku lub rębem w piasku lub na zaprawie, daje tani, wcale trwały i wcale dobrze wyglądający chodnik.

Klinkiery, układane jak cegła, są bardzo trwałym, doskonałym, jednak droższym materiałem chodnikowym. Wymiary (40—70). (80—110). (160—220) mm.

Płytki kamionkowe z ilów i glinki, z przymieszkami, o wymiarach 15—25 cm w kwadrat, 3—5 cm grubości, gładkie i rowkowane, kolorowe i wzorzyste, układa się na silnych pokładach, z reguły na betonie i przy użyciu zaprawy cementowej. Chodnik kamionkowy jest nadzwyczaj trwały, niezbyt drogi, ładny, lecz zanadto się wyszlizguje pod obuwem.

3. Beton cementowy: Beton ubijany na miejscu, w dwu warstwach, spodniej z mieszaniny średnio 1:(2,5—3,5), grub. ok. 8 cm, i wierzchniej 1:3, gr. 2—3 cm, kładzionej na spodniej przed tejsze stwar-

dnieniem. Pokład żwirowy lub zgruzu ceglanego, dobrze odwodniony, o grubości ok. 10—15 *cm*. Wykonanie w polach o wymiarach ok. 2,0 . 2,0 *m*, ze stosugami szer. 5—10 *mm*, przez wkładanie na czas roboty listew żelaznych. Takie same stosugi wzdłuż krawężników, ścian itp. Wierzch, wyglądzony żelazkami, osłania się aż do stwardnienia deskami lub warstwą piasku, 3—4 *cm* grubą i często polewa, jeszcze i po oddaniu do użytku. Chodnik tani, trwały, o ile żwir pochodzi z twardych skał.

Płyty betonowe ręcznie ubijane w formach żelaznych w dwu warstwach, spodniej 1 : 1 : 2 do 1 : 2 : 3, o grubości ponad 4 *cm* — wierzchniej 1 : 2—1 : 3, conajmniej 2 *cm* grub., kwadratowe o boku 25—50 *cm*, a 4—8 *cm*, średnio 6,5 *cm* grub., układa się w piasku na pokładzie (żwir, gruz) w rzędach prostopadłych do kierunku chodnika przy pomocy połówek. O ile do warstwy wierzchniej użyto żwiru z twardych skał i o ile wyrób jest staranny, dają bardzo tanie, wcale gładkie chodniki (Warszawa, Kraków, N. Sącz i w. in.).

Betonowe płyty prasowane, kwadraty, ich połówki i pięciokąty, o boku 25—50, a grubości 4,5—6,5 *cm*, wyrabia się jak poprzednie z dwu warstw i zgniata w prasach hydraulicznych, podnosząc ciśnienie na 10—15 sekund do 200—250 *kg/cm²*; minimum nacisku 160 *kg/cm²*. Do warstwy wierzchniej tylko żwir z twardych skał (bazalt, granit, porfir) i najlepszy cement. Wytrzymałość umiejętnie wykonanych płyt nie ustępuje co do ścieralności płytom z twardych kamieni naturalnych. Płyty te są pierwszorzędym materiałem chodnikowym, nie drogim, trwałym, gładkim.

4. Asphalt lany, 1,5—2,5 *cm* grubości, kładzie się tylko na pokładzie betonowym, grub. 8—15 *cm*. Wykonanie jak na jezdni. Chodnik niezbyt drogi, bardzo wygodny przy chodzeniu, średnio trwały.

Porównanie i wybór materiałów chodnikowych. W miastach wielkich należy stosować wielkie płyty granitowe, o ile będzie się je u nas wyrabiać, i prasowane płyty betonowe, — w średnich te ostatnie, — w małych płyty betonowe ręcznie ubijane, kamienne, cegłę. W miastach rozwijających się i będących w okresie inwestycji technicznych (kanalizacja, wodociągi itd.) na chodniki, ciągle zrywane, nadaje się tylko materiał łatwo się układający bez zniszczenia, a więc duże (50 . 50 *cm*) płyty kamienne lub betonowe.

Na szerszych chodnikach nie wolno obok części wykonanej z twardych materiałów zostawiać pasów nieutralonych lub deptaków.

E. Nawierzchnia deptaków: 1. Żwirowa gruba 5—8 *cm*, na pokładzie żwirowym o grubości 8—15 *cm* z gruzu ceglanego, z żużlu itp.

2. Z gruzu ceglanego na pokładach jak pod 1; słaba.

3. Z popiołu z węgla kamiennego; najgorsza.

4. Żwirowa maziowana (smołowana) powierzchniowo. Wykonanie jak na jezdni. Doskonale deptaki bez pyłu i błota.

5. Z betonu maziowego, czyli z termakadamu jest znakomita, zastępująca doskonale większość materiałów chodnikowych. Silny pokład żwirowany, zresztą wykonanie jak na jezdni (por. str. 117) z użyciem tylko drobniejszego żwiru.

3. Różne urządzenia.

Postoje dorożkarskie, szer. 1,8—2,0 *m*, a licząc na jedną dorożkę ok. 7,0 *m* dług., powinno się na każdym rodzaju nawierzchni wykonywać tylko z pieńków, zalewanych ciałami węglowodorowymi. Umieszczanie w ulicach bocznych, u wylotu do ruchliwych lub na placach.

Przechodniki są to przejścia dla przechodniów na jezdniach żwirowanych jako pasy min. 1,20 *m* szer., lepiej około 2,0 *m*, z bruku kamiennego. W porze słotnej należy je kilka razy dziennie oczyszczać z błota.

Przejazdy do bram wpoprzek chodników należy, o ile możliwości, wykonywać z tych samych materiałów, co chodnik, tylko wzmocnionych. Ru-

chliwe wjazdy urządza się jak odgałęzienie bocznej ulicy załukowaniem krawężników i przerwaniem chodnika, mniej ruchliwe przy szerokim chodniku przez obniżenie krawężnika (fig. 145), przy wąskim chodniku przez przerwanie krawężnika i zastąpienie go krzywą powierzchnią (fig. 146) lub tylko przez ścięcie jego przedniej krawędzi.

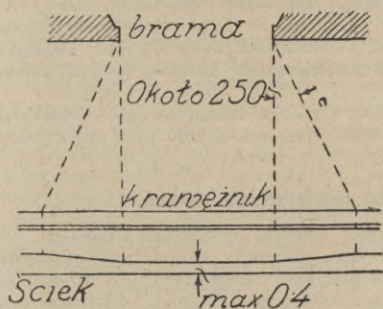


Fig. 145.

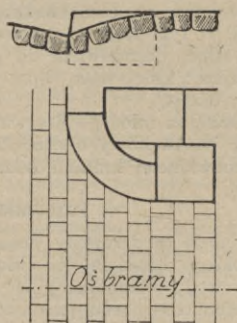


Fig. 146.

Gdy z bramy rzadko się korzysta, najlepiej, zwłaszcza na chodnikach wąskich, chodnika nie zmieniać, a do wjazdu używać pomostów, przystawianych do krawężnika.

Chodniki (wyspy) ochronne są to małe przestrzenie na jezdniach ruchliwych ulic i placów, służące albo dla bezpieczeństwa przechodniów przy przechodzeniu z jednej strony ulicy na drogę, albo wzdłuż przystanków tramwajowych, albo wypełniające te większe przestrzenie na placach, po których ruch się nie odbywa. Kształty pierwszych podłużne, prostokątne, drugich rozmaite. Konstrukcja, jak chodników. Służą

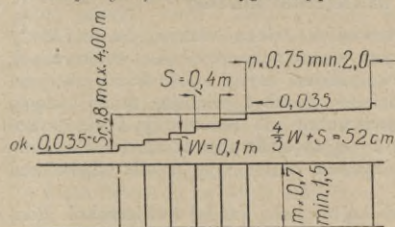


Fig. 147.

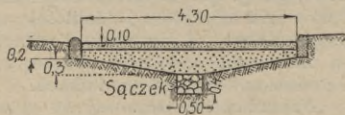


Fig. 148.

ponadto dla pomieszczenia słupów wszelkiego rodzaju, kiosków, ławek, studzien itp.

Schody uliczne w miastach, położonych na silnie pagórkowatych terenach, skracają pieszym drogę jako przejście po samoistnych chodnikach. Konstrukcję wraz z podestami podaje schematycznie fig. 148. Najlepszy materiał: kamień. Założenia są różne od skromnych do wielkich, bogato architektonicznie wyposażonych, będących ozdobą miast.

Tory dla jeźdźców, w miastach wielkich, promienisto z środka wychodzące, fig. 149: nad sączkiem odwadniającym gruby piasek lub żwirek, na wierzchu mieszanina piasku, trocin i wiór garbarskich. Tory te należy od chodników i od torów tramwajowych oddzielić rzędem drzew lub żywopłotem.

Tory dla cyklistów jako osobne pasmo wzdłuż chodników, o szerokości dla 2 osób 1,60—2,15, dla 4 osób 3,60—4,15 m, zależnie, czy pasmo jest wolne, czy ujęte w drzewa, ogrodzenia itp.; przeciętnie na 1 osobę 1 m. Nawierzchnia gładka, ale nie śliska: asfalt lany, nawierzchnie smo-

łowane, drzewo, beton. Na skrzyżowaniach ulic celem ułatwienia przejazdu obniżenie krawężników prawie zupełne.

Drzewa uliczne na chodnikach szerszych od 2,5 m, gdy przed domami ogródki, zaś od 4,5—5,0 m, gdy budynki stoją w linii regulacyjnej; odstęp od przedniej ściany krawężnika min. 0,9 m. Wokoło pnia wolna powierzchnia około 1 m², bez nawierzchni chodnikowej, również i na deptakach smółowanych.

Drzewa na obu chodnikach sadi się albo naprzemian, albo (co łądniej) w tym samym przekroju w odstępach 6—12 m. Rodzaje drzew mają być silne, dostosowane do gruntu i warunków miejscowych; najpowszechniejsze: klon, wiąz, lipa topola nadwiślańska, kasztan, akacja; rzadsze: glóg, brzost.

Ochrona młodego drzewa koszem z prętów żelaznych lub z siatki wskazana. Na ruchliwych chodnikach wolną przestrzeń koło pnia przykrywa się zdejmowalnymi kratami żelaznymi.

4. Przedmioty pod nawierzchnią uliczną.

Należą tu przewody konsumcyjne: kanały, wodociągi, gazociągi, kable wysokiego napięcia dla światła i siły, przewody centralnego ogrzewania, i przewody komunikacyjne: kable niskiego napięcia, to jest telegraficzne i telefoniczne, poczta pneumatyczna, a też tramwaje i koleje podziemne w małych głębokościach założone. Sieć ulic powinna być taka, aby bez trudności dało się je umieścić. Stąd konieczna jest przejrzystość i płynność układu, zwłaszcza obmyślenie węzłów ulicznych i placów.

Przewody te są przyczyną częstego zrywania, przeto niszczenia nawierzchni, i utrudniają spokojną gospodarkę uliczną. Wyjawszy kanały, wielkośrednicowe rury wodociągowe i gazowe umieszcza się, wedle możliwości, resztę przewodów pod chodnikami, w pewnym porządku od lica murów, dając im nawet w niewielkich granicach wymiary zapasowe.

5. Przedmioty w nawierzchni ulicznej

to części poprzednio wyliczonych przewodów: wieka włazów, zasuw i kraty kanałowe, wieka zasuw wodociągowych, gazowych, części sieci elektrycznej, punkty pomiaru miasta itp., a przedewszystkiem szyny torów tramwajowych. Pierwsza grupa to przedmioty oddzielne, niezbyt wielkie, mniej więcej 0,01—0,80 m², które jednolitości nawierzchni nie przerywają i nie powodują grubego jej niszczenia i mimo, że są to ciała obce w nawierzchni, nie są nadmiernie przykre dla ruchu, zwłaszcza, o ile mają kształt odpowiedni i umieszczone są na chodnikach.

Natomiast tory tramwajowe są wielką bolączką każdej nawierzchni. Rozcinają jezdnię na 3—5, a czasem na więcej części, pod ruchem drgają pionowo i poziomo, wskutek czego wzdłuż nich każdy materiał nawierzchni niszczyje, powstają szczeliny, bruzdy i wyboje. Przyciąganie śrub na złączach, podbijanie, o ile nie leżą na betonie, wreszcie wymiana szyn, na ostrych krzywiznach częsta, połączone są zawsze ze zrywaniem nawierzchni. Przy każdym rodzaju nawierzchni istnieją sposoby chronienia jej wzdłuż szyn (patrz część II). Najodporniejszy jest bruk kamienny płytowy i bruk z dużych kamieni, z kamieniami wzdłuż szyn sięgającymi niżej stopy szyny.

O ile tylko możliwe, należy tory tramwajowe umieszczać na osobnych pasmach.

6. Przedmioty wystające nad powierzchnię uliczną.

Są to: 1. słupy dla oświetlenia ulicy, 2. słupy wszelkiego innego rodzaju, 3. drzewa, 4. różne przedmioty. Wyjawszy szerokie, mniej ruchliwe chodniki, dąży się do usuwania tych przedmiotów, a przynajmniej ograniczania ich liczby, gdyż zmniejszają szerokość użyteczną chodników, utrudniają nieco utrzymanie nawierzchni chodnika i szpecą wygląd ulicy. Dotyczy to

zwłaszcza grupy 2. (słupki dla tablic z oznaczeniem zasuw i hydrantów wodociągowych, reklamowych, z nazwami ulic itp.) i 4. (hydranty, studnie, transformatory, ławki, wychodki czy pissoiry publiczne, kioski sklepowe, skrzynie na odpadki, skrzynie z piaskiem itd.). Wszelkie tablice na słupach mają być umieszczone nie niżej niż 2,2 m od chodnika.

III. Utrzymanie i oczyszczanie.

Utrzymanie ulic. Środki, jak przy drogach, techniczne i administracyjne; te ostatnie bardzo szczegółowe, nadto przepisy co do rodzajów ruchu w pewnych ulicach, na skrzyżowaniach, w poszczególnych porach dnia itp.

Techniczne sposoby podano przy każdym rodzaju nawierzchni. Utrzymanie ulic powinno być wykonywane zasadniczo przez zarząd miasta we własnym zarządzie. Tylko staranne zorganizowanie odpowiedniej służby i pedantyczne wykonywanie robót daje oszczędności i dobre rezultaty; połowiczne postępowanie zepsuje najlepsze i najdroższe nawierzchnie.

Zasadą naczelną jest natychmiastowa naprawa uszkodzonych części czy to przez wymianę na nowe, czy przez podniesienie miejsc zapadniętych. Do zniszczenia nawierzchni ulicznej przyczynia się w bardzo wysokim stopniu jej zrywanie z powodu połączeń, wymiany, powiększania przewodów konsumcyjnych i komunikacyjnych, dalej rzucanie na chodniki ciężkich przedmiotów, nakoniec odbijanie lodu ciężkimi drągami żelazniami.

Oczyszczanie ulic jest niezbędne jako bardzo ważna część robót konserwacyjnych, jako wymóg higieniczny i estetyczny. Oczyszczanie wtedy jedynie daje należyte rezultaty, jeśli jest prowadzone we własnym zarządzie miasta. Sposób jego zorganizowania powinien być indywidualny, zastosowany do liczby ludności, obszaru miasta, sposobu zabudowania i środków pieniężnych.

Zanieczyszczenia uliczne — to miał i pył, pochodzący ze zużycia się nawierzchni ulicznej, liście z drzew, zanieczyszczenia, powstałe z ruchu (odchody zwierzęce, przedmioty przewożone i porzucane, jak papiery, niedopalki, resztki owoców itp.) i śmiecie, wmiatane z domów.

Praca zorganizowanego oczyszczania składa się z oczyszczania pobieżnego i dokładnego. Oczyszczanie pobieżne wykonywa robotnik (robotnica), któremu przydzielono jedną lub szereg ulic, nieustannie, przez dzień cały, zgarniając miotłą zanieczyszczenia i zbierając je łopatą do taczek, do umyślnych wózków lub do naczyń blaszanych. Zmiotki, składane w pewnych punktach, wywozi się. Oczyszczanie dokładne polega na perjodycznym zamiataniu lub myciu, jednym i drugim ręcznym lub maszynowym.

Zamiatanie ręczne stosuje się w miastach mniejszych, na zwirowkach zwykłych i tam, gdzie nawierzchnie uliczne są w złym stanie, nierówne, wyboiste, wreszcie w okresach lepkiego błota; robi to partja robotnicza (10—15 osób); jeden robotnik zamiecie w godzinie 350—700 m².

Zamiatanie maszynowe wykonywa szcotka walcowa z piassawy, umieszczona pod ramą podwozia skośnie do osi podłużnej, mniej więcej pod 45°, a poruszana z kół tylnych w ten sposób, że obraca się odwrotnie do kierunku jazdy, wskutek czego zesuwa śmiecie i kurz na bok. Ulicę przedtem skrapia się. Szcotka nastawialna z siedzenia woźnicy wyżej lub niżej; motorem jest człowiek, para koni lub samochód. Szcotki maszynowe ręczne mają w miastach małe zastosowanie. Stawia się też 2—3 szcotki duże w zaskokach i zamiatą odrazu połowę szerokości jezdni. Szerokość pasa, zamiatanego przez ręczną 0,7—0,9 m, konną i motorową 1,5—2,2 m, chyżość konnych 0,95—1,15 m/sek. W godzinie przy wliczeniu przerw, nawracan itp. ręczna szcotka zamiecie 2000—3000 m², konna 4500—8500 m². Piassa w a zużywa się po zmieceniu 40.000—50.000 m², czyli po 25—30 dniach pracy; rocznie przeto potrzeba 8—10 szcotek. Wałek zgarniętego na bok śmiecia zbierają na wozy robotnicy, idący za szcotkami. Dobrze zamiatą się po silnym deszczu lub przy tającym śniegu.

Nowsze samochodowe maszyny zamiatające są tak urządzone, że mając zbiornik z wodą same sobie jezdnię skrapiają i zmiotki podnoszą do drugiego zbiornika.

Mycie, które dokładniej usuwa zanieczyszczenia uliczne niż zamiatanie, stosuje się na nawierzchniach bitumicznych, brukach kamiennych o stosugach zalewanych ciałami węglowodorowymi, betonowych, asfaltowych i drewnianych, tam, gdzie woda wodociągowa jest w obfitości i tania. Myć można na dwa sposoby. W pierwszym woda pod ciśnieniem węzami z hydrantów uderza silnym strumieniem o nawierzchnię i oderwane zanieczyszczenia spławia ściekami do kanałów. Potrzebne tu są ogromne ilości wody. W sposobie drugim po obfitem polaniu po chwili następuje zamiatanie ręczne lub maszynowe lub, na brukach asfaltowych, zgarnianie zanieczyszczeń skrobaczkami skórzanymi lub gumowymi.

Częstość oczyszczania dokładnego zależy od ruchu i rodzaju nawierzchni. Ulice ruchliwe oczyszczają się raz dziennie koło godz. 3—5 rano, inne co dwa, trzy itd. dni. Nawierzchnie asfaltowe myje się codziennie.

Najlepszą porą oczyszczania pod każdym względem jest dzień (dokładność, taniłość); nocą pracuje się tylko tam, gdzie ruch uliczny nie pozwala na pracę dzienną.

Zwalczanie kurzu ulicznego dąży do ilościowego i jakościowego jego ograniczenia. Zupełne bowiem jego usunięcie jest niewykonalne. Walka z kurzem, bezwzględnie konieczna ze względów zdrowotnych, czystości, a nawet bezpieczeństwa ruchu, toczy się dwójako: przez środki, zmniejszające źródła jego powstawania, i przez środki, unieruchamiające wytworzony kurz.

Pierwszą grupę środków tworzą trwałe, gładkie, mocne bruki wszelkiego rodzaju i nawierzchnie bitumiczne, oraz przepisy porządkowe ruchu ulicznego, zabraniające szeregu czynności, zanieczyszczających ulicę (popasanie koni, szybka jazda wozów ciężarowych, szczelne skrzynie dla przewozu ziemi, piasku, śmieci itp.). Dlatego to nawierzchnie żwirowane powinny być usuwane bezwarunkowo z jezdni ulicznych.

Drugim sposobem jest polewanie ulic wodą czystą lub zaprawioną pewnymi przymieszkami. Sposób polewania zależy od rodzaju nawierzchni, znaczenia ulicy i oświetlenia przez słońce. Polewać należy, lekko, a zato częściej. Na $1 m^2$ jezdni wychodzi wody czystej na jednorazowe skropienie: na nawierzchniach żwirowanych (bitych) 0,4—1,0 l, na brukach kamiennych 0,3—0,7 l, asfaltowych 0,2—0,5 l, przyczem dziennie skrapia się drogi bite 1—6 razy, bruki kamienne asfaltowe i drewniane 1—4 razy; skrapia się w roku przez 100—150 dni.

Do polewania służą przyrządy skrapiające i urządzenia, dostarczające wodę.

Przyrządy: 1. ręczna polewaczka blaszana, 8—13 l;

2. dwukołowy ręczny beczkowóz, 200—300 l, szerokość polewania ok. 2,0 m;

3. wąż gumowy lub parciany gumowany, ϕ 10 cm, 20—30 m dł., nawinięty na dwukołowym bębnie lub na kółeczkach (urządzenie gorsze) dla wody wodociągowej, pobieranej zapomocą umyślnych stojaków z hydrantów;

4. beczkowszy:

a) konne, 600—2500 l, szerokość kropienia sitem rurowym 2—3 m, sitami turbinowymi lub skrzynkowymi 2—7 m; sitami pierwszemi polewa się w godzinie ok. 5000 m^2 z przerwami i napełnianiem, drugimi 18.000 m^2 , względnie 6000—10.000 m^2 ;

b) samochodowe, 2—5 m^3 , szerokość skrapiania, regulowana dowolnie, 1—14 m, w godzinie bez przerwy około 50.000 m^2 , z przerwami i napełnianiem około 30.000 m^2 ; najekonomiczniejszymi okazały się o objętości ∞ 2,5 m^3 ;

c) tramwajowe, 2—10 m^3 , skrapiające pasem dowolnie szerokim do 14 m, kursujące po torach tramwajowych.

Dobrze skonstruowany beczkowóz powinien: 1. skrapiać stale i jednostajnie na całej polewanej szerokości; 2. pozwalać na dowolne regulowanie szerokości i obfitości skrapiania przy beczkowozach małej objętości przez

woźnicę, przy dużych przez umyślnego robotnika. Beczki powinny być żelazne, z beczkowsów samochodowych zdejmowalne, aby użyć w zimie samochodu do wywozu np. śniegu. Efekt pracy podnosi skrócenie czasu napełnienia i jazd straconych. Stąd duże średnice, min. 10 cm, rur dopływowych, aby napełnianie razem z manipulowaniem przyrządami, napełniającymi nie trwało dłużej niż 3—1,5 minuty dla 1 m³. Stąd dalej odpowiednio rozmieszczenie miejsc poboru wody. W miastach, nie posiadających wodociągów, oraz tam, gdzie woda wodociągowa jest droga lub jest jej za mało, a wodę do skrapia — nia czerpie się ze studni, rzek, młynówek, stawów, najlepsze są zbiorniki wieżowe, z dnem około 4—6 m nad niweletą ulicy, o dużej pojemności ponad 5 m³, z pompowaniem motorowem (elektrycznym, spalinowym). Beczkowsy samochodowe mogą być tak urządzone, że sobie same czerpią wodę (głębokość max. 8 m).

Wyjątkowo, aby zapobiec szybkiemu wysychaniu, dodają do wody hygroskopiczne sole (sól zwykłą, chlorek wapniowy, chlorek magnezowy); środki drogic, mało skuteczne, a nawet ujemne dla zdrowia przechodniów, gdy sole po wyschnięciu wzbijają się jako kurz.

Usuwanie śniegu, zawsze kłopotliwe i kosztowne, zależy od wielkości opadu, rodzaju ulicy i od stopnia mrozu. Śnieg niezwykle silny, na szczęście przytrafiający się rzadko i często zaraz pomniejszany przez odwilż, wymaga, jako tamujący ruch, natychmiastowego forsownego wyrobienia na chodnikach ścieżek, na jezdni pasa wolnego, o szer. ok. 4 m, a tam, gdzie kursują tramwaje, jeszcze szerszego. Z chodników odrzuca się śnieg łopatami, na jezdni pługami śniegowymi zwykłymi (patrz str. 107) i łopatkowemi. Oba rodzaje ciągnięte przez konie.

Śnieg wywozi się bezwładnie. W ulicach mało ruchliwych przy znaczniejszych opadach i dłużej trwającym mrozie pozwala się narastać śniegowi w skorupę, którą atoli należy usunąć przed nastaniem odwilży.

W usuwaniu śniegu, które jest tem ważniejszą i trudniejszą sprawą, im miasto jest większe, największy wydatek stanowi wywóz. Skrócenie tegoż naprowadziło na wrzucanie śniegu (przez szyby rewizyjne lub umyślne) do kanałów, tam, gdzie prowadzą one większą ilość wody, i przez topienie na miejscu zapomocą wody wodociągowej, roztworów różnych soli, przedewszystkiem zwykłej, i wyjątkowo parą wodną.

Śnieg świeżo spadły waży 40—120 kg/m³, uleżały, ubity 300—400 kg/m³ i daje około 300 litrów wody.

Ślizgawice i gołoledź wymagają posypania żwirkiem, piaskiem, miłkim popiołem, trocinami itp. Działanie ich krótkotrwałe; w razie powtarzających się przymrozków trzeba ustawicznie posypywać. Konieczne na chodnikach i gładkich jezdniach. Z wozu dwukonnego 2 robotników posypie w godzinie, bez czasu straconego, do 30.000 m², z wózka dwukołowego ręcznego do 10.000 m², 1 robotnik z takiego wózka do 6000 m², zaś z worka, zawieszzonego na piersiach, do 8000 m²; cyfry te maleją o 1/2—1/3 przy uwzględnieniu czasu na drogi powrotne i napełnianie.

LITERATURA.

- Kühnel A.: Drogi i ulice. Lwów 1916.
 Kühnel A.: Ulice. Lwów 1925.
 Szuk Zdzisław: Podręcznik do budowy dróg bitych, gruntowych i ulic miejskich. Warszawa 1918.
 Le Gavrian P.: Les chaussées modernes. Paris 1922.
 Girard L.: Le nettoyage de Paris. 1923.
 Genzmer Ewald: Die städtischen Straßen. Stuttgart 1897.
 Handbuch d. Ing. Wiss.: Straßenbau. Leipzig 1912.
 Klose Georg: Der Stadtstraßenbau. Berlin 1911.
 Loeve Ferd.: Die Straßenbaukunde. München 1906.
 Niedner Fr.: Die Straßenreinigung in deutschen Städten. Leipzig 1911.
 Stübben J.: Der Städtebau. Darmstadt 1890.

PODRECZNIK INŻYNIERSKI

W ZAKRESIE INŻYNIERJI
LĄDOWEJ I WODNEJ

REDAKTOR NACZELNY

PROF. DR. INŻ. STEFAN BRYŁA

CZEŚĆ DRUGA:

KOLEJE ŻELAZNE

LWÓW I WARSZAWA 1925
NAKŁADEM KSIĘGARNI POLSKIEJ B. POŁONIECKIEGO

WYDANO ZE WSPÓŁDZIAŁEM
ZWIĄZKU STUDENTÓW INŻYNIERJI POLITECHNIKI
LWOWSKIEJ.

CZĘŚĆ DRUGA.

KOLEJE ŻELAZNE.

TREŚĆ.

	Strona		Strona
Pojazdy kolejowe. Napisał inż. Kazimierz Zipser, profesor politechniki (Lwów)	129	IV. Kosztorys	250
I. Zasady ogólne	129	V. Postępowanie przy projektowaniu i budowie kolei	253
II. Parowozy	129	Stacje. Napisał inż. Kazimierz Zipser, profesor politechniki (Lwów)	256
III. Wagony	138	Koleje nadszkie i tramwaje. Napisał inż. Józef Lenartowicz, dyrektor tramwajów miejskich (Warszawa)	282
IV. Tabor kolei wąskotorowych	144	I. Ogólne	282
V. Opory ruchu	145	II. Prowadzenie linii i układ toru	283
Zasady ruchu. Napisał inż. Kazimierz Zipser, profesor politechniki (Lwów)	148	III. Ustrój toru	285
Budowa i utrzymanie toru. Napisał dr. inż. Karol Wątepek, profesor politechniki (Lwów)	159	IV. Podtorze	292
I. Szyny	160	V. Wielkość naprężeń w budowie wierzchni torów	293
II. Podkład poprzeczny drewniany	165	VI. Opór trakcji i zużycie pracy	294
III. Nawierzchnia poprzeczna drewniana	166	VII. Urządzenie elektryczne	295
IV. Nawierzchnia żelazna	169	VIII. Tabor	297
V. Podkłady żelbetowe	172	IX. Budynki	298
VI. Złącze stykowe	173	X. Ruch	299
VII. Migracja toru	177	Koleje miejskie szybkie. Napisał inż. Józef Lenartowicz, dyrektor tramwajów miejskich (Warszawa)	300
VIII. Podłoże żwirowe	179	I. Ogólne	300
IX. Obrachowanie nawierzchni	180	II. Prowadzenie linii	302
X. Układanie toru	183	III. Tabor	303
XI. Utrzymanie toru	189	IV. Budowa wierzchni i jezdni	303
Połączenia torów. Napisał dr. inż. Karol Wątepek, profesor politechniki (Lwów)	189	V. Urządzenia stacyjne	306
I. Rozjazdy i skrzyżowania	189	VI. Ruch	308
II. Zastosowanie rozjazdów i skrzyżowań do połączeń torów	211	VII. Koszta budowy	309
III. Obrotnice	217	Koleje stróme. Napisał dr. inż. Karol Wątepek, profesor politechniki (Lwów)	310
IV. Przesuwnice	221	I. Koleje zębate	310
Trasowanie. Napisał dr. inż. Karol Wątepek, profesor politechniki (Lwów)	223	II. Koleje linowe terenowe	313
I. Trasowanie handlowe	223	III. Koleje linowe wiszące	315
II. Trasowanie techniczne	226	Urządzenia ochronne na kolejach. Napisał inż. Michał Swoboda, doc. politechn. (Lwów)	319
III. Opracowanie trasy	241		

190

Pojazdy kolejowe.

I. Zasady ogólne.

Pojazdy kolejowe winny mieścić się w obrębie przyjętej dla danej kolei skrajni taboru.

Koła pojazdów kolejowych osadzone stale na osi, tarczowe lub szprychowe, z żelaza zlewne lub ze zlewnej stali. Obręcz koła, walcowana ze stali z jednej sztuki bez spawania, łączy się z kołem przy pomocy śrub, nitów, krawków lub pierścieni. Koła tarczowe wagonów odlewa się także wraz z obręczą z jednej sztuki.

Obręcz opatrzona rąbkami (obrzeżem), jeżeli jednak we wspólnej ostoi (ramię) mieszczą się więcej niż dwie osie, koła osi wewnętrznych nieprzesuwanych mogą być bez obrzeża. Szerokość obręczy 130—150 mm. Grubość obręczy mierzona w płaszczyźnie okręgu tocznego nie powinna być mniejsza niż 25 mm. Stożkowatość obręczy 1:20 (w Ameryce 1:40). Wysokość rąbka (obrzeża) mierzona pionowo od wierzchu szyn przy normalnym położeniu kół na torze prostym i poziomym 25—36 mm. Grubość rąbka mierzona w odległości 10 mm pod okręgiem tocznym najmniej 20 mm.

Odstęp kół na osi (prześwit) między wewnętrznymi płaszczyznami obręczy na kolejach normalnotorowych 1357—1366 mm. Odstęp zewnętrznych punktów rąbków kół, mierzony 10 mm poniżej okręgu tocznego, 1405—1425 mm.

Obciążenie osi zależy od wytrzymałości nawierzchni i mostów. Dla obliczeń orientacyjnych przyjmuje się nacisk jednego koła w spokoju w tonnach równy $\frac{1}{3}$ ciężaru szyny w kilogramach na metr bieżący. Największy dozwolony nacisk osi w tonnach wynosi na kolejach europejskich 15—25, w Ameryce nawet przeszło 30.

Nacisk koła w spokoju powiększa się w czasie ruchu wskutek działania siły odśrodkowej, przeciwwagi kół napędnych, a nadto z powodu nierówności w torze i uderzeń na stykach, z którego to powodu przeciążenie, względnie odciążenie osi dochodzi do 30—35% nacisku koła w spokoju, w torze starannie utrzymanym i przy parowozach nowszej konstrukcji.

II. Parowozy.

Wymiary parowozu ograniczone skrajnią dla parowozów i tendrów (fig. 149). Główne części parowozu są: kocioł, maszyna parowa, podwozie.

Kocioł (fig. 150). Ogólnie używa się kotłów leżących. Kocioł przeważnie w formie walca; także o średnicy w tylnej części kotła większej od średnicy w przedniej części; przejście stożkowate. Materiał: żelazo zlewne. Średnica kotła (walczaka) średnio 1,5—1,75 m; istnieją kotły o średnicy ponad 2 m, zwłaszcza w Ameryce. W tylnej części, zwanej stojakiem, skrzynia paleniskowa (ogniskowa) z blachy miedzianej, w Ameryce z blachy stalowej; także w Europie w czasie wojny zaczęto używać żelaza do skrzyń paleniskowych (ogniskowych). Skrzynia ogniskowa łączy się z płaszczem żelaznym zapomocą zespołek bocznych i stropowych, długość jej 1—3 m, szerokość 1,15 m

i więcej, jeżeli leży nad ostoją; u dołu zaopatrzona w ruszt poziomy lub pochyły o powierzchni od 1 do 5 m², w Ameryce nawet do 10 m². Pod rusztem popielnik z klapami otwieranymi ze stanowiska maszynisty dla regulowania dopływu powietrza.

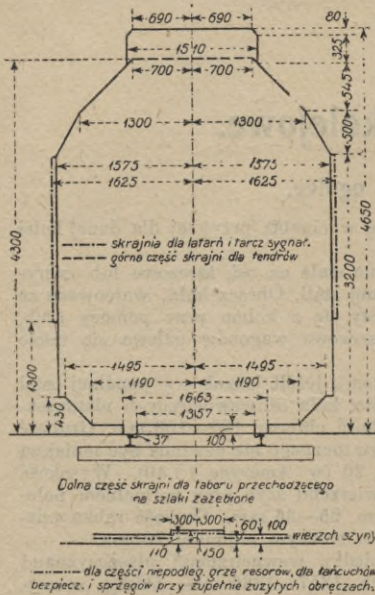


Fig. 149.

w kotle walcowym połączonym z walczakiem. Kotły wodnorurkowe nie znalazły dotąd większego zastosowania. Ciśnienie pary w kotle 12—16 atmosfer.

Na kotle zbiornik dla pary, na większych parowozach dwa zbiorniki połączone ze sobą rurą.

U przodu kotła dymnica, do której uchodzą płomieniówki. Przez dymnicę odchodzi para odlotowa z cylindrów przy pomocy dyszy. Na dymnicy nasadzony komin zaopatrzone w przyrząd do tłumienia iskier.

Na kotle znajdują się: przeźnomierz z zaznaczeniem najwyższym dozwolonym ciśnieniem, wodoskaz wskazujący stan wody w kotle, kurki probiercze, zawory bezpieczeństwa, działające, gdy tylko ciśnienie pary w kotle osiągnie najwyższej dopuszczalnej granicy, urządzenia do zasilania kotła wodą z tendra, najczęściej smoczki, — przynajmniej dwa, z których każdy wystarcza do zasilenia kotła, gwizdanka parowa, nadto smarownice, kurki spustowe, piasecznica, wyczystki, włazy itp.

Kocioł otoczony dla ochrony przed utratą ciepła płaszczem szczelnym (aby powietrze izolujące było w stanie spokoju). W nowszych czasach używa się do izolowania także filcu, asbestu, drzewa itp. między kotłem a płaszczem.

Maszyna parowa. Ogólnie maszyna tłokowa. Cylinder żeliwny, tłok ze stali, uszczelnienie przy pomocy pierścieni żeliwnych. Skok tłoka dla parowozów pospiesznych i osobowych 0,3—0,4, dla towarowych 0,4—0,55 średnicy koła napędowego, średnio 550—660 mm. Średnica tłoka zależy od żądanej siły pociągowej.

$$d_{cm} = \sqrt{\frac{ZD}{\alpha p l}} \text{ dla parowozów jednoprzężnych};$$

$$d = \sqrt{\frac{ZD2}{\alpha p l}} \text{ dla cylindra o niskim ciśnieniu,}$$

$$d = \sqrt{\frac{ZD2}{\alpha p l}} \text{ dla parowozów dwuprzężnych o dwu cylindrach, . . . (1)}$$

gdzie Z siła pociągowa w kg ,

D średnica koła napędowego w cm ,

p ciśnienie pary w kotle w $atm.$,

l skok tłoka w cm ,

α współczynnik, który określa stosunek $p_i : p$, średniej prędkości w cylindrze do prędkości w kotle.

Współczynnik α zależy od rodzaju parowozu (para nasycona czy przegrzana — maszyny jedno- czy dwuprzężne) — od stosunku pojemności cylindra

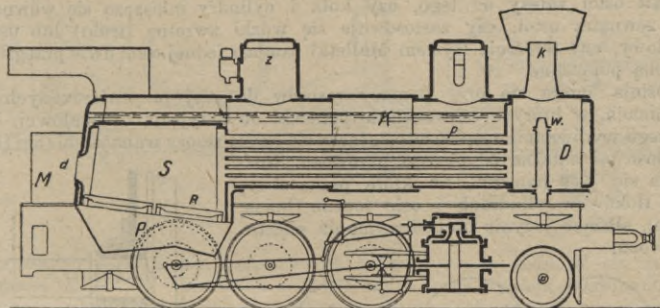


Fig. 150.

o wysokim ciśnieniu do cylindra o niskim ciśnieniu, — od stopnia napełnienia; średnio wynosi dla parowozów jednoprzężnych od 0,50 do 0,60, dla dwuprzężnych od 0,40 do 0,50. — Stosunek objętości cylindrów niskoprzężnego l_n do wysokoprzężnego l_w wynosi 2,0—2,4 przy dwu, 2,4—3,0 przy czterech cylindrach.

Cylindry umieszcza się poziomo lub nieco pochylone równoległe do osi parowozu wewnątrz lub zewnątrz ostoi (ramy). Przy cylindrach wewnętrznych ruch parowozu spokojniejszy, natomiast utrudniony dostęp do cylindrów i oś musi być wygięta. Istnieją parowozy o 2, 3 i 4 cylindrach, w Ameryce i więcej. Przy parowozach dwuprzężnych: o dwu cylindrach, cylinder prawy jako wysokoprzężny — o trzech cylindrach, jeden wysokoprzężny wewnątrz ostoi i dwa niskoprzężne na zewnątrz, lub dwa wysokoprzężne zewnątrz a jeden niskoprzężny wewnątrz — o czterech cylindrach albo dwa wysokoprzężne zewnątrz i dwa niskoprzężne wewnątrz lub przeciwnie, albo wreszcie po jednym cylindrze wysokoprzężnym i jednym niskoprzężnym z każdej strony parowozu i to albo jeden nad drugim albo jeden za drugim. Przy parowozach systemu Malleta dwa cylindry wysokoprzężne na ostoi głównej, dwa niskoprzężne na ostoi zwrotnej. Rozrząd pary odbywa się przy pomocy stawidła kulisowego Stephensa, Goocha, Allana, najczęściej Walschaerta, zwanego także stawidłem Heusingera (fig. 151). W nowszych czasach zaczęto używać stawidła zaworowego Lentza. Do uruchomienia stawidła znajduje się na stanowisku maszynisty nastawnica śrubowa lub dźwigniowa.

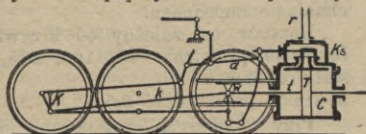


Fig. 151.

Pod wozie parowozu stanowi silna ostoja (rama) żelazna wraz z zestawami kół. Ostoja (fig. 152) składa się z belek podłużnych połączonych poprzecznkami.

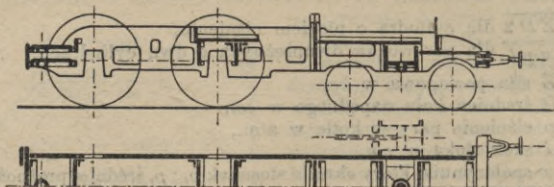


Fig. 152.

Na przedniej (czołowej) belce poprzecznej zderzaki i sprzęgła jak u wagonów. Kształt ostoi zależy od tego, czy koła i cylindry mieszczą się wewnątrz czy zewnątrz ostoi, czy zastosowuje się wózki zwrotne (truki) lub ustrój dyszlowy, czy wreszcie (system Malleta) zamiast jednej ostoi dwie przegibnie ze sobą połączone.

Ostoja spiera się przy pomocy resorów do niej przytwierdzonych na maźnicach, w których mieszczą się panewki do przyjęcia osi stalowej. Dla lepszego wyrównania ciśnień na osie łączy się często resory wahaczami (fig. 153).

Ilość osi zależna od ciężaru parowozu. Różnią się osie napędne, na które przenosi się ruch tłoków w cylindrach i osie toczne (luźne, nośne), służące jedynie do podtrzymania ciężaru parowozu.



Fig. 153.

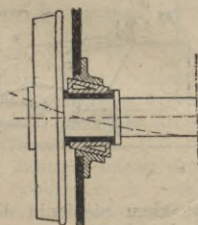


Fig. 154.

Ilość osi napędnych zależy od żądanej siły pociągowej. Korby osi napędnych połączone więzarami. Średnica kół osi tocznych jak u wagonów lub nieco większa. Średnica kół napędnych zależy od przeznaczenia parowozu, mniejsza dla żądanej znacznej siły pociągowej, większa dla żądanych znacznych prędkości, zawisła od ilości obrotów, która wynosi od 180 do 360 na minutę, zależnie od konstrukcji parowozu.

$$D_{mm} = \frac{1000}{n \cdot \pi} V \text{ m/s} \dots \dots \dots (2)$$

V — prędkość, n — ilość obrotów w sekundzie.

Na kołach napędnych umieszcza się przeciwwagę dla zrównoważenia siły odśrodkowej, pochodzącej od części obracających się i sunących mechanizmu napędnego.

Rozstaw osi zależny od krzywizn na danej linii. Według N. Z. dla: łuków o promieniu 75, 100, 125, 150, 180, 210, 250, 300, 400, 500 m, stały rozstaw osi nie powinien przekraczać 2,0 2,3 2,6 2,9 3,2 3,5 3,8 4,1 4,8 5,4 m.

Przy większych rozstawach osi stosuje się dla osi tocznych osie zwrotne: ós Adamsa (fig. 154), ustrój dyszlowy (fig. 155), przy którym ós dana tkwi w osobnej ostoi, połączonej niejako dyszlem przegibnie z ostoją główną; wózki zwrotne (truki) (fig. 156), dwuosiowe wózki o małym rozstawie osi 2,0—2,7 m skręcalne około czopa, na którym spiera się ostoja główna, możliwe także boczne przesunięcia, a więc ułatwione ustawianie się wózka

w krzywiznach, co zaleca go do użycia dla parowozów zwłaszcza o znacznych prędkościach. Dla osi sprzęgniętych (sprzężonych) używa się osi przesuwnych, lub systemu Klien-Lindner, Klose, Helmholtz.

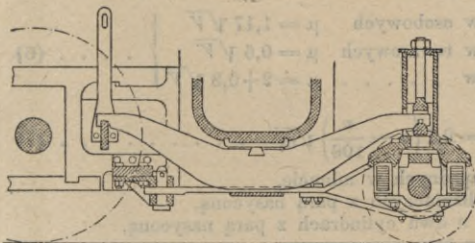
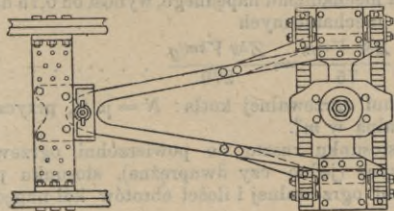


Fig. 155.

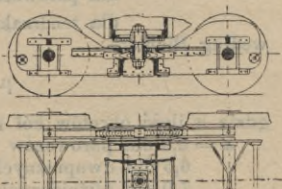


Fig. 156.

Sila pociągowa, moc parowozu. W odniesieniu do ciężaru napędowego parowozu L_a , siła pociągowa $Z = f \cdot L_a$, gdzie f = współczynnik przyczepności (adhezyjny) zależny od stanu szyn i kół, średnio 1/7 do 1/6; w warunkach

korzystnych (przy suszy, zakurzonych szynach) może podnieść się do 1/5, a nawet do 1/4; w warunkach niekorzystnych (przy szynach wilgotnych, pokrytych lodem) może spaść do 1/10, a nawet do 1/12; można go zwiększyć, sypiąc piasek na szyny.

Dla oznaczenia ciężaru napędowego parowozu przyjmuje się współczynnik przyczepności wedle tablicy 1.

Tablica 1.

Dla parowozów	Na liniach z długimi wzniesieniami	Na liniach z krótkimi wzniesieniami
osobowych i pośpiesznych	0,150—0,160	0,170—0,200
towarowych ...	0,155—0,175	0,165—0,180
górskich	0,145—0,165	—

Ciężar napędny (adhezyjny) parowozu, to jest ciężar spoczywający na osiach napędnych

$$L_a = \alpha L \dots \dots \dots (3)$$

gdzie L ciężar całkowity parowozu wraz z tendrem,

α współczynnik oznaczający stosunek ciężaru napędowego do ciężaru całkowitego; waha w zależności od ilości osi związanych od 0,2 do 1,0 (dla tendrzaków o wszystkich osiach związanych).

Siła pociągowa mierzona na obwodzie koła napędnego określona podług silnika wynosi

$$Z_{kg} = \eta \frac{d^2 l}{D} p_i \dots \dots \dots (4)$$

gdzie d średnica tłoka w *cm*, p_i średnia prężność pary w cylindrze w *atm.*, l skok tłoka w *cm*, D średnica koła napędnego w *cm*,

η współczynnik, określający stosunek siły pociągowej mierzonej w cylindrze do siły pociągowej na obwodzie koła, mniejszej od pierwszej wskutek strat pochodzących od tarcia mechanizmu napędnego, wynosi od 0,75 do 0,90.

Moc parowozu w koniach mechanicznych

$$N = \frac{Z \text{ kg } V \text{ m/s}}{75} = \frac{Z \text{ kg } V \text{ km/g}}{270} \dots \dots \dots (5)$$

W zależności od powierzchni ogrzewalnej kotła: $N = \mu H$, przy czym H oznacza powierzchnię ogrzewalną w m^2 .

Współczynnik μ zależy od stosunku rusztu do powierzchni ogrzewalnej, prędkości pary, rodzaju maszyny (jedno- czy dwuprzężne), stosunku pojemności cylindrów do powierzchni ogrzewalnej i ilości obrotów kół napędnych, wynosi według Franka:

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla parowozów osobowych} \quad \mu = 1,17 \sqrt{V} \\ \text{dla parowozów towarowych} \quad \mu = 0,6 \sqrt{V} \\ \text{dla tendrzaków} \quad \dots \quad \mu = 2 + 0,8 \sqrt{V} \end{array} \right\} \dots \dots (6)$$

według Richtera:

$$\mu = 0,1 \left(a - \frac{n}{100} \right) \sqrt{n}, \dots \dots \dots (7)$$

gdzie n ilość obrotów kół napędnych w minucie,

$a = 6,0$ dla parowozów bliźniaczych z parą nasyconą,

6,5 dla dwuprzężnych o dwu cylindrach z parą nasyconą,

7,0 dla bliźniaczych z parą przegrzaną,

7,5 dla dwuprzężnych o czterech cylindrach z parą nasyconą,

8,0 dla dwuprzężnych o czterech cylindrach z parą przegrzaną.

Wartości dla μ według tabeli Boriesa („Eisenbahntechnik der Gegenwart“) podaje tablica 2.

Tablica 2.

Rodzaj parowozów	Stosunek $\frac{H}{R} =$ pow. ogrz. pow. rusztu	Oznaczenie p. w atm.	Stosunek $\frac{I}{H} =$ obj. cyl. w l. pow ogrz. w m^2	Ilość obrotów kół napędowych na sekundę							
				1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5
Pośpieszne i osobowe:											
jednoprzężne o 2 cyl.	50	12	0,80	—	4,7	5,2	5,5	5,7	5,7	5,5	—
do	60	12	0,75	—	4,6	5,3	5,9	6,3	6,4	6,3	—
dwuprzężne o 2 cyl.	—	14	0,70	—	5,4	5,9	6,4	6,8	7,0	7,6	6,8
o 4 cyl.	—	14	0,70	—	5,4	5,9	6,4	6,8	7,0	7,6	6,8
Towarowe:											
jednoprzężne o 2 cyl.	60	10	0,85	3,7	4,2	4,6	4,9	5,0	—	—	—
do	70	12	0,85	3,7	4,5	5,1	5,6	5,8	—	—	—
dwuprzężne o 2 cyl.	70	12	0,85	3,7	4,5	5,1	5,6	5,8	—	—	—

Strahl określa największą moc parowozu na podstawie powierzchni

rusztu; według niego $N_{\max} = \frac{R a}{\left(1 + 7 \frac{R}{H}\right) D_i}$; przy czym oznacza:

R powierzchnię rusztu w m^2 ,

a dla parowozów o parze przegrzanej $\dots \dots \dots 3800$

dla parowozów dwuprzężnych o dwu cylindrach o parze nasyconej 4000

dla wszystkich innych o parze nasyconej $\dots \dots \dots 4500$

przy naciśnięciu pary 12 atmosfer.

H powierzchnia ogrzewalna w m^2

D_i najmniejszy rozchód pary w $kg/K M_s$ god.

11—12 *kg* dla parowozów bliźniaczych o parze nasyconej,
 9,5—10 *kg* dla dwuprzężnych o parze nasyconej,
 6,5—7 *kg* dla jednoprzężnych (bliźniaczych, czworacznych) o parze przegrzanej,
 6,0—6,4 *kg* dla dwuprzężnych.

Ilość wytwarzanej pary z m^2 powierzchni ogrzewalnej zależy w znacznej mierze od stosunku rusztu R do powierzchni ogrzewalnej H . Stosunek ten $\frac{H}{R}$ przeciętnie 50—70 dla parowozów osobowych i pośpiesznych, 60—90 dla towarowych, przy użyciu węgla długopłomiennego; przy użyciu drzewa jako paliwa wynosi stosunek ten w przybliżeniu 80.

Na metrze kwadratowym rusztu spala się w godzinie 350—500, a nawet do 600 *kg* węgla, przyczem na 1 *kg* węgla spalonego uzyskuje się 5—9 *kg* pary. Na 1 *kg* spalonego drzewa otrzymuje się około 3 *kg* pary.

1 m^2 powierzchni ogrzewalnej kotła wytwarza średnio w godzinie: 40 *kg* pary w parowozach towarowych, 50 w osobowych, 60 w pośpiesznych.

Na godzinę i konia mech. zużywa się średnio:

	pary <i>kg</i>	węgla <i>kg</i>
w parowozach o parze nasyconej		
jedenprężnych	11—12	1,6—1,9
dwuprzężnych	9—10	1,3—1,5
w parowozach o parze przegrzanej		
jedenprężnych	7—8	1,1—1,3
dwuprzężnych	6—6,5	1,0—1,2

Rodzaje parowozów. Rozróżnia się parowozy szerokotorowe, normalnotorowe i wąskotorowe, dalej parowozy adhezyjne, zębate i dla trakcji mieszanej. Według tego, czy zapas paliwa i wody mieści się na osobnym tendrze, czy też na parowozie, rozróżniamy parowozy z osobnym tendrem i tendrzaki (bez tendra). Na tendrzakach zapas paliwa umieszczony obok stanowiska maszynisty, zapas wody po obu stronach kotła, nad kotłem albo obok stanowiska maszynisty tuż pod paliwem. Parowozy te mogą biec z równą prędkością wstecz i wprzód, ciężar paliwa i wody zwiększa wagę napędną, natomiast waga ta ulega wahaniom w miarę zużycia zapasów, które trzeba częściej uzupełniać; dostęp do poszczególnych części parowozu utrudniony.

Parowozy rozróżnia się dalej: pospieszne, osobowe, towarowe, przetokowe. Parowozy osobowe i pospieszne przeznaczone dla większych prędkości mają średnicę kół napędnych zwykle ponad 1800 *mm* i 2 lub 3, na szlakach górskich nawet 4 osie sprzęgnięte, osie toczne umieszczone przeważnie w przedniej części parowozu, najczęściej wózki zwrotne (truki). Ze względu na szybkie ruszanie z miejsca, wymagana przewaga siły pociągowej nad oporem. Parowozy towarowe wymagają znacznej siły pociągowej, a więc znacznej wagi napędnej, posiadają koła małe (średnice 1,2—1,4), a wielką ilość osi napędnych, często wszystkie osie są związane; w Ameryce liczba osi sprzężonych dochodzi do 12. Najwyżej 6 osi sprzężonych umieszcza się w jednej ostoi, przy większej ich ilości lub w trudnych warunkach używa się typu Malleta, przy którym podwozie składa się z dwóch przegibnie połączonych ostoi, osie każdej ostoi popędzane przez parę cylindrów do danej ostoi umocowanych. Parowozy przetokowe wymagają szybkiego wprowadzania w ruch i szybkiego przestawiania stawidła, znacznej siły pociągowej; zapas wody i paliwa na stacji można częściej uzupełniać, nadają się więc tendzaki.

Ze względu na rodzaj użytej pary rozróżnia się parowozy o parze nasyconej i o parze przegrzanej (najczęściej do 300—350° C). Użycie pary przegrzanej wykazuje oszczędność na wodzie i paliwie w stosunku do pary nasyconej, wynosząca dla parowozów jednoprzężnych około 30% na wodzie i około 25% na paliwie, a dla parowozów dwuprzężnych około 25% na wodzie i około 18% na paliwie.

Zależnie od sposobu użycia pary istnieją parowozy jednaprzężne (o pojedynczym rozprężaniu pary) i parowozy dwuprzężne (o podwójnym rozprężaniu pary). Parowozy dwuprzężne wykazują oszczędność na paliwie w stosunku do jednaprzężnych, a to 10—15% przy parze nasyconej, a 5—10% przy parze przegrzanej.

W ostatnich czasach rozpoczęto także konstruować parowozy turbinowe.

Oznaczenie parowozów. Ustrój parowozu oznacza się zapomocą ilości osi i to w różny sposób:

1. W liczniku podaje się ilość osi napędnych, w mianowniku całkowitą ilość osi, np.:

$3/4 = 3$ osie napędne, 1 toczna,

$4/4 =$ wszystkie 4 osie napędne,

$4/4 + 4/4 =$ system Malleta, dwie ostoje po 4 osie napędne.

2. Ilość osi napędnych oznacza odpowiednią litera alfabetu, ilość osi tocznych liczbą arabską, ugrupowanie w porządku, w jakim osie po sobie następują np.:

1 C = 1 oś toczna, 3 osie napędne,

2 B 1 = 2 osie toczne (truk), 2 napędne, 1 toczna,

1 D † D 1 = system Malleta: w jednej ostoi 1 oś toczna, 4 napędne, w drugiej ostoi 4 osie napędne, 1 oś toczna.

3. We Francji oznacza litera P oś toczną, litera B wózek zwrotny, a cyfra ilość osi napędnych, np.:

B 2 P = wózek zwrotny (truk), 2 osie napędne, 1 oś toczna,

P 3 = 1 oś toczna, 3 osie napędne.

4. W Ameryce liczby wskazują ilość kół danego rodzaju w następującym porządku: toczne, napędne, toczne, np.:

2—4—0 = 1 oś toczna, 2 osie napędne,

0—8—0 = 4 osie napędne,

4—4—2 = wózek zwrotny (truk), 2 osie napędne, 1 oś toczna,

2—8—0—0—8—2 = system Malleta: w jednej ostoi 1 oś toczna i 4 napędne, w drugiej 4 osie napędne i 1 toczna.

P. K. P. oznaczają parowozy pośpieszne literą P, osobowe O, towarowe T. Tendzaki oznacza się przez dodanie litery K. — Obok takiego znaku umieszcza się literą wskazującą układ osi według tablicy 3.

Na parowozach pomieszczenia zarządy kolejowe oznaczenia składające się z liter i cyfr, lub z samych cyfr odpowiednio ugrupowanych tak, że wskazują od razu serję (typ) parowozu i numer inwentarza.

Tender (jaszczyk) (fig. 157) zawiera zapas paliwa i wody. Zbiornik na wodę, w kształcie podkowy, otacza przestrzeń przeznaczoną na węgiel. Na tendrze

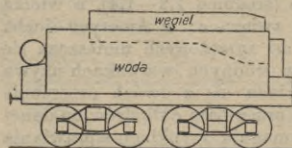


Fig. 157.

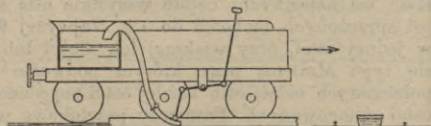


Fig. 158.

mieści się od 3 do 12 t węgla i od 8 do 32 m³, wyjątkowo więcej wody. Ostoja tendra spoczywa na dwóch, częściej trzech osiach, większe tendry posiadają wózki zwrotne (truki) dwu, lub trzyosiowe. Ciężar własny tendra do 25 t, w stanie roboczym 20—70 t.

Napełnianie tendra wodą odbywa się w czasie postoju, jednak istnieją tendry do napełniania w czasie jazdy z koryta umieszczonego między szynami przy pomocy opuszczanej z tendra rury (fig. 158).

Tablica 3.

Liczba osi		Układ osi	Znak
napędnych	toczących		
1	dowolna		<i>a</i>
2	—	○○	<i>b</i>
"	1	○○○ ○○○	<i>c</i>
"	2	○○○○ ○○○○	<i>d</i>
"	3	○○○○○	<i>e</i>
"	3	○○○○○ ○○○○○	<i>f</i>
"	> 3		<i>g</i>
3	—	○○○	<i>h</i>
"	1	○○○○ ○○○○	<i>i</i>
"	2	○○○○○ ○○○○○	<i>k</i>
"	2	○○○○○	<i>l</i>
"	3	○○○○○	<i>m</i>
"	3	○○○○○	<i>n</i>
"	> 3		<i>o</i>
4	—	○○○○	<i>p</i>
"	1	○○○○○ ○○○○○	<i>r</i>
"	2	○○○○○ ○○○○○	<i>s</i>
"	2	○○○○○	<i>t</i>
"	> 2		<i>u</i>
5	—	○○○○○	<i>w</i>
"	1	○○○○○	<i>y</i>
"	> 1		<i>z</i>
6	dowolna		<i>x</i>
3 + 3	1 + 1	○○○○-○○○○	<i>i i¹⁾</i>

1) Dla parowozów z dwoma lub kilkoma odrębnymi wózkami napędzonymi, zestawia się litery odpowiadające układowi osi poszczególnych wózków, rozpoczynając z lewej strony literą odpowiadającą wózkowi przedniemu.

Tender łączy się z parowozem przy pomocy sprzęgła głównego i zapasowego; z drugiej strony opatrzone w sprzęgła i zderzaki jak u wagonów.

Pływak wskazuje nazewnątrz stan wody w tendrze. Tender zaopatrzone w hamulec ręczny niezależnie od hamulca innego rodzaju.

* * *

Oprócz parowozów służą do trakcji także lokomotywy o motorach Diesla, o ściśnionem powietrzu, narazie bez szerszego zastosowania. W ostatnich czasach dążność do szerszego zastosowania trakcji elektrycznej przy pomocy lokomotyw elektrycznych (elektrowozów).

III. Wagony.

Podwozie składa się z ostoi i zestawów kół. Ostoja składa się z dwóch dźwigarów podłużnych i dwóch poprzecznych czołowych, w których osadzone są sprzęgła i zderzaki, nadto z belek podłużnych, poprzecznych, także ukosnych, służących równocześnie do umocowania pociągła sprzęgowego, hamulców, zbiorników gazowych itp. urządzeń wagonowych. Ostoja osadzona na osiach za pośrednictwem resorów spierających się na maźnicy zawierającej łożyska.

Rozróżnia się wagony dwu-, trzy-, cztero- i sześciosiowe. Przy cztero- i sześciosiowych ostoja umieszczona na dwuwzrotnych trzyosiowych wózkach zwrotnych (trukach).

Osie ze stali zlewnej mogą być stale osadzone, przesuwne lub zwrotne.

Rozstaw osi zależy od promienia krzywizny toru. Rozstaw osi skrajnych (pomijając wózki zwrotne) nie powinien być mniejszy aniżeli 2,5 m. Do ruchu międzynarodowego dopuszczone są wagony o rozstawie osi nie większym aniżeli 4,5 m, przy większym rozstawie tylko wtedy, jeżeli osie ich mają przesuwność, pozwalającą na przejazd luków o promieniu 150 m. Wagony takie znaczą się znakiem

← (—) →

Jeżeli we wspólnej ostoi mieszczą się więcej aniżeli dwie osie, a rozstaw osi skrajnych wynosi więcej niż 4 m, winny one posiadać taką przesuwność, aby wagon mógł przejeżdżać łuki o promieniu 150 m. Osie przesuwne mogą przesuwać się w kierunku poprzecznym wagonu wskutek gry między zgrubieniem czopa a panewką. Przesuwność ta wynosi od 5 do 63 mm dla osi środkowej, a to zależnie od rozstawu i od tego, czy oprócz osi środkowej także oś skrajna jest przesuwna.

Osie zwrotne osadzone są w ten sposób (np. luz między maźnicą widłami), że mogą się ustawiać w kierunku promienia przejeżdżanej krzywizny. Osie zwrotne są swobodne, gdy każda z nich ustawia się niezależnie od osi sąsiednich

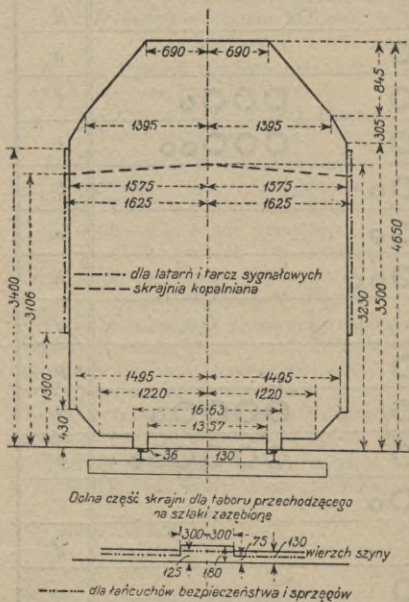


Fig. 159.

i sprzężone, gdy skręt jednej wpływa na skręt osi sąsiedniej, co osiąga się przy pomocy odpowiednich dźwigni. Przy wagonach trójosiowych wyzyskuje się poprzeczną przesuwność osi środkowej do nastawiania osi skrajnych. Dla t. zw. osi zwrotnych związkowych odchylenie osi w każdą stronę wynosi w mm 2,5 l , przyczem l = rozstaw osi w metrach.

Koła wagonów z żelaza zlewne-go, najczęściej tarczowe, także szprychowe. Używane również koła odlane wraz z obręczą.

Nadwozie czyli pudło wagonu składa się z więzby (szkieletu) i opierzenia. Więzba z żelaza lub drzewa przytwierdzona do podwozia śrubami i kątownikami, składa się z wieńca górnego i dolnego połączonych słupami, ryglami i zastrzałami. Podłoga wagonu pojedyncza lub podwójna.

Opierzenie wagonów towarowych z desek, w wagonach osobowych wewnątrz z desek, zewnątrz z blachy żelaznej, na niektórych kolejach także z desek. W ostatnich czasach też pudła wagonów całe ze stali, a do wagonów towarowych użyto również żelbetu.

Wymiary pudła stosują się do szerokości toru, rozstawu osi, krzywizn, dozwolonych obciążeń osi itp.

Wagony muszą się mieścić w przyjętej skrajni fig. 159 (P. K. P.) i 160 (międzynarodowa).

Rozróżnia się wagony: a) osobowe, b) brankardy, c) pocztowe, d) towarowe i e) do specjalnych celów.

a) Wagony osobowe.

Dwa typy zasadnicze: angielski (fig. 161), wagon podzielony na przedziały, dostęp do każdego przedziału z obu stron z boku, i amerykański (fig. 162), wagon przechodni bez przedziałów (ewent. przedzielony ścianką na dwie części), dostęp z obydwu końców wagonu albo przez otwartą platformę

(drzwi w ścianie czołowej) albo przez krytą platformę (drzwi po obu stronach u końców ścian bocznych). Zaleta typu ang.: szybkie opróżnienie wagonu, możliwe grupowanie podróżnych, szersze siedzenia, natomiast pudło takiego wagonu osłabione licznymi drzwiami w ścianach bocznych mniej wytrzymałe, niewygodne wsiadanie z powodu stromych stopni, podróżni narażeni na wpływ niepogody przy każdym otwarciu drzwi, przykucie do miejsca nawet podczas dłuższej podróży, trudniejsze porozumie-

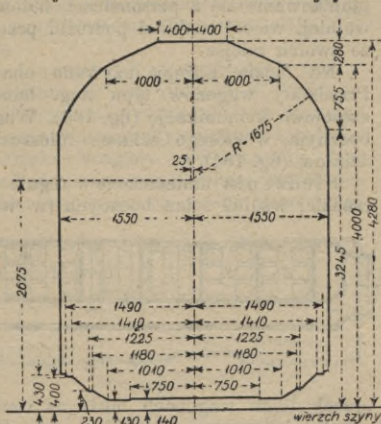


Fig. 160.



Fig. 161.

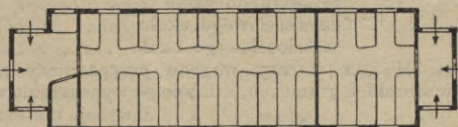


Fig. 162.



Fig. 163.

wanie się z personelem pociągu. Przy wagonach przechodnich wygodniejsze stopnie do wsiadania, ściany boczne wytrzymałsze, lepsza ochrona przed wpływami atmosfery, możliwość poruszania się i zmiany miejsca, łatwe komunikowanie się z personelem; natomiast opróżnienie wagonu odbywa się wolniej, więcej ruchliwi podróżni przeszkadzają tym, którzy nie ruszają się ze swoich miejsc.

Na lądzie Europy używane oba typy, także z pewnemi zmianami. Przedziały wagonów typu ang. łączy się w pewne grupy umożliwiające częściowo komunikację (fig. 163). Wagony przechodnie opatrzone korytarzem bocznym, w którego ścianie mieszczą się drzwi do poszczególnych przedziałów (fig. 164).

Siedzenia umieszczone w regule poprzecznie do osi podłużnej wagonu, rzadziej wzdłuż ścian bocznych (w wagonach przechodnich), a to dla kolei miejskich i wąskotorowych. Okna zw. pojedyncze, w ostrym klimacie wskazane podwójne. Drzwi służące do wyjścia z wagonu otwierane na zewnątrz (przy

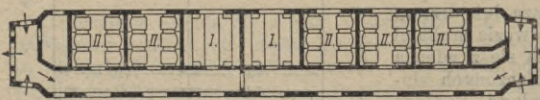


Fig. 164.

przechodnich wagonach także na wewnątrz), opatrzone w zamki chroniące przed mimowolnem otwarciem się. Drzwi z korytarza bocznego do przedziałów albo na zawiasach albo zasuwane. Do przewietrzania wagonu okna i otwory wentylacyjne, zasuwki i klapy nad oknami i w dachu, w nowszych czasach zaczęto wprowadzać także przewietrzanie sztuczne.

Istnieją wagony klasy I, II i III, na niektórych kolejach także IV, albo wagony z przedziałami klas różnych I i II; II i III; I, II i III. Klasa I i II mają ławki wyściełane, III i IV twarde. Na niektórych kolejach także w III klasie ławki wyściełane. W klasie IV tylko pewna ilość miejsc siedzących, reszta wagonu przeznaczona na miejsca stojące.

Wagony osobowe są 2-, 3-, 4- i 6-osiove. Dwu- i trzyosiove lżejsze i tańsze od wagonów na wózkach zwrotnych, te ostatnie jednak przebiegają dobrze łuki, jazda w nich miękka, bieg spokojny i mniej hałaśliwy.

Długość wagonu wynosi:

dwuosioowego około	9—12 m
trójosioowego około	12—15 m
czteruosioowego około	15—21 m
sześciosioowego około	22 m i wyżej.

Cieżar martwy wagonu przypadający na jednego podróżnego waha w szerokich granicach, zależnie od wyposażenia wagonu od 2000 kg do 3500 kg i wyżej, tak samo i powierzchnia przypadająca na jedno miejsce od 0,4 m² do 3,5 m² i wyżej.



Fig. 165.

Specjalne wagony osobowe: sypialne, restauracyjne, salonowe, szpitalne, wycieczkowe. **b) Brankardy** (wagony bagażowe), (fig. 165) do przewożenia bagażu podróżnych, zarazem do pomieszczenia nadkonduktora. Składa się dwóch części. W części dla nadkonduktora znajdują się stoliki i półki dla niego i konduktora bagażowego, czasem system luster, który pozwala nadkonduktorowi z jego miejsca obserwować sygnały. Wejście zwykle od czoła platformy otwartej lub z boku z platformy krytej. Hamulec ręczny wewnątrz lub na platformie otwartej. W części dla bagażu, o drzwiach bocznych z obu stron, znajduje się klatka do przewożenia psów, czasem osobny przedział dla bagażu podlegającego oceleniu. Brankardy bywają 2-, 3- i 4-osiove, nowsze przeznaczone dla pociągów pośpiesznych, urządzone jako przechodnie.

c) **Wagony pocztowe** do przewozu poczty jako 2-, 3- i 4-osiove, podzielone na dwie części, dla poczty listowej i poczty pakunkowej z półkami na listy i stolikami do załatwiania czynności biurowych (fig. 166). Drzwi dwuskrzydłowe z boku z obu stron. Na kolejach podrzędnych także wagony pocztowe połączone z brankardami, podzielone na trzy przedziały, dla nadkonduktora, dla bagażu i dla poczty.

d) **Wagony towarowe** są kryte i otwarte. Kryte, których ściany boczne przykryte stałym dachem, zaopatrzone po obu stronach w drzwi do zasuwania, 1,5—2,0 m szerokie, około 1,90 m wysokie, oraz w okienka wentylacyjne, służą do przewozu towarów wymagających ochrony od wiatru i wpływu powietrza i zabezpieczenia przed kradzieżą. Wagony otwarte albo bez ścian bocznych (platformy) albo ze ścianami bocznymi różnej wysokości (węglarki) z kłonicami lub bez. W ścianach bocznych z obu stron drzwi jedno- lub dwuskrzydłowe. Ściany czasem urządzone do odejmniania lub odwracania i to albo boczne, albo czołowe, albo też wszystkie, a wtedy wagon może służyć jako platforma. Wagony otwarte

służą do transportu towarów niewymagających zbytnej ochrony: drzewa, węgla, rudy, cegły, kamieni itp. Platformy do przewozu materiałów ciężkich: maszyn, pojazdów, szyn itp. Do przewozu długich przedmiotów (drzewo długie, szyny), które nie mieszczą się na jednej platformie, używa się platform z kółwrotami (fig. 167).

e) **Wagony specjalne:** do przewozu koni, bydła, świń i drobiu (te ostatnie jako dwu- i trzypiętrowe ze ścianami przewiewnymi), do przewozu mięsa (chłodnie), ryb żywych (z basenami), piwa, masła, owoców, następnie wagony cysternowe do przewozu gazów i cieczy (ropa, spirytus itp.), wagony do przewozu węgla i rudy, umożliwiające szybkie wyładowanie. Dla celów służbowych budują wagony do robót budowlanych, wagony ratownicze, z żórawiami itp.

Wagony towarowe przeważnie dwuosiove, czasem trzysiove, także cztero- i sześciuosiove (nawet więcej: wagony specjalne). Nośność wagonów 10, 12,5, 15 t, nawet do 20 t, dla dwuosiowych, do 30 t dla trzysiowych, 50 i więcej dla cztero- i sześciuosiowych.

Ze względu na ekonomję ruchu, na stosunek ciężaru własnego do ciężaru ładunku korzystne są wagony o dużej nośności; wagony o mniejszej nośności dają się jednak lepiej wykorzystać dla ładunków mniejszych.

Oznaczenie wagonów. Wagony dzielą się na rodzaje, a te na kategorie. Na kolejach polskich przyjęto następujące oznaczenia na rodzaje i kategorie. Wagony osobowe.

I klasa	A	I/II klasa	AB
II klasa	B	II/III klasa	BC
III klasa	C	III/IV klasa	CD
IV klasa	D	I/II/III klasa	ABC.
Dla oznaczenia wagonu sypialnego dodaje się „S”.		wagon służbowy	N
wagon pocztowy	F	wagon sanitarny	L
wagon bagażowy (brankard)...	G	ogrzewacz	H
wagon restauracyjny	AR		



Fig. 166.

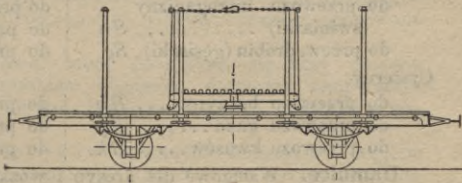


Fig. 167.

Dla oznaczenia wagonu czteroosiowego powtarza się ostatnią literę:
 wagon I klasy czteroosiowy.... *AA* | wagon I/II klasy czteroosiowy *ABB*

Wagony towarowe oznacza się:

kryte	<i>K</i>	cysterny	<i>R</i>
węglarki.....	<i>W</i>	specjalne	<i>S</i>
platformy.....	<i>P</i>		

Kategorje określa się przez dodanie małych liter:

kryte niżej 15 t nośności.....	<i>Km</i>	kryte z przewodami do zespolone-	
kryte o nośności 15 t i więcej.	<i>Kd</i>	go hamowania i ogrzewania	<i>Kz</i>
kryte długie 10 m pojemności		kryte z piecami	<i>Kp</i>
75 m ³ (specjalnie długie)....	<i>Ks</i>	kryte czteroosiowe	<i>KK</i>

Węglarki:

małe niżej 15 ton	<i>Wm</i>	8-metrowe z 4 kłonicami ...	<i>Wkd</i>
15-tonowe i więcej	<i>Wd</i>	10-metrowe z 8 kłonicami ...	<i>Wks</i>

Platformy:

bez ścian	<i>Pb</i>	długie 8 m z kołowrotami i kło-	
z niskimi ścianami	<i>Pn</i>	nicami	<i>Pdk</i>
z niskimi ścianami 10 m		długie 10 m z kołowrotami	
długie	<i>Pns</i>	i kłonicami	<i>Psk</i>
z kołowrotami i kłonicami		czteroosiowe	<i>PP</i>
małe	<i>Pk</i>		

Specjalne:

do przewozu nierogacizny		do przewozu mięsa (lodownie).	<i>Sl</i>
(świniarki)	<i>Sn</i>	do przewozu piwa.....	<i>Sp</i>
do przew. drobiu (gęsiarki).	<i>Sg</i>	do przewozu wapna.....	<i>Sw</i>

Cysterny:

do przewozu benzyny....	<i>Rb</i>	do przewozu nafty.....	<i>Rn</i>
do przewozu gazu	<i>Rg</i>	do przewozu ropy	<i>Rr</i>
do przewozu kwasów.....	<i>Rk</i>	do przewozu spirytusu.....	<i>Rs</i>

Hamulce. Wstępowe dla drezyn i wózków, używanych do robót około utrzymania kolei, zresztą klockowe. Klocki w ostatnich czasach prawie wyłącznie żeliwne. Uruchomić można hamulce: albo każdy oddzielnie albo wszystkie razem (z jednego miejsca); te ostatnie zwa się zespolonymi i mogą być niesamoczynne, jeżeli uruchomienie ich może nastąpić tylko przez personel pociagowy, i samoczynne, jeżeli uruchomienie następuje także wskutek wypadku (przerwanie pociagu, zepsucie się hamulców itp.).

Hamulce powinny być możliwie prostej konstrukcji i trwałe, władanie niemi powinno być łatwe, działanie silne, pewne i szybkie; dla pociągów o większych prędkościach winny nadto hamulce być zespolone i samoczynne, uruchomienie możliwe tak przez maszynistę, jakoteż konduktora i podróżnych; hamowanie w całym pociagu winno się odbywać możliwie jednocześnie i równomiernie bez ślizgania się kół po szynach.

Zależnie od rodzaju siły, która naciska na klocki hamulcowe, rozróżnia się hamulce ręczne, z przeciwwagą, sprężynowe, frykcyjne, elektryczne, parowe, powietrzne. Najbardziej rozpowszechnione są hamulce ręczne i powietrzne. Hamulce ręczne śrubowe uruchomiane oddzielnie.

Hamulce z przeciwwagą działają szybko, używane na tendrach.

Z hamulców zespolonych w użyciu są hamulce powietrzne i to albo o powietrzu rozrzedzonym tak zwane próżniowe (Hardy, Clayton, Korting), albo o powietrzu zgęszczonym (Westinghouse, Schleifer, Wenger, Lipkowski, Carpenter, Knorr).

Najwięcej rozpowszechniony hamulec Westinghouse o powietrzu zgęszczonym, szybko działający, samoczynny i hamulec samoczynny próżniowy Hardyego.

Wagony towarowe są albo bez hamulca albo z hamulcem ręcznym (śrubowym); na niektórych kolejach są wagony towarowe zaopatrzone w hamulce powietrzne względnie w przewody powietrzne.

Wagony osobowe urządzone zw. do hamowania zespolonego i ręcznego; wagony osobowe dla komunikacji międzynarodowej zaopatrzone często w hamulce różnych systemów.

Ogrzewanie. Najbardziej rozpowszechnione ogrzewanie parą z parowozu. Przy długich pociągach i bardzo niskiej temperaturze wstawia się jeszcze osobne ogrzewacze (kotły do ogrzewania).

Z jednego miejsca da się ogrzać pociąg złożony:

z 30—40 osi przy temperaturze	0° C
20—30 osi " "	— 5° C
15—20 osi " "	—10° C
15 osi " "	—15° C.

Przy ogrzewaniu parą przewód główny albo przechodzi przez wagon (regulowanie temperatury trudniejsze), albo umieszczony jest pod wagonem. Przewody poszczególnych wagonów łączy się kiszkami gumowymi lub metalowymi. Z przewodu głównego dostaje się para do ogrzewalników (rury żelazne), umieszczonych w przedziałach wzdłuż ścian lub pod siedzeniami. Do ogrzewania używa się albo pary o wysokim ciśnieniu trzech do czterech atmosfer (regulowanie temperatury odbywa się dla każdego przedziału z osobną przez podróżnych) — albo pary o niskim ciśnieniu: para z przewodu głównego przechodzi przez zawór redukcyjny i jako para o nieznacznym ciśnieniu dostaje się do przewodu wagonowego (regulowanie zwyczajnie dla całego wagonu przez personel pociągowy). Używane również ogrzewanie zapomogą systemów połączonych.

Ogrzewanie wodą gorącą, którą podgrzewa się przy pomocy osobnego pieca, lub parą o wysokim ciśnieniu, dostarcza temperatury przyjemnej, łatwo dającej się regulować, jest kosztowniejsze, używane w wagonach sypialnych i salonowych.

Ogrzewanie przy pomocy piecyków opalanych koksem lub węglem nie nadaje się do wagonów z przedziałami; używane do ogrzewania wagonów towarowych krytych, gdy służą do transportu ludzi, wagonów IV klasy, brankardów, wagonów pocztowych i salonowych. Ogrzewanie przy pomocy koszów żelaznych, w których spala się mieszanina koksu i węgla drzewnego, umieszczonych w cylindrach żelaznych pod wagonami, skąd ogrzane powietrze dostaje się przez otwory w podłodze do przedziałów. System przestarzały.

Ogrzewanie przy pomocy puszek żelaznych napełnionych gorącą wodą lub piaskiem jest niedostateczne.

Urządzenia do ogrzewania wagonów towarowych: tylko w wagonach, służących do przewozu towarów wymagających ochrony przed zmarznięciem (piwa, owoców itp.).

Oświetlenie olejem rzepakowym (w krajach południowych oliwa, w zimie dodaje się nieco nafty) wychodzi coraz więcej z użycia, daje słabe światło zależnie od konstrukcji lampy 3—7 świec Hefnera. Lampy o knocie płaskim lub okrągłym umieszczone u sufitu zużywają na godzinę średnio około 0,03 kg oleju. Oświetlanie naftą o sile 8—10 świec, zużycie na godzinę średnio około 0,03 kg.

Oświetlenie gazowe przeważnie żarowe. Pod wagonem znajduje się zbiornik na gaz, cylinder z żelaza lub stali o średnicy od 0,35 do 0,7 m, długi 1,5—7,5 m, napełniony gazem ściśnionym do 6 atm., z którego doprowadza się gaz przewodem do poszczególnych lamp. Przy pomocy aparatu redukcyjnego zmniejsza się ciśnienie gazu, zanim dostanie się do lampy, do 25—60 mm słupa wody dla palników zwyczajnych, a do 150—160 mm dla żarowych. Siła światła dla zwykłych palników 5—22 świec Hefnera

przy godzinnem zużyciu 15—60 litrów gazu, dla palników żarowych 30—70 świec przy zużyciu na godzinę 16—30 l. Używany gaz olejowy i węglany.

Oświetlenie elektryczne żarówkami o sile 16—32 świec Hefnerowskich, po jednej lub dwie w przedziale. Prądu dostarcza albo dynamomaszyna umieszczona na parowozie lub w brankardzie, albo też akumulatory umieszczone w brankardzie lub w pierwszym i ostatnim wagonie. W nowszych czasach każdy wagon otrzymuje osobne urządzenia do oświetlenia elektrycznego. Akumulatory i dynamomaszyna poruszana obrotem osi, umieszczone pod wagonem dostarczają prądu. Napięcie 48—80 wolt, gdy prąd dla całego pociągu dostarcza się z jednego miejsca, 16—36 wolt, gdy każdy wagon posiada własne źródło prądu.

Koleje elektryczne pobierają prąd do oświetlenia z przewodów dla ruchu, przyczem napięcie wynosi 100—110, czasem 150—250 wolt.

IV. Tabor kolei wąskotorowych

musi odpowiadać przyjętej skrajni toru, przyczem skrajnia dla taboru między poziomami wzniesionymi na 100 do 1000 mm nad wierzchem szyn, może się zbliżać do skrajni toru najwyżej na 30 mm, a ponad poziomem wzniesionym o 1000 mm nad wierzchem szyny na 100 mm. Między poziomami wzniesionymi na 50—100 mm ponad wierzchem szyn należy zachować miary podane dla kolei normalnotorowych. Wyjątki dopuszczalne za zezwoleniem M. K. Z.

Największy nacisk kół w spokoju zalecony dla kolei o szerokości toru:

1000 mm	4 ¹ / ₂ ton
750 mm	4 ton
600 mm	3 ¹ / ₂ ton

Odnosnie do szerokości obręczy obowiązują następujące przepisy:

przy szerokości toru	1000, 750, 600 mm
i prześwicie między kołami zestawów	930, 685, 540 mm
szerokość obręczy ma wynosić conajmniej	110, 100, 90 mm,

przyczem luz między rąbkiem koła a szyną, mierzony, gdy drugie koło zestawu przypiera rąbkiem do szyny, ma wynosić od 5 do 20 mm.

Rozstaw osi musi być przystosowany do promieni łuków danej linii. Przepisy techniczne o budowie i eksploatacji silnikowych kolei żelaznych normalnotorowych III rzędu i wąskotorowych zalecają jako największy rozstaw osi (w metrach) cyfry podane w tablicy 4.

Tablica 4.

Przy promieniu.	25	40	50	75	100	125	150	180	210	250	300
W parowozach.	1,1	1,5	1,6	2,0	2,3	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
W wagonach ..	1,4	1,8	2,0	2,5	2,9	3,3	3,6	3,9	4,3	4,6	5,1

Przy większych rozstawach należy stosować częściowo osi przesuwne, zwrotne lub wózki zwrotne.

Wspomniane przepisy wymagają, by podwozia taboru z wyjątkiem wagonów roboczych i towarowych, przeznaczonych do ruchu o prędkości nie większej, aniżeli 20 km/godz., były odsprężynowane względem osi.

Parowozy kolei wąskotorowych, zazwyczaj tendzaki, muszą być zaopatrzone w hamulec ręczny, zaś przeznaczone do ruchu osobowego winny posiadać nadto hamulec mechaniczny (powietrzny, parowy lub elektryczny).

Wagony osobowe, w regule przechodnie z przejściem środkowym, przeznaczone do pociągów o prędkości ponad 30 km/g muszą posiadać hamulec zespolony.

V. Opory ruchu.

Całkowity opór pojazdu składa się z oporów na prostej poziomej i z oporów dodatkowych z powodu krzywizn i spadków toru.

Na opór na prostej poziomej składają się:

a) Opór z powodu tarcia czopów osiowych w panewkach łożyskowych, który da się określić wzorem

$$f_1 P \frac{d}{D}, \dots \dots \dots (8)$$

jeżeli d oznacza średnicę czopa, D — średnicę koła, P — obciążenie czopa, f_1 — współczynnik tarcia na obwodzie czopa.

b) Opór z powodu toczenia się kół po szynach (tarcie potoczyste) da się oznaczyć wzorem

$$f_2 \frac{P}{D}, \dots \dots \dots (9)$$

przyczem f_2 oznacza współczynnik tarcia między szyną a kołem.

c) Opory, których przyczyna leży we właściwościach toru i ruchu pojazdów po torze, które powstają wskutek nierówności w ułożeniu toru, uderzeń na stykach, z powodu ślizgania się kół po szynach, a na których wielkość wpływa prędkość ruchu. Przyjmując zależność tych oporów od kwadratu prędkości (niektóre wzory uwzględniają tę zależność tylko od prędkości w pierwszej potędze); można te opory wyrazić wzorem

$$\mu v^2 P, \dots \dots \dots (10)$$

oznaczając przez v prędkość, a przez μ współczynnik zależny od stanu toru.

d) Opór powietrza wskutek bezwładności cząstek powietrza, wprawianych w ruch powierzchniami prostopadłymi do kierunku ruchu pociągu, który wynosi

$$k \frac{\gamma}{g} F v^2, \dots \dots \dots (11)$$

gdzie F = powierzchnia w m^2 prostopadła do kierunku ruchu, v prędkość w m/s , $\frac{\gamma}{g}$ masa jednostki objętości powietrza, k współczynnik doświadczalny

zależny od kształtu powierzchni opierającej się powietrzu. Wedle Franka $k = 0,553$ dla koła, zaś $0,582$ dla kwadratu. Dla pojazdów kolejowych, których rzuty ograniczają proste i łuki, przyjmuje Frank na k wartość średnią

z tych liczb, a wstawiając za masę jednostki objętości powietrza $\frac{\gamma}{g} = 0,1225$,

otrzymuje opór powietrza

$$0,07 F (v \text{ m/s})^2 \text{ czyli } 0,54 F \left(\frac{v \text{ km/g}}{10} \right)^2 \dots \dots \dots (12)$$

Ze względu na bryłowatość parowozu powiększa Frank powierzchnię jego rzutu o 10%.

Na opór powietrza przy poruszaniu się pociągu wpływa nietylko powierzchnia pierwszego pojazdu (parowozu), lecz częściowo także ściany czołowe następujących po nim wagonów, dla których Frank oznaczył następujące powierzchnie zastępcze:

dla wagonu osobowego lub towarowego krytego	0,56 m ²
dla towarowego otwartego próżnego	1,62 m ²
dla towarowego otwartego ładownego	0,32 m ²
dla wagonu krytego następującego za otwartym dodatkowo	1,00 m ²
dla wagonu pierwszego postępującego za parowozem (brankard)	2,00 m ²

Przy poruszaniu się parowozu występują jeszcze opory wewnętrzne mechanizmu napędnego, jak opory tarcia tłoków, korb, suwaków, ekscentrów, krzyżulców, pary zużytej i gazów. Opory te, których zależność jeszcze nie jest dokładnie zbadana, są we wielu wzorach włączone do oporu całkowitego parowozu.

Suma wszystkich wymienionych oporów daje całkowity opór na prostej i poziomej, na którego oznaczenie posługują się najczęściej wzorem o formie

$$w_o = a + b v^2,$$

gdzie w_o oznacza opór jednostkowy na prostej poziomej w kg na 1 t ciężaru, a współczynnik dla oporów niezależnych od prędkości, b współczynnik dla oporów zależnych od prędkości, przyjmując zależność tę od kwadratu prędkości.

Istnieją także wzory o formie:

$$w_o = a + b v + c v^2 \quad \dots \quad (13)$$

Najczęściej używane wzory doświadczalne dla oporu jednostkowego w_o :
Wzór Clarca, ważny dla całych pociągów:

$$w_o \text{ kg/t} = 2,4 + \frac{(v \text{ km/g})^2}{1300} \quad \dots \quad (14)$$

Według Dedonits'a wynoszą opory:

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla parowozu wraz z tendrem } w_o \text{ kg/t} = 4 + 0,9 v \frac{v + 40}{1000} \\ \text{dla wagonów dwuosioowych } w_o \text{ kg/t} = 1,6 + 0,3 v \frac{v + 90}{1000} \\ \text{dla wagonów na wózkach zwr. } w_o \text{ kg/t} = 1,4 + 0,2 v \frac{v + 90}{1000} \end{array} \right\} \dots \quad (15)$$

Według Franka:

dla parowozu z tendrem

$$w_o \text{ kg/t} = 2,5 + \left(0,000142 + 0,0054 \frac{1,1 F}{L} \right) \cdot v^2 \quad \dots \quad (16)$$

dla wagonów w pociągu

$$w_o \text{ kg/t} = 2,5 + \left(0,000142 + 0,0054 \left\{ \frac{2 + n f}{Q} \right\} \right) \cdot v^2$$

gdzie v = prędkość w km/g , F powierzchnia rzutu pionowego parowozu na płaszczyznę prostopadłą do kierunku jazdy, f powierzchnie zastępcze poszczególnych wagonów w pociągu, których wielkości podano powyżej, — n ilość wagonów każdej kategorii, L ciężar parowozu wraz z tendrem, Q ciężar wszystkich wagonów w tonach.

Hruschka podaje następujące wzory:

dla elektrowozów (lokomotyw elektr.) $w_o \text{ kg/t} = 2,5 + 0,00065 (v \text{ km/g})^2 \quad \dots \quad (17)$

dla wagonów w pociągu

dla osobowych $\dots \dots \dots w_o \text{ kg/t} = 2,5 + 0,00055 v^2$

dla osobowych na wózkach zwrotnych $\dots \dots \dots w_o = 2,5 + 0,0004 v^2$

dla towarowych $\dots \dots \dots w_o = 2,5 + 0,0007 v^2$

dla całych pociągów

ekspresowych i luksusowych $\dots \dots \dots v = \text{do } 120 \text{ km/g}$

$$w_o = 2,5 + 0,00045 v^2$$

dla pośpiesznych i osobowych $\dots \dots \dots v = \text{do } 105 \text{ km/g}$

$$w_o = 2,5 + 0,0005 v^2$$

dla towarowych $\dots \dots \dots v = \text{do } 60 \text{ km/g}$

$$w_o = 2,5 + 0,0007 v^2$$

dla pociągów kolei podrzędnych i wąskotorowych $\dots \dots \dots v = \text{do } 45 \text{ km/g}$

$$w_o = 2,5 + 0,001 v^2$$

Strahl uwzględnia także wpływ wiatru. Dla średnio silnego wiatru boczego wzór jego brzmi:

na opór parowozu wraz z tendrem

$$W_p \text{ kg} = 2,5 G_1 + c G_2 + 0,6 F \left(\frac{v + 12}{10} \right)^2, \dots \dots \dots (18)$$

gdzie

G_1 = ciężar tendra i obciążenie osi tocznych (luźnych) parowozu

G_2 = obciążenie osi sprzężonych

F = powierzchnia zastępcza parowozu, w obecnych warunkach równa ok. 10 m^2

v = prędkość w km/g

c = współczynnik, który wynosi

5,8 dla parowozów o 2 osiach sprzężonych i 2 cylindrach

6,0 " " o 2 " " i 4 "

7,3 " " o 3 " " i 2 "

7,5 " " o 3 " " i 4 "

8,4 " " o 4 " " i 2 "

8,6 " " o 4 " " i 4 "

9,3 " " o 5 " " i 2 "

9,5 " " o 5 " " i 4 "

Na opór wagonów w pociągu:

$$w_o \text{ kg/t} = 2,5 + \frac{1}{x} \left(\frac{v + 12}{10} \right)^2 \dots \dots \dots (19)$$

gdzie v = prędkość w km/g

za x należy wstawić:

dla pociągów pośpiesznych i ciężkich towarowych 40

dla pociągów osobowych 30

dla pociągów towarowych pośpiesznych 25

dla pociągów towarowych zwyczajnych o mieszanym składzie 20

dla pociągów towarowych próżnych złożonych z wagonów dwuosiowych 10

Na spadkach uwzględnia się działanie składowej siły ciężkości, równoległej do toru, która przy jeździe pod górę zwiększa opory ruchu, a przy jeździe w dół zmniejsza je. Ten opór dodatkowy

$$w_s \text{ kg/t} = \frac{1}{100} s \dots \dots \dots (20)$$

przyczem s oznacza spadek linii w ‰ .

W łukach zwiększa się opór ruchu z powodu zwiększonego tarcia rąbków kół o szynę. Na wielkość tego dodatkowego oporu wpływa: promień łuku, rozstaw osi i ich rodzaj (osie sztywnie osadzone, czy nastawne), wielkość przechyłki toru i luz między rąbkiem koła a szyną.

Opór dodatkowy w łukach według Roekla:

$$w_r \text{ kg/t} = \frac{650}{R-55} \dots \dots \dots (21)$$

Według Hoffmana:

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla wagonów o stałym rozstawie osi } w_r \text{ kg/t} = 2 l \frac{4 l + l^2}{R-45} \\ \text{dla wagonów o osiach nastawnych } w_r \text{ kg/t} = \frac{40 l}{R} + 0,4 \end{array} \right\} \dots \dots \dots (22)$$

Dla kolei podrzędnych używane są następujące wzory dla oporów dodatkowych w łuku:

$$\text{dla normalnotorowych } w_r \text{ kg/t} = \frac{500}{R-30} \dots \dots \dots (23)$$

dla wąskotorowych:

$$\left. \begin{aligned} \text{o szerokości toru } 1000 \text{ mm } w_r \text{ kg/t} &= \frac{400}{R-20} \\ \text{o szerokości toru } 750 \text{ mm } w_r \text{ kg/t} &= \frac{350}{R-10} \\ \text{o szerokości toru } 600 \text{ mm } w_r \text{ kg/t} &= \frac{200}{R-5} \end{aligned} \right\} \dots (23)$$

We wszystkich tych wzorach oznacza: l rozstaw osi, R promień łuku.

Całkowity opór jednostkowy w kg/t

$$w = w_o + s + w_r \dots (24)$$

a opór pociągu

$$W = w(L + Q), \dots (25)$$

gdzie L ciężar parowozu wraz z tendrem, zaś Q ciężar wszystkich wagonów, przy posługiwaniu się wzorami, ustawionymi dla oporów całego pociągu wraz z parowozem. Natomiast przy stosowaniu wzorów oznaczających osobno opór dla parowozów, a osobno dla wagonów

$$W = w_p L + w_w Q, \dots (26)$$

gdy w_p oznacza opór jednostkowy dla parowozu, a w_w takż opór dla wagonów.

Zasady ruchu¹⁾.

Ogólne. Służba ruchu obejmuje zestawienie i przeprowadzenie pociągów. Ruch może być albo ciągły, odbywający się w dzień i w nocy, albo (na kolejach o słabym ruchu) tylko dzienny.

Stacje w najobszerniejszem znaczeniu są to miejsca, w których według rozkładów jazdy pociągi zatrzymują się. Ze stanowiska służby ruchu pod stacjami rozumie się takie miejsca zatrzymania się pociągów, które służą do regulowania ruchu pociągów i posiadają urządzenia pozwalające na wymijanie (krzyżowanie i wyprzedzanie) pociągów. Oprócz tego posiadają stacje w miarę swego przeznaczenia różne inne urządzenia potrzebne do wykonywania czynności związanych z ruchem pociągów, np. wodociągi, tory zapasowe, przetokowe itd., a nadto urządzenia do przyjmowania podróźnych i towarów. Stacje, służące wyłącznie tylko do przepuszczania pociągów (krzyżowania i wyprzedzenia) i nie posiadające urządzeń do przyjmowania podróźnych i towarów zwa się mijankami. Przystanki są to miejsca, w których zatrzymują się pociągi osobowe tylko dla wsiadania, wzgl. wysiadania podróźnych, nie służą zatem właściwym celom ruchu.

Granice między stacją a szlakiem stanowi sygnał wjazdowy, a na linjach bez takich sygnałów zwrotnica wjazdowa.

Dla zwiększenia przelotności linii dzieli się szlak między stacjami na odcinki, ograniczone sygnałami odcinkowymi. Posterunki umieszczone przy tych sygnałach regulują następstwo pociągów po sobie na zasadzie, że w odcinku ograniczonym sygnałami może się znajdować tylko jeden pociąg.

Pociągi dzielą się na:

1. stałe, kursujące codziennie i
2. niestałe, a więc: dodatkowe, kursujące według przewidzianego rozkładu jazdy, lecz nie codziennie a tylko w miarę potrzeby; nadzwyczajne,

¹⁾ Z uwzględnieniem „Przepisów ruchu“ P. K. P.

kursujące według osobnego rozkładu jazdy; służbowe, kursujące ze względów służbowych, ewentualnie bez rozkładu jazdy.

Podług przeznaczenia pociągów dzieli się je na:

a) pociągi pociągowe, b) osobowe komunikacji bezpośredniej, c) osobowe miejscowe (lokalne), d) mieszane, e) wojskowe, f) towarowe pociągowe, g) towarowe, h) służbowe (robocze, ratownicze itp.).

Kolejność ta określa równocześnie ważność i pierwszeństwo pociągów. Kolejność pociągów służbowych (ratowniczych, pomocniczych, parowozowych, roboczych) zależy od ważności ich przeznaczenia.

Pociągi oznaczają się numerami: pociągi idące w jednym kierunku (od punktu początkowego linii ku końcowi linii) oznaczają się numerami nieparzystymi, pociągi idące w kierunku przeciwnym numerami parzystymi. System numerowania tak ułożony, że numer wskazuje kategorię pociągu (pociąg pociągowy, osobowy czy towarowy) i linię, po której dany pociąg kursuje.

Przetaczanie (służba przetokowa) obejmuje wszelkie ruchy parowozów, pojedynczych wagonów, części pociągów i całych pociągów w obrębie stacji i na bocznicach.

Zadaniem służby przetokowej jest:

a) obsługa miejsc ładunkowych (magazyny, ładownie, place ładunkowe, bocznice),

b) zestawianie wagonów w pociągi, w razie potrzeby przegrupowanie wagonów w pociąg, odczepianie i doczepianie do pociągu wagonów poszczególnych lub w grupach,

c) przeprowadzenie pociągów z torów przyjazdowych na tory przetokowe (rozrządowe) i rozdzielenie ich na grupy wagonów stosownie do ich przeznaczenia.

Przetaczanie odbywa się za pomocą: siły ludzkiej, zwierząt, parowozów, także za pomocą siły ciężkości (na osobnych dworcach przetokowych). Na stacjach mniejszych używa się do przetaczania parowozu pociągowego, na stacjach większych osobnych parowozów, przeznaczonych do tego celu. Przetaczanie dokonują wyznaczeni pracownicy, a w braku tychże (na stacjach mniejszych) drużyna pociągowa, pod kierunkiem upoważnionego pracownika, który winien czuwać nad bezpieczeństwem wykonawców przetaczania i innych osób, nad bezpieczeństwem ruchu i zachowaniem odnośnych przepisów. Kierownik przetaczania i jego pomocnicy muszą posiadać potrzebne przyrządy sygnałowe i winni sygnały podawać w ten sposób, by maszynista mógł je widzieć bezpośrednio, a jeżeli to niemożliwe, aby mógł być o nich powiadomiony przez pośrednika w sposób pewny. Prędkość przy przetaczaniu parowozem winna być taka, aby można było osiągnąć największą wydajność pracy, nie narażając przez to ani bezpieczeństwa osób ani ruchu. Zasadniczo nawet w niekorzystnych warunkach można dopuścić 15 km/g, jeżeli parowóz znajduje się na czole przetaczanych wagonów, zaś 10 km/g, gdy je popycha. Przy popychaniu jeden ze spinaczy winien znajdować się na wagonie czołowym dla podawania sygnałów, w warunkach niekorzystnych (toru nie widać na odległość) winien iść przed popychaną grupą wagonów.

Parowóz dostawia wagony przetaczane na miejsce albo je odrzuca. Nie odrzuca się, lecz dostawia na miejsce wagony, w których znajdują się osoby, żywe zwierzęta, materiały wybuchowe lub towary łatwo łamliwe a także wtedy, jeżeli odrzucone wagony mogłyby najechać na wagony zawierające wyżej wspomniane rodzaje ładunków. Tak samo nie powinno się odrzucać wagonów na tory, które krzyżują się lub łączą się z torem, na którym oczekuje się pociągu, także na tory, na których znajdują się obrotnice, przesuwnice, budynki, niezamknięte przejazdy w poziomie, lub na których odbywa się równocześnie przetaczanie z drugiej strony stacji, jeżeli niema pewności, że odrzucone wagony będą zatrzymane, zanim dobiegną do

wspomnianych budowli, względnie że nie wjadą w obręb przetaczania po drugiej stronie stacji.

Przetaczanie angielskie, przy którym przestawia się zwrotnicę po przejeździe pierwszej grupy, ciągniętej przez parowóz a przed zdążającą za nią ze zmniejszoną nieco prędkością drugą grupą, odczepioną od pierwszej podczas jazdy, bywa często wzbronione.

Znaczne zaoszczędzenie czasu przy przetaczaniu wagonów uzyskuje się przy zastosowaniu siły ciężkości na torach przetokowych, ułożonych w spadku ciąglym, lub gdy tor wyciągowy założony w spadku z grzbietem, lub bez, a wagony wypchane na górę, staczają się następnie pod wpływem siły ciężkości na odpowiednie tory. Do regulowania prędkości wagonów staczających się służą hamulce torowe; hamowanie następuje na pewnym odcinku toru za pomocą ułożonego na szynie płoża hamującego, który w pewnym miejscu

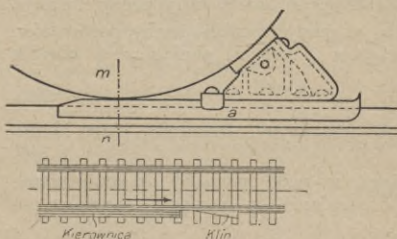
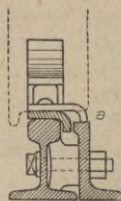


Fig. 168.



wskutek umieszczonego obok szyny klina lub wskutek odgięcia szyny (jak skrzydło krzyżownicy) zostaje usunięty z toru (fig. 168 i 169), albo też przy pomocy tarcia wywołanego naciskiem szyn ruchomych umieszczonych wewnątrz toru na ramki toczących się kół (fig. 170).

Zatrzymanie wagonów w danym miejscu odbywa się przy pomocy hamulców wagonowych, płożów hamujących, a przy powolnym biegu wagonów także przy pomocy drągów 1—1,5 m długich, które wkłada się między dźwigar ostoi, a resory i wywiera nacisk na toczące się koło. Nie wolno drągów takich zakładać między szprychy koła.

Wagony stojące w stacjach lub bocznicach winny być ze sobą spięte i zabezpieczone przed poruszeniem się z miejsca, a to przez przyciągnięcie hamulców, lub przez podstawienie pod koła specjalnych klinów (fig. 171).

Przetaczanie odbywa się w regule na torach ładunkowych i bocznych, na większych stacjach na osobnych torach przetokowych. Na torach wjaz-

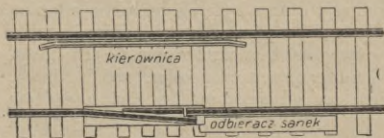


Fig. 169.

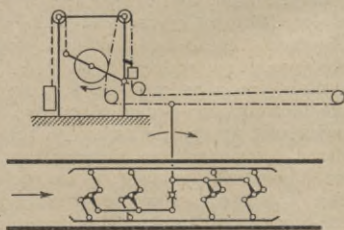


Fig. 170.

dowych można przy przetaczaniu ustawiać wagony tylko za zezwoleniem dyżurnego ruchu.

Z wyjątkiem małych stacji, gdzie przetaczania są niewielkie, istnieją na stacjach osobne tory wyciągowe, aby uniknąć wyciągania wagonów na tory wjazdowe. Przy przetaczaniu na torach wjazdowych można dojeżdżać tylko do pewnej oznaczonej granicy, która w stacjach, zabezpieczonych sygnałami wjazdowymi i ostrzegawczymi, znajduje się w odległości 50 m przed sygnałem wjazdowym od strony stacji, a przy stacjach bez sygnałów ostrzegawczych

w połowie odległości między sygnałem wjazdowym a zwrotnicą wjazdową. Poza tę granicę można wyjeżdżać tylko za zezwoleniem dyżurnego, który może na to pozwolić tylko wtedy, jeżeli na szlaku aż do sąsiedniej stacji, czy sąsiedniego posterunku niema pociągu zjadającego do stacji i jeżeli porozumiał się z sąsiednią stacją lub posterunkiem, że aż do ukończenia przetaczania nie wyprawią żadnego pociągu w kierunku stacji. Jak długo oczekuje się przybycia pociągu, nie można przetaczać po torze, na który pociąg ma wjechać lub wyjechać. Na torach sąsiednich wolno w tym czasie przetaczać tylko wtedy, jeżeli droga pociągu wjeżdżającego lub wyjeżdżającego jest tak zabezpieczona, że przecięcie tej drogi wagonami przetaczanymi jest niemożliwe.

Zestawienie pociągów. Do pociągu nie wolno wstawiać wagonów, których braki mogłyby zagrażać bezpieczeństwu ruchu. Niewolno więc używać wagonów bez znaków rewizyjnych lub takich, które zagrażają bezpieczeństwu przewożonych osób lub zwierząt, albo grożą uszkodzeniem towaru. Przy wagonach ładownych, należy według możliwości zbadać także sposób załadowania towaru. Ładunek na wagonach powinien być możliwie równo rozdzielony na osie, nadto musi być zachowana skrajnia dla wagonów i przyjęta skrajnia dla ładunku wagonów otwartych. Obciążenie osi i rozstaw osi muszą mieścić się w dozwolonych dla danej linii granicach. Wagony o kołach, których piasta, tarcza i obrez odlane razem, można wstawiać tylko do pociągów o prędkości do 50 km/g. Zderzaki wagonów sąsiednich winny o ile możliwości stykać się centrycznie, w żadnym wypadku różnica środków zlerzaków w kierunku pionowym nie może przekraczać 100 mm.

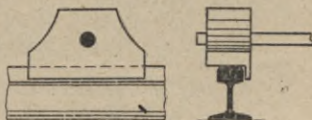


Fig. 171.

Stan i budowa wagonu muszą być takie, aby ruch wagonu przy największej dopuszczalnej prędkości odbywał się zupełnie bezpiecznie. Do pociągów pośpiesznych i osobowych o prędkości ponad 60 km/g wolno wstawiać wagony, których stan i budowa odpowiadają specjalnym warunkom. Do pociągów o prędkości ponad 80 km/g wolno doprzęgać tylko wagony posiadające hamulce zespolone. Do pociągów o prędkości mniejszej, hamowanych hamulcem zespolonym dozwolona jest doprzęgać także wagony bez hamulca zespolonego, jednak w ilości ograniczonej, określonej w przepisach w zależności od prędkości dopuszczalnej dla danego pociągu.

W składzie pociągów osobowych i pośpiesznych rozróżnia się wagony stale kursujące podczas całego biegu pociągu, wagony kursujące stale na pewnej części biegu, które przychodzą z linii sąsiednich lub na nie przechodzą; wagony dodatkowe, które dodaje się do pociągu albo w pewnych oznaczonych dniach, albo w miarę potrzeby przy wzmożonym ruchu. Skład pociągów osobowych i pośpiesznych odnośnie do wagonów kursujących stale lub dodatkowo w oznaczonych z góry dniach, oznacza się na cały okres danego rozkładu jazdy.

Wagony osobowe, przechodzące na obce koleje, posiadają często urządzenia dla różnych systemów hamowania, ogrzewania i oświetlenia.

W pociągach osobowych o prędkości ponad 50 km/g wstawia się między parowóz a wagony osobowe wagon ochronny, niezajęty przez podróźnych. Wagony służbowe (brankardy) i pocztowe mogą być użyte jako ochronne. W pociągach podmiejskich i służbowych wagon ochronny niekonieczny.

Przy zestawianiu pociągów towarowych powinno się zasadniczo wagony, przeznaczone do odczepienia na stacjach pośrednich, grupować w kolejności stacji, co ułatwia odczepienie wagonów na odnośnych stacjach. Tak samo wagony doczepiane na stacjach pośrednich odrazu wstawiać w pociąg możliwie w miejsce odpowiadające kolejności stacji przeznaczenia.

Obieg wagonów w ruchu międzynarodowym regulują umowy zawierane w tym względzie przez odnośne zarządy kolejowe. Według zasad Międzynarodowego Związku Wagonowego dla wzajemnego użytkowania wagonów towarowych, wagony przechodzące z obcych kolei oznaczają się na stacjach zdawczych nalepkami, na których jest uwidoczniona firma kolei zdawczej i odbiorczej, nazwa stacji przejściowej, dzień i miesiąc przybycia wagonu. Nalepki te muszą pozostać na wagonie aż do jego powrotu na kolej macierzystą.

Wagony obce należy zwracać natychmiast po wylądowaniu i o ile możliwości z ładunkiem a to:

- a) do stacji kolei macierzystej;
- b) do stacji leżących poza koleją macierzystą, jeżeli wagon musi przez nią przebiegać choćby tylko częściowo;
- c) do wszystkich stacji leżących na drodze biegu pierwotnego;
- d) do innych stacji leżących w kierunku kolei macierzystej wagonu pod warunkiem, aby wagon przybliżał się w drodze powrotnej do kolei macierzystej.

Wagony próżne zwracać należy:

- a) ze stacji leżącej na drodze pierwotnej na tę stację, przez którą przeszły w drodze pierwotnej;
- b) z innych stacji do najbliższej stacji, leżącej na drodze pierwotnej, lub do najbliższej stacji kolei macierzystej.

Za wzajemne użytkowanie wagonów płacą sobie koleje czynsze oznaczone w umowach, które przewidują także terminy, w jakich wagon winien przy uwzględnieniu różnych okoliczności wrócić na kolej macierzystą. Za przekroczenie warunków umowy są przewidziane grzywny.

Wagony cięższe umieszcza się zasadniczo z przodu pociągu przed wagonami lżejszemi. Wagony z ładunkiem łatwopalnym umieszcza się możliwie najdalej od parowozów; muszą one być od niego oddzielone co najmniej jednym wagonem próżnym lub z ładunkiem obojętnym, jeżeli wagon z towarem łatwopalnym jest kryty, a czterema, jeżeli otwarty. W pociągach mieszanych wagony takie oraz wagony z kwasami gryzącymi wstawia się za wagonami osobowymi i oddziela się od nich przynajmniej jednym wagonem z innym ładunkiem. Wagony z materiałem łatwopalnym lub samozapalnym muszą być także od wagonów z materjami wybuchowymi oddzielone sześcioma wagonami z ładunkiem obojętnym, a od wagonów hamulcowych przynajmniej jednym wagonem niehamowanym. Wagony z podróżnymi winny być zgrupowane razem, a w pociągach mieszanych znajdując się przed wagonami ze zwierzętami.

Dwie platformy z kołowrotami (ławami pokrętnymi), dźwigające wspólny ładunek, umieszcza się możliwie w końcu pociągu i od wagonów z ludźmi oddziela się je przynajmniej jednym wagonem ze ścianami poprzecznymi, lub z ładunkiem wyższym od ładunku na platformach z kołowrotem. Platformy z kołowrotem, połączone ze sobą rozwozاً lub ładunkiem, przewozi się tylko w końcu pociągu tuż przed końcowym wagonem hamulcowym (sygnałowym), przyczem ilość takich wagonów, jaką można doczepić do jednego pociągu, jest ograniczona w zależności od pochylenia danej linii.

Wagony specjalne do przewozu niezwykłych ciężarów przewozi się tylko niektórymi pociągami.

Materiały wybuchowe można przewozić tylko w wagonach krytych bez hamulców i zasadniczo tylko pociągami towarowymi, a gdzie takich niema, także mieszanymi. Ilość wagonów z takimi materjami, którą można umieścić w jednym pociągu, jest ograniczona osobnymi przepisami. Wagony takie wstawia się jak najdalej od parowozów i nie wolno bezpośrednio przy nich umieszczać wagonu hamowanego.

Każdy pociąg winien mieć na końcu wagon hamulcowy z sygnałami oznaczającymi koniec pociągu; za tym wagonem wolno w razie potrzeby

doprząc tender lub najwyżej 2 osie przy wzniesieniach nad $10\frac{0}{100}$,
 4 osie " " " $5\frac{0}{100}$,
 8 osi " " do $5\frac{0}{100}$,
 jeżeli ostatni wagon nadaje się do umieszczenia sygnału końcowego.

Długość pociągu określa się ilością osi, przyjmując na oś pociągu towarowego 4,5 m; zależy ona od długości torów wjazdowych stacyjnych, od pochyłeń i krzywizn toru oraz od prędkości. W pociągach o większych prędkościach dopuszcza się mniejszą ilość osi, aby przez zmniejszenie ciężaru pociągu ograniczyć jego żywą siłę. Ilość osi, dopuszczalna dla różnych kategorii pociągów na pewnych odcinkach linii, podana jest w osobnych tabelach, dołączanych zwyczajnie do służbowych rozkładów jazdy.

Ważną rolę przy składaniu pociągu odgrywa jego ciężar, zależny od wytrzymałości sprzęgieł i siły pociągowej. Tabele, oznaczające ciężar pociągu, dopuszczalny dla różnych kategorii parowozów, na danych odcinkach linii przy uwzględnieniu krzywizn i pochyłeń toru, sporządza się według różnych zasad. Zasada t. zw. „jednostek ciężaru“ polega na tem, że każdy wagon zależnie od jego nośności i od rzeczywistego ładunku przedstawia pewną ilość jednostek, np. próżny wagon 10-tonnowy liczy się za jedną jednostkę, takież wagon naładowany za trzy jednostki, a tabela wskazuje, ile jednostek można doczepić do danego parowozu na danym odcinku. Tabela dla ciężaru pociągu sporządza się także w ten sposób, że przyjąwszy jako ciężar średni osi obciążonej ładunkiem 5—7,5 t, określa się każdy wagon zależnie od jego nośności i od tego, czy jest próżny lub pełny, pewną oznaczoną ilością osi, niezależną od rzeczywistej ilości osi, np. wagon 10-tonnowy ładowny przedstawia dwie osie, takież wagon 30-tonnowy sześć osi, ale wagon 10-tonnowy próżny tylko jedną oś. W ostatnich czasach sporządza się tabele dla dopuszczalnych obciążeń pociągów na zasadzie rzeczywistego ciężaru pociągu w tonnach. Przy obliczaniu ciężaru przyjmuje się rzeczywisty ciężar własny wagonu, z dodaniem ciężaru ładunku według wagi rzeczywistej lub wagi przeciętnej, przyjętej dla jednostki ładunku. Ilość osi hamowanych w pociągu zależy od spadków, prędkości pociągu i od długości drogi, na której pociąg winien się zatrzymać, od chwili dania sygnału do zatrzymania pociągu. Ilość hamulców czynnych, potrzebnych dla danego pociągu na danym szlaku, oznacza się na podstawie tabel, które albo podają, ile osi niehamowanych wypada na jedną oś hamowaną, albo też określają, jaki procent całego ciężaru pociągu winien spoczywać na osiach hamowanych.

Tabela w „Przepisach ruchu“ dla P.K.P. podaje dla kolei głównych procent hamowanego ciężaru dla spadków od 0 do $40\frac{0}{100}$ i dla prędkości do 60 km/godz. dla hamulców ręcznych, a do 115 km/godz. dla hamulców zespolonych, przyczem jako drogę hamowania przyjęto 700 m. Podane wartości odpowiadają wzorowi przyjętemu przez Związek kolei niemieckich:

$$C_h = \frac{K}{f} \left(\frac{x \cdot v^2}{l - b} - 0,1 w + y s \right)$$

gdzie $C_h \frac{0}{100}$ ciężaru hamowanego,

K współczynnik = 1,3 dla hamulców zespolonych, a 1,5 dla ręcznych,

f współczynnik tarcia klocków hamulcowych o obręcz koła,

v prędkość pociągu w km/godz.,

l droga hamowania,

b droga, jaką przebiega pociąg od chwili dania sygnału do hamowania, do chwili, w której hamulce zaczynają działać, a którą przyjmuje się 0,6 n dla hamulców zespolonych, a 3 c dla ręcznych,

w współczynnik oporu na prostej poziomej,

s spadek w $\frac{0}{100}$,

x i y współczynniki doświadczalne, zależne od prędkości pociągu i różne dla hamulców zespolonych i ręcznych.

Pociągi o prędkości ponad 60 *km/godz.* winny posiadać hamulec zespolony samoczynny; przy pociągach o prędkości ponad 80 *km/godz.* wszystkie osie powinny być zaopatrzone w hamulce.

Najmniejszy potrzebny ciężar hamowany oznacza się według największej prędkości dozwolonej dla danego pociągu na odnośnym szlaku i według największego pochylenia szlaku, jeżeli jednak największe pochylenie istnieje na długości mniejszej niż 1000 *m.*, oznacza się ciężar hamowany według najw. pochylenia, jakie się uzyska na danym szlaku, łącząc dwa punkty odległe o 1000 *m.* Przy prędkościach mniejszych, aniżeli 15 *km/godz.* przyjmuje się ciężar hamowany taki jak przy prędkościach 15 *km/godz.*

Jako ciężar hamowany, przypadający na oś, liczy się przy hamulcach zespolonych tylko odnośną część ciężaru własnego wagonu, zaś przy hamulcach ręcznych odnośną część całego ciężaru (brutto) wagonu, z wyjątkiem wagonów czterosiowych na wózkach zwrotnych (trukach), przy których liczy się:

dla wagonów osobowych połowę ciężaru wagonu bez względu na ilość osi hamowanych,

dla wagonów towarowych połowę ciężaru, jeżeli wszystkie osie są hamowane, a jedną trzecią ciężaru, jeżeli tylko dwie osie są hamowane.

Wagony hamowane rozmieszcza się w pociągu równomiernie, a jeżeli to niemożliwe, przeważnie w tylnej części pociągu.

Parowóz winien zasadniczo stać na czele pociągu, a parowóz z osobnym tendrem, kominem naprzód. Przy pociągach ratowniczych, lub dochodzących tylko do pewnego punktu między stacjami, oraz w warunkach nadzwyczajnych, gdy tego uniknąć nie można, umieszcza się parowóz w tyle pociągu. Do jednego pociągu można użyć najwyżej dwóch parowozów ciągnących i dwóch popychających. Z dwóch parowozów ciągnących jako pierwszy ustawia się parowóz zdolny do rozwinięcia większej prędkości.

Pociąg przygotowany do odjazdu winien być zaopatrzony w potrzebne przybory sygnałowe (chorągiewki, latarki, spłonki itp.); pociągi osobowe stosownie do pory dnia lub roku powinny być oświetlone, względnie i ogrzane. Na początku i końcu pociągu muszą być umieszczone przepisane sygnały.

Rozkład jazdy. Pociągi kursują:

1. Na zasadzie jednolitego rozkładu jazdy, jeżeli wszystkie pociągi biegą z jednakową prędkością w pewnych odstępach czasu, zależnych od wymagań ruchu. System używany na kolejach miejskich, podmiejskich, na których kursują pociągi jednej kategorii, także na kolejach głównych, które posiadają osobne tory dla ruchu podmiejskiego.

2. Na zasadzie dyspozycji z jednego miejsca. Dla pociągów osobowych regularnie kursujących istnieje rozkład jazdy; pociągi towarowe kursują bez rozkładu, w miarę potrzeby, a bieg ich reguluje się od stacji do stacji, podług wskazówek telefonicznych lub telegraficznych dyspozytora danego odcinka.

3. Na zasadzie ogólnego rozkładu jazdy, obejmującego pociągi różnych kategorii, osobowe i towarowe, regularnie kursujące i dodatkowe, kursujące w miarę potrzeby. Pociągi nadzwyczajne kursują według rozkładów jazdy, sporządzonych osobno dla każdego wypadku, o czem powiadamia się odnośne urzędy kolejowe, o ile możności pisemnie, a w braku czasu telegraficznie.

Na rozkład jazdy wpływają potrzeby gospodarczo-społeczne danej okolicy, wymagania techniczne ruchu i charakter kolei (jedno-, dwu- lub więcej-torowa), ilość pociągów, jaką można pomieścić równocześnie na torach danej stacji, stan toru i taboru, krzywizny i spadki, od których zależy prędkość pociągów.

W poszczególnych państwach istnieją różne przepisy ograniczające największą prędkość pociągów. Najczęściej oznacza się dla każdej linii naj-

większą prędkość, której żaden pociąg przekroczyć nie może. Średnio kursują na kolejach głównych pociągi pośpieszne z prędkością 80—120 *km/godz.*, osobowe 50—80 *km/godz.*, towarowe 30—40 *km/godz.*, towarowe pośpieszne 40—60 *km/godz.* Na kolejach podrzędnych prędkość pociągów nie przekracza 40 *km/godz.* przy stosowaniu hamulców zespolonych a 30 *km/godz.* przy hamulcach ręcznych.

Niezależnie od prędkości dozwolonej dla danego pociągu na danym odcinku musi być ta prędkość zmniejszona, jeżeli największa dopuszczalna prędkość parowozu jest mniejsza, aniżeli prędkość dozwolona dla danego rodzaju pociągu na danym odcinku. Dla pociągów hamowanych hamulcami ręcznymi prędkość nie może przekraczać 60 *km/godz.* Dla parowozów jadących tendrem naprzód prędkość nie może przekraczać 45 *km/godz.* Pociągi z parowozem ciągnącym i parowozem popychającym mogą biec najwyżej z prędkością 50 *km/godz.*, pociągi popychane bez parowozu ciągnącego tylko z prędkością 25 *km/godz.*, a na linjach bez rogatek na przejazdach w poziomie tylko 15 *km/godz.* Pociągi pośpieszne i osobowe mogą jechać przez zwrotnice zabezpieczone pod ostrze iglicy tylko z prędkością do 60 *km/godz.* w kierunku prostym, a do 40 *km/godz.* w odgałęzieniu — przez zwrotnice niezabezpieczone pod ostrze iglicy w kierunku prostym z prędkością 40 *km/godz.*, a w odgałęzieniu 30 *km/godz.* Największa prędkość dozwolona przy przejeździe przez zwrotnice pod ostrze iglicy dla wszystkich innych pociągów wynosi w kierunku prostym 25 *km/godz.*, w odgałęzieniu 15 *km/godz.* Przy jeździe przez zwrotnice z ostrza iglicy w kierunku prostym prędkość nie podlega zmniejszeniu, przy jeździe z odgałęzienia zmniejsza się prędkość dla pociągów osobowych i pośpiesznych do 40 *km/godz.*, dla innych do 25 *km/godz.*

Podstawą dla sporządzenia rozkładu jazdy jest prędkość zasadnicza, to jest prędkość dozwolona dla danego pociągu na danym szlaku prostym i poziomym. Prędkość ta ulega zmniejszeniu w łukach i na wzniesieniach. Przy obliczeniu czasu jazdy należy to zmniejszenie prędkości uwzględnić, lub użyć do obliczenia czasu jazdy długości zastępczej (wirtualnej). Również uwzględnić trzeba stratę czasu na rozpęd i zatrzymanie pociągu, względnie na zwolnienie biegu na stacji przebieganej bez zatrzymania się.

Czas jazdy da się przeto określić wzorem ogólnym

$$T = \sum \frac{l}{v} 60 + t,$$

gdzie T oznacza czas potrzebny na przebycie drogi od jednej stacji do drugiej w minutach, l długość odcinków drogi w *km*, przebieganych prędkościami v w *km/godz.*, a t stratę czasu w minutach na rozpęd i zatrzymanie wzgl. zwolnienie biegu. Straty t zależą od rodzaju budowy parowozu, prędkości, ciężaru pociągu i profilu toru; średnio wynosi strata czasu na rozpęd i zatrzymanie: dla pociągów towarowych 2—3 minuty, dla pociągów osobowych 1—2 minut. Strata czasu na zwolnienie biegu przy przejeździe przez stację bez zatrzymania wynosi średnio 1 minutę dla pociągów towarowych, a $\frac{1}{2}$ minuty dla osobowych.

Przy układaniu rozkładu jazdy uwzględnia się w pierwszym rzędzie pociągi kurjerskie światowe, następnie inne pociągi kurjerskie, pociągi osobowe dalekobieżne, pociągi lokalne, wreszcie towarowe pośpieszne i towarowe. Przyjazd i odjazd pociągów dalekobieżnych w wielkich środowiskach władz, przemysłu i handlu winien o ile możliwości przypadają niezbyt wczesnie rano i niezbyt późno w nocy. Rozkład jazdy dla pociągów osobowych winien podróżnym ze stacyj, na których się pociągi pośpieszne nie zatrzymują, umożliwić przejście do pociągu pośpiesznego w najbliższych stacjach znaczniejszych, względnie węzłowych, w których pociągi pośpieszne zatrzymują się. Pociągi lokalne winny umożliwić komunikację z większymi miastami sąsiednimi w ten sposób, by podróżni mogli rano na czas zdążyć

do urzędów, szkół, fabryk, na targi itp. i w popołudniowych godzinach po zakończeniu swych czynności powrócić do domów.

Przy pociągach towarowych ważną rolę odgrywa wzgląd na szybki obrót wagonami. Zależnie więc od stosunków przewozowych na danej linii, będą tylko niektóre pociągi zbierać wagony ze stacyj mniejszych, które następnie na stacjach znaczniejszych dołączane będą do pociągów towarowych dalekobieżnych.

Pociągi dla ruchu światowego ustala się na konferencjach międzynarodowych.

Rozróżnia się rozkłady jazdy dla publiczności i dla celów służbowych. Pierwsze sporządza się w formie plakatów i książek, w których podaje się tylko rozkład pociągów służących do przewozu osób, oznaczając czasy przyjazdów i odjazdów dla poszczególnych stacyj, w których się pociągi zatrzymują, odległości stacyj, klasy znajdujące się w pociągu, kursy wagonów sypialnych i jadalnych, oraz wagonów przechodzących na linie sąsiednie itp.

Dla celów służbowych sporządza się rozkłady jazdy książkowe i wykresy jazd. Pierwsze zawierają rozkłady jazdy dla każdego pociągu osobno z podaniem dla każdej stacji czasu przyjazdu, postoju i odjazdu, nadto zawierają numery pociągów, które dany pociąg spotyka, zwyczajny i najkrótszy czas jazdy, procent ciężaru hamowanego, dozwolony ciężar pociągu zależnie od kategorii użytego parowozu itp. wskazówki.

Wykres jazd, na którym odcięte przedstawiają czasy, a rzędne odległości, dają wyraźny obraz biegu pociągów, ich postojów i położenia tras pociągów względem siebie. Pociągi różnych kategorii wyróżniają się przez grubsze lub cieńsze, pełne lub kreskowane linje. Oprócz oznaczenia nazw stacyj i ich odległości, czasów przyjazdu i odjazdu, oraz numerów pociągów, zawierają wykresy różne inne dane jak największe spadki, najostrejsze łuki, stacje wodne itp.

Oprócz tego sporządza się dla stacji i dla zwrotniczych rozkłady jazd według kolejności pociągów przyjeżdżających i odjeżdżających z oznaczeniem torów, na które wjeżdżają normalnie dane pociągi. Rozkłady jazdy dla dróżników i blokowych na szlaku zawierają czasy odjazdu i przyjazdu pociągów na obu sąsiednich stacjach.

Wyprawianie pociągów. Bezpieczeństwo ruchu wymaga ciągłego czuwania nad biegiem pociągów. W tym celu personel odnośny musi być powiadomiony o każdym pociągu, który ma kursować. Rozkład jazdy powiadamia personel o pociągach stale kursujących. Zapowiedzenie pociągów dodatkowych lub nadzwyczajnych odbywa się przy pomocy telegrafu lub telefonu, pisemnie, sygnałami dzwonkowemi i sygnałami na pociągach.

Pociągi stale zajeżdżają zasadniczo na stale oznaczone tory, o czym powiadamia się maszynistów, konduktorów, zwrotniczych i inny odnośny personel stacyjny. Wjazd pociągu stałego na inny tor może się odbyć tylko na rozkaz dyżurnego, który powinien o tem zawiadomić wszystkich interesowanych pracowników. Droga wjazdu lub wyjazdu pociągu winna być tak zabezpieczona, aby wykluczone było spotkanie się na tej drodze z innym pociągiem lub taborem przetaczanym.

Wszystkie zwrotnice, przez które pociąg przejeżdża, winny być ustawione należycie i zabezpieczone w danem położeniu. Sygnały wjazdowe i tarcze ostrzegawcze normalnie winny być ustawione pierwsze na „stój“, drugie na „zwolnić bieg“. W położenie zezwalające na wjazd pociągu należy je ustawić dopiero wtedy, gdy się oczekuje pociągu i gdy wjazdowi jego nie grozi żadne niebezpieczeństwo.

Równoczesny wjazd albo wyjazd, oraz równoczesny wjazd i wyjazd pociągów na stację jest dopuszczalny tylko wtedy, jeżeli urządzenia stacyjne wykluczają spotkanie się pociągów.

Pociąg zatrzymujący się na stacji winien być tak ustawiony (między ukresami), aby nie przeszkadzał ruchowi innych pociągów, a przy pociągach osobowych należy uważać, aby wjazd względnie wyjazd pociągów nie zagrażał bezpieczeństwu podróżnych.

Odjazd pociągu ze stacji nie może nastąpić przed czasem przewidzianym w rozkładzie jazdy. Na niektórych kolejach dozwolony jest wcześniejszy odjazd pociągów towarowych o pewien oznaczony (10—20 minut) czas i pod pewnymi warunkami. Odjazd pociągu może nastąpić tylko za zezwoleniem dyżurnego ruchu.

Pociągi kursują albo w odstępach czasu, albo w odstępach drogi. W pierwszym przypadku pociąg biegnie za poprzednim po upływie pewnego czasu 5—10 minut; wcześniej nadjeżdżający pociąg zatrzymuje się zapomocą sygnałów. W drugim przypadku przyjmuje się za zasadę, że na pewnym odcinku szlaku może się znajdować tylko jeden pociąg. Pociąg nadjeżdżający nie może tak długo wjechać w dany odcinek, póki pociąg poprzedni go nie opuści. Jako takie odstępki drogi przyjmuje się dla linii o słabym ruchu odstępki między stacjami; na linjach o ruchu wzmożonym dzieli się odstępki między stacjami na pewną ilość odcinków, chronionych sygnałami.

W zasadzie nie można wyprawić pociągu ze stacji na szlak, lub przepuścić pociągu przez posterunek odcinka, dopóki nie zostało stwierdzone, że pociąg poprzedni przybył do stacji sąsiedniej, lub przeszedł przez posterunek sąsiedni. Na linii jednotorowej musi być nadto stwierdzone przez porozumienie się obu stacyj, że droga dla danego pociągu jest wolna, to jest, że na linii nie znajduje się pociąg zjadający w przeciwnym kierunku i że takiego pociągu stacja przed przybyciem pociągu zapowiedzianego nie wypuści. Porozumienie między stacjami odbywa się telegraficznie lub telefonicznie z zachowaniem odnośnych przepisów, których celem jest osiągnięcie możliwej pewności, że odnośne dyspozycje pochodzą od osób do tego upoważnionych i że zostały należycie zrozumiane. Na linjach jednotorowych należy przed wyprawieniem pociągu ze stacji zapytać stację sąsiednią, położoną w kierunku jazdy pociągu o wolną drogę, a po otrzymaniu odpowiedzi twierdzącej i wyprawieniu pociągu, zawiadomić o czasie odejścia pociągu. Na linjach dwutorowych, na których pociągi każdego kierunku kursują na oddzielnych torach, wystarczy zawiadomić o odejściu pociągu. Stacja, na którą pociąg przybył, zawiadamia stację sąsiednią, która pociąg wypuściła, o przybyciu pociągu. Na linjach z dzwonekami sygnałowymi daje się przed odejściem pociągu odpowiedni sygnał dzwonekowy. Na linjach, na których szlak między stacjami podzielono na odcinki obsługiwane przez posterunki, pociąg można wyprawić, gdy pociąg poprzedni, wyprawiony w tym samym kierunku, przejechał dany odcinek, o czym posterunek powiadamia sąsiedni posterunek wstecz położony względnie stację telefonicznie a na linjach blokowanych, aparatem blokowym. Takie zawiadomienie, o przejściu pociągu w następny odcinek może nastąpić dopiero wtedy, gdy pociąg przejechał dany odcinek w zupełności i gdy odnośny sygnał posterunkowy ustawiono na „stój“.

Bez poprzedniego porozumienia się ze stacjami można wyprawiać pociągi tylko wtedy, jeżeli na danej linii do przewozu wszystkich pociągów w obu kierunkach służy jeden parowóz lub jeżeli wszystkie pociągi w obu kierunkach konwojuje ten sam przewodnik, bez którego pociąg nie może wjechać na szlak.

Przy spóźnieniach pociągów i przełożeniu krzyżowania lub wyprzedzenia pociągów do stacyj innych, aniżeli to jest przewidziane w rozkładzie jazdy, zawiadamia się o tem pisemnie personel pociągowy. To samo uczynić trzeba, jeżeli stan toru lub inne okoliczności wymagają szczególnej uwagi personelu pociągowego. Przy pociągach kursujących bez rozkładu jazdy i bez zapowiedzenia (np. pociągi ratownicze), lub jeżeli z powodu przeszkód techni-

cznych nie można osiągnąć porozumienia między stacjami, względnie post-runkami, jazdy pociągów muszą się odbywać nadto tak ostrożnie, aby pociąg można przed ewentualną przeszkodą zatrzymać.

Jazda na szlaku. Nadkonduktor jest kierownikiem drużyny pociągowej, wydaje potrzebne zarządzenia podczas jazdy lub podczas zatrzymania pociągu na szlaku i prowadzi dziennik jazdy, w którym zapisuje się skład drużyny pociągowej, parowozy i wagony, rzeczywiste czasy jazdy i postojów, wypełnienie pociągów osobowych, ciężar pociągu, ciężar hamowany, przyczyny opóźnienia i postojów nieprzewidzianych i wszelkie nadzwyczajne wydarzenia. Przy pociągach roboczych służbę nadkonduktora może pełnić nadzorca szlaku, przy parowozach luzem biegnących maszynista pierwszego parowozu.

Podczas jazdy drużyna pociągowa winna zwracać uwagę na wszystko, co mogłoby zagrażać bezpieczeństwu pociągu i baczyć na ustawienie sygnałów stałych, oraz na dawane sygnały ręczne. Przy pociągach hamowanych ręcznie konduktorzy powinni znajdować się w pobliżu hamulców przydzielonych im do obsługi i uważać na dawane przez maszynistę sygnały. W razie zauważenia niebezpieczeństwa należy pociąg zatrzymać i, jeżeli dalsza jazda nie może nastąpić w przeciągu 5 minut, należy go chronić sygnałami.

W wypadku cofania pociągu wysyła się przed pociągiem pracownika z sygnałami na odległość hamowania (700 m na kolejach głównych, a 400 m na podrzędnych) aż do miejsca, z którego można porozumieć się ze stacją i upewnić się, że cofającym się pociągowi nie zagraża żadne niebezpieczeństwo.

Przy użyciu dwóch parowozów na czele pociągu maszynista pierwszego parowozu reguluje jazdę i daje potrzebne sygnały. Parowóz popychający powinien być spięty z pociągiem, z wyjątkiem, jeżeli popychanie ma się odbywać tylko do pewnego punktu na szlaku lub do stacji, na której pociąg popychany nie zatrzymuje się. Popychanie odbywa się tylko na wzniesieniach; na poziomie lub na spadkach parowóz popychający wykonywa tylko pracę konieczną do utrzymania ruchu własnego.

Drezyny lub wózki robocze mogą kursować tylko pod kierunkiem odpowiedzialnego pracownika, obznajomionego z ruchem pociągów, a do obsługi musi być tylu ludzi, aby je można szybko z toru usunąć. Wyjazd ze stacji następuje za zezwoleniem dyżurnego ruchu. Na szlaku można rozpocząć jazdę dopiero po otrzymaniu na to zezwolenia telefonicznego ze stacji, a gdy porozumienie takie niemożliwe, dopiero po poinformowaniu się u najbliższego dróżnika o ruchu pociągów.

Dla wózków bez hamulca dopuszcza się prędkość jazdy 10 km/godz., z hamulcem 15 km/godz. Na szlakach o spadkach ponad 8‰ wózki muszą posiadać hamulce. Dla drezyn ręcznych i rowerów szynowych dozwolona prędkość 30 km/godz, a dla drezyn motorowych 45 km/godz. Na 10 minut przed nadejściem pociągu usuwa się drezynę, względnie wózek z toru.

Drezyny motorowe o wadze ponad 300—550 kg, jeżeli nie mają urządzenia, ułatwiającego usunięcie ich z toru i conajmniej dwóch pracowników (łącznie z motorowym) do obsługi, a drezyny o wadze ponad 550 kg bezwzględnie zawsze podlegają przepisom dla pociągów.

Po skończonej jeździe usuwa się wózki lub drezyny z toru i przechowuje pod zamknięciem lub pod dozorem w ten sposób, aby nikt do tego nieupoważniony nie mógł ich ustawić na torze.

Zadania służby drogowej odnośnie do ruchu pociągów. Służba drogowa sprawuje obok utrzymania toru i urządzeń kolejowych w należytych stanie także dozór nad torem i czuwa, aby ruch pociągów na szlaku mógł się odbywać bez przeszkód. Wszelkie roboty około utrzymania kolei uskutecznia się tak, aby nie przeszkadzały ruchowi pociągów i nie narażały

bezpieczeństwa pociągów. Z wyjątkiem robót znaczniejszych, dla których dokonania musi być tor dla przejazdu pociągów zamknięty, roboty wykonywa się w przerwach między pociągami i w razie potrzeby odnośne części szlaku osłania się odpowiednimi sygnałami („stać“, „zwołnić bieg“). Dróżnicy czuwają, aby skrajnia przepisana dla toru była zawsze zachowana, w oznaczonych porach obchodzą szlak, uważając, czy tor znajduje się w należytych stanie. Przejazdy w poziomie, opatrzone w rogatki zamyka się na 3 minuty przed nadejściem pociągu. Zwyczajnie służba obchodowa jest od służby przejazdowej oddzielona. Podczas przejazdu pociągu dróżnicy uważają, czy na samym pociągu niema czegoś, co zagrażałoby pociągowi (tlejąca oś, tlejący wagon, ładunek rozluźniony, brak sygnałów właściwych na przodzie pociągu itp.), czy pociąg bieży po właściwym torze.

Miejsca na szlaku uszkodzone osłaniają dróżnicy sygnałami „zwołnić bieg“ lub „stój“, zależnie od stopnia uszkodzenia. Gdy pociągowi zagraża jakiegokolwiek niebezpieczeństwo, należy pociąg zatrzymać zapomocą sygnałów ręcznych.

Koleje trzeciorzędne i wąskotorowe. Zasada: jak najmniejsze koszta ruchu. Ze względu na stosowane mniejsze prędkości dopuszczone różne ulgi. Na stacjach mniejszych niema dyżurnych ruchu, nadkonduktor wyprawia pociągi po porozumieniu się telefonicznem z sąsiednimi stacjami. Pociągi krótsze. Prędkość nie przekracza w regule 30 *km/godz.* na kolejach normalnotorowych i o szerokości toru 1000 *mm*; na kolejach o szerokości toru 750—1000 *mm* dopuszcza się największą prędkość do 25 *km/godz.*, a dla toru 600—750 *mm* do 20 *km/godz.*

Na kolejach z własnem podtorzem (torowiskiem) i przy zastosowaniu hamulców zespolonych dozwala się: 40 *km/godz.* dla kolei normalnotorowych i o szerokości toru 1000 *mm*, 35 *km/godz.* dla szerokości toru 750—1000 *mm* i 30 *km/godz.* dla toru 600—750 *mm*. Na większych pochyleniach i w ostrych krzywiznach prędkości te podlegają odpowiednim ograniczeniom. Drogę hamowania przyjmuje się krótszą. (Tabele procentów ciężaru hamowanego umieszczone w przepisach ruchu P.K.P. sporządzone według wzoru podanego dla kolei głównych, jednak dla drogi hamowania 400 *m*).

Wobec stosowania prędkości nie przekraczających 40 *km/godz.* ustawienie parowozu tendrem naprzód nie powoduje zmniejszenia prędkości.

Obchody linji celem jej dozorowania odbywają się rzadziej niż na kolejach głównych i drugorzędnych, przejazdy w poziomie zasadniczo pozostają otwarte, opatrzone jedynie tablicami ostrzegawczymi. Tylko przejazdy dla dróg silnie uczęszczanych, lub jeżeli pociąg nie jest widoczny z daleka, są zamykane rogatkami lub strzeżone.

Budowa i utrzymanie toru.

Tor kolejowy składa się z szyn, służących do bezpośredniego dźwignia i prowadzenia kół pojazdów, z podkładów, pośredniczących w przenoszeniu obciążenia na fundament toru i ustalających wzajemne położenie obu toków, z łączników, służących do wiązania szyn między sobą i z podkładami, i z podłoża żwirowego, t. zw. żwirówki, stanowiącego fundament toru i służącego do możliwie jednostajnego rozkładu ciśnień na podtorze. Nawierzchnię, ułożoną na podkładach drewnianych, zwiemy drewnianą, a na żelaznych żelazną. Podkłady układamy jako belki poprzeczne, prostopadłe do osi toru (nawierzchnia poprzeczna), albo podpieramy szyny belkami podłużnymi (nawierzchnia podłużna), lub wreszcie obydwa teki

podpieramy osobnemi klockami (nawierzchnia na podporach odosobnionych). W powszechnem użyciu obecnie nawierzchnia poprzeczna.

I. Szyna.

Materiał. Prawie wyłącznie stosowana stal zlewna.

Badania mechaniczne materiału szyny: rozciąganie, ściskanie, zginanie i uderzenie.

Do prób na rozciąganie wycina się z główki szyny pręt okrągły dł. 200 mm, $d = 20$ mm. Wymagana wytrzymałość na ciągnięcie w Niemczech, Austrii i Szwajcarii 60—70 kg/mm² przy równoczesnem zwężeniu przekroju 12%; we Francji dla szyn stołeczkowych 75—85 kg/mm² i ciągliwości 10—8%, dla szerokostopowych 60—75 kg/mm² i 15—12%, w Anglii 63—79 kg/mm². Miejsce przzerwania musi wykazywać jednolitą, gęstą strukturę.

Próby na ściskanie. W główkę szyny wgniata się kulkę stalową o średnicy 19 mm pod ciśnieniem 50.000 kg, głębokość wgniecenia powinna wynosić 3,0—5,5 mm.

Próby obciążenia. Poddaje się obciążeniu kawałek szyny o rozpiętości podporowej 1,0 m, który powinien udźwignąć 17.000—25.000 kg bez widocznego odkształcenia trwałego, a 30.000—50.000 kg bez pęknięcia i złamania.

Próby na uderzenie. Kawałki szyny o długości 1300 mm układa się na podporach odległych o 1000 mm i uderza się w nie baba o takim ciężarze i takiej wysokości spadku, aby praca uderzenia wynosiła od 1200 do 3000 kgm zależnie od wysokości i ciężaru szyny, tak długo, aż próbny kawałek osiągnie bez pęknięcia i złamania żądane wygięcie (zw. $\frac{11}{13}$ wysokości szyny).

Nadto próby chemiczne i badania mikroskopowe struktury.

Zw. wybiera się do tych prób jedną na każdych 200 szyn. Badania przepisanych wymiarów i szczegółowe oględziny na każdej szynie. Dozwolone odchyłki od przepisanych wymiarów: 0,5 mm dla wysokości, szerokości główki i grubości ścianki, do 1,0 mm dla szerokości stopki, a 0,02% dla długości szyny. Przy przewozie, ładowaniu, wyładowaniu i układaniu szyn w torze należy chronić je przed uderzeniami, gdyż powstać mogą niedostrzegalne rysy, prowadzące do pęknięcia szyn pod wpływem ruchu. Z tych samych powodów dziury na śruby stykowe wierceć, nie wyciskać.

Długość szyn. Większe długości szyn zmniejszają ilość styków i łączników i zwiększają stałość ułożenia toru, ale utrudniają manipulację przy układaniu i transporcie, zwiększają straty w razie pęknięcia szyny i wymagają szerokich szpar stykowych. Potrzebną wielkość δ szpary stykowej dla szyn o długości l metrów określa wzór:

$$\delta_{mm} = 0,011 \cdot l^m (t_{max} - t_{min})$$

Dla $t_{max} = 60^\circ \text{C}$, zaś $t_{min} = -30^\circ \text{C}$ otrzymamy w przybliżeniu

$$\delta_{mm} = l^m$$

Dla tunelów, w których wahania temperatury wynoszą 30—35° C

$$\delta_{mm} = 0,4 l^m$$

Przyjmując $\max \delta = 20$ mm i chcąc przy najwyższej temperaturze zachować szparę 4—5 mm, otrzymamy dla naszych stosunków najw. długość szyny 15—16 m (nowsze typy szyn). W krytych halach i w tunelach, gdzie wahania temperatury mniejsze, stosowane są długości 18, nawet 20 m. N. Z. określają najmn. długość szyn na 9 m i zalecają długości do 20 m.

Szyny skrócone. Celem dochowania prostopadłego układu styków w torach łukowych, potrzebne są w toku wewnętrznym obok szyn normalnej

Obecnie robi się główki niskie i szerokie. Szerokie główki zmniejszają wzajemne zużywanie się szyn i obręczy kół i umożliwiają uzyskanie szerokich powierzchni zetknięcia szyny i łubka. Stosunek szerokości główki b do jej wysokości h dochodzi przy nowszych typach do 1,7, przy czym $b = 51$ do 72 mm. N. Z. określają najmn. b główki szyny kolei głównych na 57 mm i zalecają wymiar większy.

Odpowiedni stosunek szerokości stopki do wysokości szyny wynosi 0,8—0,9 i taki stosunek wykazują nowsze typy szyn europejskich; w Ameryce stosunek ten zbliża się do 1,0. Górnej powierzchni główki nadajemy pewną nieznaczną wypukłość łukiem $r = 200$ — 300 mm ze względu na łatwość walcowania i na lepsze przyleganie obręczy kół nieco zużytych. Przejście od górnej do bocznej powierzchni główki ma wybitne znaczenie ze względu na wzajemne zużywanie się stykających się elementów koła i szyny, ze względu na dochowanie potrzebnej gry między rąbkami kół i szynami i na bezpieczeństwo jazdy. Ważna jest wielkość promienia wyokrąglenia i odpowiedni stosunek tego promienia do promienia pachwiny koła. N. Z. ustalają w sposób obowiązujący wielkość tego promienia na 14 mm, przy równoczesnej wielkości promienia łuku pachwiny koła 15 mm.

Boczne powierzchnie główki obecnie zw. jako płaszczyzny równoległe do pionowej osi przekroju. Rozszerzanie główki ku dołowi ułatwia wytoczenie się rębka koła na szynę, a przy szerokich główkach nie jest potrzebne do zwiększenia szerokości płaszczyzn przylegania łubków.

Przejścia od główki do ścianki stanowią górne powierzchnie przylegania łubków. Dla należytego przenoszenia sił z szyny na łubki należy te powierzchnie wykonać możliwie szerokie i zbliżone do poziomu. Przeciw temu przemawiają trudności walcowania główek silnie podciętych i potrzeba należytego rozparcia łubków między główką i stopką, zwłaszcza wobec konieczności dokręcania śrub stykowych w miarę zużywania się tychże powierzchni. Nowsze typy szyn posiadają główki silnie podcięte w stosunku 1:3, 1:4 a nawet 1:5. Obustronne przejścia do główki i ścianki otrzymują zaokrąglenie z uwagi na łatwość walcowania. Boczne powierzchnie ścianki wykonywa się jako dwie płaszczyzny równoległe do pionowej osi przekroju, albo przy większych grubościach ścianki, celem oszczędności na materiale, ułatwienia walcowania i zmniejszenia grubości w miejscu, gdzie znajdują się otwory na śruby stykowe, jako powierzchnie wklęsłe, złożone z trzech płaszczyzn, lub zatoczone łukiem kołowym o dużym promieniu. Grubość ścianki szyn kolei głównych ze względów konstrukcyjnych i z uwagi na proces walcowania 12—15 mm, dla kolei lokalnych 9—12 mm.

Przejścia od ścianki do stopki są symetryczne do powierzchni górnych. W dalszym ciągu górnej powierzchni stopki przedłużamy powierzchnie przylegania aż do krawędzi, jeśli grubość stopki na krawędzi jest dostateczna; w przeciwnym razie odchylamy je ku górze łukiem. Grubość stopki nie powinna schodzić poniżej pewnej granicy w porównaniu z główką, gdyż w przeciwnym razie główka znacznie wolniej się

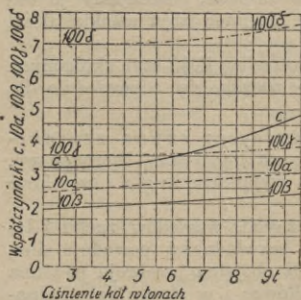


Fig. 173.

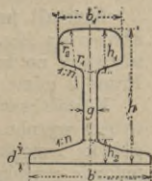


Fig. 174.

ochładza przy walcowaniu i powstają w stopce szkodliwe naprężenia, a krawędzie się zahartowują i tworzą się w nich drobniutkie rysy, prowadzące w następstwie do pęknięcia szyny. Krawędzie stopki nie powinny być słabsze niż 7—8 mm.

Tablica 1. Wymiary przekrojów szyn.

Typ szyny	Zarząd kolejowy										n		Pow. prze- kroju cm ²	Moment bezładn. J ² cm ⁴	Ciężar 1 m b. kg	Nachłk t	Odstęp pod- kładów cm	Dozwolone zuzycie mm
	h	h ₁	h ₂	b	b ₁	g	r ₁	r ₂	d	n								
Szerekosłopowa	Kolej Paryż—Lyon—Morze Śród- ziemne z r. 1889	142	55	29	130	66	14	300	8	10,3	2	60,1	1585	47,0	9	85	—	
	Belgijskie koleje państwowe z r. 1886	145	49	23,5	135	72	17	200	15	10	5	66,25	1707	52	9	80	—	
	Szwajcarskie koleje związkowe z r. 1902	145	45	25	125	65	14	250	14	9,4	4	—	1623	45,9	—	75	—	
	Austr. koleje państwowe. Syst. A (fig. 172 a)	140	45	24	112	68	14	200	14	10	4	56,6	1442	44,2	8	81	10	
	Austr. koleje państw. Syst. XXIV a (fig. 172 b)	110	36	20	95	53	11	200	14	7	2,5	—	—	26,0	—	—	—	
	Pruskie koleje państw. Nr. 15 c . .	144	43,5	24,5	110	72	14	225	14	10,75	4	57,4	1583	45,0	9	60	—	
	Kolej Centralna Illinois z r. 1897	146	43,3	24,7	146	69,8	14,4	305	8	8	4,3	—	—	49,8	—	—	—	
	Niemieckie koleje państw. { typ I	136	41,5	24,5	125	60	12	200	14	9,5	3	49,61	1273	38,9	8	—	—	
	{ typ II	142	46	26	125	67	13	200	14	10	3	58,13	1540	45,6	10	—	—	
	{ typ III	148	50,5	27,5	125	67	14	200	14	10,5	3	62,97	1800	49,4	12,5	—	—	
	Stoleczkowa	Francuska kolej zachodnia	142	53,25	41,25	62	62	18	—	—	—	2	—	1264	44,0	—	83,4	—
		Angielska kolej południowa	148	56	35	72	72	21	148	—	—	2,14	63,5	1490	49,8	—	80,8	—
		Austr. koleje państwowe, Syst. I a (fig. 172 c)	140	47,6	30,6	67	67	18	200	10	—	2,5	53,6	1190	42,0	8	81	10

Przekrój szyny stołeczkowej zbudowany jest podług tych samych prawideł. Główka j. w.; ścianka grubsza (do 21 mm), gdyż ma stawiać dodatkowy opór naciskowi klina. Dolna główka, zastępująca stopkę, nie narażona na zużycie, posiada zw. mniejszą wysokość niż główka górna. Ze względu na symetryczność łubków są obie główki równo szerokie.

Ciężar szyny zależy od wielkości przekroju, a więc od wielkości obciążeń. Dla obciążeń, zachodzących na kolejach głównych, ciężar szyn $g = 32 - 35 \text{ kg/m b.}$ Obecnie istnieje dążność do zwiększenia ciężaru szyn, przeznaczonych dla linii o ciężkim i szybkim ruchu. Ze wzrostem długości i ciężaru szyny zwiększa się stałość toru, więc zmniejsza się ugięcie, osiadanie podkładów i naprężenia w łącznikach, a więc ułatwia się utrzymanie toru i zmniejsza się jego koszt. Nowsze typy szyn kolei głównych pierwszorzędnych dochodzą do 45 kg/m b. i wyżej. Dla kolei lokalnych $g = 24 - 32 \text{ kg/m b.}$, dla wąskotorowych jeszcze mniej.

W przybliżeniu dla wysokości szyny $h \text{ cm.}$:

$$F = \alpha h^2 \quad G = \beta h^2 \quad J = \gamma h^4 \quad \sqrt[3]{\frac{W}{cPa}} = \delta h^3.$$

Odpowiednia wysokość szyny wynosi $h \text{ cm.} = \sqrt[3]{cPa}$, jeśli $P =$ największy nacisk koła w tonach, zaś a największy odstęp podkładów w centymetrach.

Wartość współczynników $\alpha, \beta, \gamma, \delta$ i c dla rozmaitych obciążeń koła por. fig. 173.

Tablica 1 zawiera wymiary niektórych przekrojów szyn szeroko-stopowych i stołeczkowych. (Oznaczenie wymiarów por. fig. 174.)

Ułożenie osi pojazdu w torze prostym. Wymiary osi pojazdu muszą być dobrane odpowiednio do szerokości toru, aby ruch pojazdów był możliwie spokojny i zużywanie się stykających się elementów koła i szyny jak najmniejsze.

N. Z. określają te stosunki fig. 175 i nast. regulami:

Szerokość toru w prostych, mierzona między wewnętrznymi krawędziami szyn w wysokości 14 mm poniżej górnej krawędzi szyny, musi wynosić 1435 mm.

Jako skutek ruchu dozwolone jest zwiększenie powyższego wymiaru o 10 mm lub zmniejszenie o 3 mm. Najmniejsza dopuszczalna szerokość toru w prostych może wynosić więc 1432 mm, a największa 1445 mm.

Okrag toczny jest kołem, powstającym przez przecięcie obręczy płaszczyzną pionową w odstępnie 750 mm od środka osi.

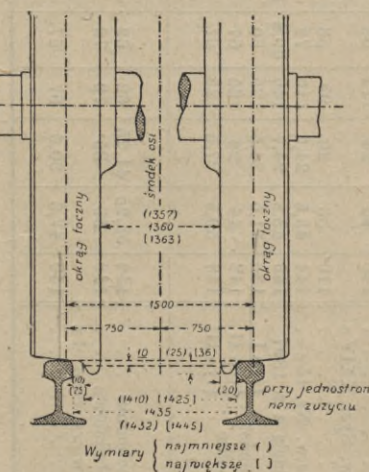


Fig. 175.

Odstęp obręczy kół w prześwicie musi wynosić 1360 mm. Dopuszczalne odchyłki $\pm 3 \text{ mm.}$

Wysokość rąbka koła, mierzona od okręgu tocznego, musi wynosić co najmniej 25 mm, a przy największym zużyciu obręczy nie ponad 36 mm.

Przy nierównomiernym zużyciu obydwu rąbków jednej osi musi grubość najsilniej zużytego rąbka, mierzona 10 mm poniżej okręgu tocznego, wynosić co najmniej 20 mm.

W torze o szerokości 1435 mm może gra rąbków po przysunięciu osi do jednego z toków, mierzona 10 mm poniżej okręgu tocznego, wynosić co-

najmniej 10 mm, a przy najw. zużyciu rąbków nie ponad 25 mm. Stosownie do tego musi odstęp wewn. krawędzi rąbków, mierzony 10 mm poniżej okręgu tocznego wynosić nie ponad 1425 mm i nie poniżej 1410 mm.

II. Podkład poprzeczny drewniany.

Materiał. Używamy najtwardszych gatunków drzewa, jakie posiada okolica. Najlepszym materiałem u nas jest dębina. Podkłady dębowe wytrzymują dobrze nacisk szyny, są odporne przeciw gniciu, śruby i gwoździe tkwią w nich silnie, znaczny ciężar gatunkowy podnosi stałość toru. Wobec drożyzny dębiny wprowadzono twardsze gatunki drzew iglastych, silnie żywicznych, gl. sośninę. Jedlina i świerczyna, bardzo miękkie i nietrwale, więc uż. tylko w braku innego materiału na kolejkach podrzędnych. Bucznina gnije szybko i w stanie surowym prawie nie przydatna na podkłady; przez impregnowanie można trwałość jej bardzo podnieść.

Drzewo na podkłady powinno być zdrowe, o gestych stojach, cięte w zimie, niepopękane i nie uschłe, wolne od sęków, przynajmniej w miejscu pod szynami, i suche. Po wyrobieniu układa się podkłady w stosy celem wysuszenia; dla ochrony od deszczu kładzie się górną warstwę pochyło. W dębinie tworzą się łatwo pęknięcia przy wysychaniu. Aby temu zapobiec, wbija się w czoła podkładów blaszane klamry kształtu litery S.

Impregnowanie podkładów. Najczęściej używane substancje: chlorek cynku i olej kreozotowy. Podkłady, ułożone stosami na wózkach, wprowadza się do żelaznego kotła, w którym przy użyciu chlorku cynku następuje wyparzenie drzewa parą pod ciśnieniem, a przy użyciu oleju kreozotowego wysuszenie gorącym powietrzem. Cel: usunięcie części soków drzewnych i ścięcie, a tem samym unieszkodliwienie białka, zawartego w sokach.

Po wypompowaniu z kotła pary, względnie powietrza, uzyskujemy rozrzedzenie, wynoszące $\frac{1}{4}$ — $\frac{1}{10}$ atm., pomagające w wyciągnięciu z drzewa wilgoci i soków. Wreszcie wtłacza się do kotła roztwór 2—4% chlorku cynku, względnie olej kreozotowy, ogrzany do 50° C pod ciśnieniem 6—8 atm. przez 1—2 godzin.

Ilość płynu wchłanianego zależy od drzewa. Drzewo rdzenne przyjmuje mniej płynu niż biel. Dębina wchłania 110—114 kg roztworu chlorku cynku, czyli 9—22 kg soli, wzgl. 114 kg oleju kreozotowego na 1 m³ drzewa. Sośnina przyjmuje 257—315 kg roztworu chlorku cynku lub 342 kg oleju kreozotowego, buczyna 286—429 kg roztworu chlorku cynku lub 456 kg oleju kreozotowego. Sośnina nasycy się naogół równomierniej niż dębina, którą płyn przenika tylko na pewną głębokość.

Impregnowanie olejem kreozotowym znacznie droższe, ale trwalsze. Celem zmniejszenia kosztów zastosowano z dobrym skutkiem impregnowanie mieszaniną obu tych substancyj w stosunku 1 do 10—20, a ostatnio nasycanie oszczędnościowe olejem kreozotowym i to jednokrotne dla dębiny i sośniny, a dwukrotne dla buczyny (metoda Rüpinga). Zasada tej metody polega na wtłaczaniu oleju w drzewo pod wysokim ciśnieniem i wytwarzaniu następnie próżni, wskutek czego pozostaje w drzewie tylko tyle oleju, ile potrzeba do napełnienia tkanki komórek, natomiast olej, wypełniający wnętrza komórek, wypływa z drzewa. Zużywana ilość oleju wynosi: przy jednokrotnym nasycaniu sośniny 63 kg, dębiny 45 kg; przy dwukrotnym nasycaniu buczyny 145 kg na 1 m³ drzewa.

Trwałość podkładów określa następujące zestawienie:

	dębina	sośnina	buczyna	
podkłady nienasycone	14—16	7—9	3—4	lat
podkłady nasycone	ok. 20	14—18	10—18	lat
podniesienie trwałości przez nasycenie w %	25—50	ok. 100	350—450	

3000—4000 kg, w miękkim 2000—2500 kg, opór przeciw przesunięciu bocznemu odpowiednia 2200 i 1500 kg.

Śruby podkładowe (fig. 177), zw. pocynkowane, długość 150—160 mm, grubość trzpienia 13—15 mm, ostry gwint o szerok. 3—5 mm. Skok śruby 6—14 mm. Dla zewnętrznej średnicy d długość śruby 6—8 d ; średnica

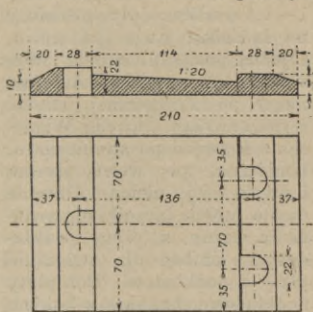


Fig. 178.

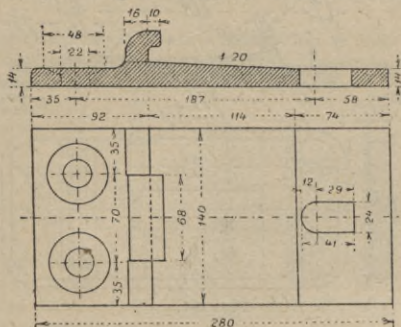


Fig. 179.

główki 2,0—2,5 d ; skok $\frac{1}{8}$ — $\frac{1}{2}$ d . Główka śruby jest odcinkiem kuli z dolną powierzchnią, urobioną odpowiednio do kształtu stopki szyny. Na wierzchu opatrzona piramidą ściętą, wys. 20—24 mm o przekroju kwadratowym, gr. 16—20 mm dla wkręcania śruby odpowiednim kluczem. Na piramidzie ostro zakończona cecha, po której można poznać, czy śruby nie wbijano młotem. Siła tkwienia śruby w drzewie twardem 4000—4200 kg, w miękkim 2500—3400 kg. Otwory dla śrub nawierca się świdrem o średnicy równej $\frac{2}{3}$ średnicy śruby; przy podkładach twardej nawierca się otwory i dla gwoździ.

Łączniki wiążą szynę z podkładem i przeciwdziałają siłom poziomym. Łącznik zewn. znosi siłę, starając się szynę przesunąć, zmniejszoną o wielkość tarcia między stopką i podkładem (a więc pracuje na zginanie i na ścinanie); łącznik wewn. przeciwdziała wywrotowi szyny (pracuje na ciągnięcie). Używane dawniej gwoździe hakowe

nie tkwią tak silnie w drzewie jak śruby, wylazają z drzewa pod wpływem mrozu, a wreszcie drzewo podkładu psuje się rychlej przy gwoździu, niż przy śrubie; dlatego wprowadzono po stronie zewn. gwoździe, zaś po wewn. śruby; przy użyciu silnych płyt podkładowych wyłącznie śruby.

Wady ułożenia szyny wprost na podkładzie: powierzchnia zetknięcia szyny z podkładem stosunkowo mała, więc następuje zginięcie drzewa; ruchy podłużne szyny powodują wycieranie drzewa; zaciósy zatrzymują wodę i przyspieszają gnienie drzewa. Niedogodności te usuwają klinowe płyty podkładowe, z żelaza zlewnego o wytrzymałości na ciągnięcie ponad 4000 kg/cm², ułożone na wygładzonej, poziomej powierzchni podkładu.

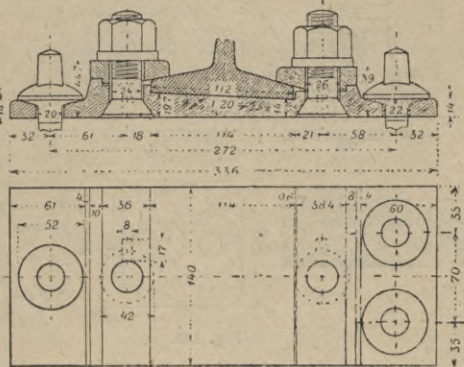


Fig. 180.

Dobry wyrób powinien dać się wyginać na zimno pod kątem 45° bez pęknięcia. Wymiary płyt, stosowanych na kolejach głównych, por. fig. 178. Dozwolone odchyłki: w szerokości między wystającymi krawędziami i w grubości $\pm 0,5$ mm; w długości ± 3 mm; w pozostałych wymiarach ± 1 mm;

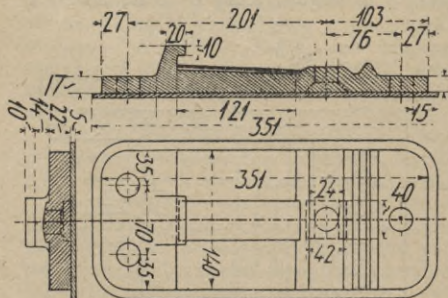


Fig. 181.

wewn. stronie szyny (por. fig. 179). Hak wiąże po stronie zewnętrznej szynę z płytą, a śruby podkładowe zewnętrzne łączą płytę z podkładem.

Zupełny rozdział łączników wykazuje nawierzchnia syst. A austr. kolei państwowych, ułożona przed wojną na linii między Krakowem a Złoczowem (fig. 180). Śruby łączą szynę z płytą i opatrzone są u dołu stożkowatymi zgrubieniami,

wpuszczonemi w odpowiednie wydrążenia w płycie. Występy tych zgrubień, wchodzące w wycięcia w płycie, zapobiegają obracaniu się śruby podczas zakręcania nąsrubka. Płyta podkładowa związana z podkładem zapomocą trzech osobnych śrub podkładowych. Siła pozioma, usiłująca szynę przesunąć, przenosi się z szyny wprost na wystającą krawędź płyty i zostaje zniweczona tarcieniem płyty po podkładzie i oporem śrub podkładowych.

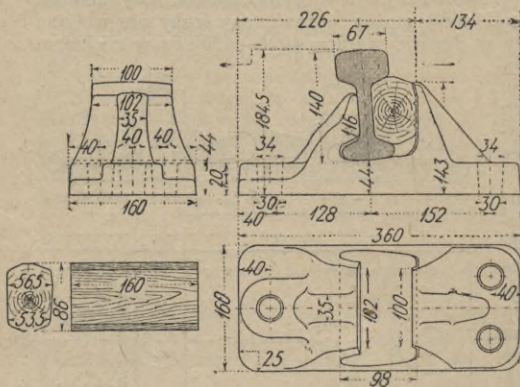


Fig. 182.

Śruby łączące szynę z płytą przeciwdziałają tylko wyrotowi szyny, przy czem dzięki zastosowaniu łapek pracują wyłącznie na ciągnięciu.

Dla osiągnięcia jednostajnego rozkładu ciśnienia Skibiński zaprojektował płytę podkładową wypukłą (fig. 181) o promieniu krzywizny 15—27 cm (można zwiększyć go do 40—50 cm).

Szynę stołeczkową układa się na podkładzie drewnianym przy pomocy stołeczka żeliwnego o znacznych wymiarach, ważącego do 25 kg. Stołeczek przytwierdza się do podkładu gwoździami lub śrubami. Czasem stosowane dwojaki łączniki: 2 śruby i 2 drewniane kolki, o grubości 30 do 35 mm. Pierwsze przeciwdziałają podnoszeniu, drugie przesunięciu stołeczka. Dla lepszego rozkładu ciśnienia na podkład i zwiększenia sprężystości układu wkłada się pod stołeczek warstewkę wołtoku. Szyna umocowana w stołeczku

w odpowiednio urobionem łożysku zapomocą dębowego klina, umieszczonego po zewnętrznej stronie szyny (fig. 182). Na kliny uż. się doborowego materiału dębowego, wysuszonego, prasowanego i impregnowanego, najlepiej olejem lnianym, celem zmniejszenia wrażliwości na wilgoć. Sprężyste stalowe kliny Dawida są droższe od drewnianych i powodują pęknięcie stołeczków wskutek nadmiernego rozparcia.

Podkłady dyblowane. Podkłady miękkie psują się rychło w miejscach tkwienia łączników, które wskutek tego rozluźniają się i powodują przedwczesne usunięcie zdrowego zresztą podkładu. Zapobiec temu można zapomocą dyblowania. W miejscach uszkodzonych, z których wyjęto łączniki, nawierca się otwory na całą grubość podkładu i wkreca w nie dyble z drzewa twardego, około 50 mm grube (fig. 183), w które następnie wbija się gwoździe, względnie wkreca śruby. Dyblowanie podkładów podnosi opór śrub podkładowych przeciw wyrwaniu przy podkładach miękkich do 4600 kg, a przy twardych do 5800 kg, a więc przy nowych podkładach miękkich o 30%, przy używanych o 60%, zaś przy twardych o 50%. Prócz tego ułożenie płyt podkładowych na głowach dybli zmniejsza zgniatanie drzewa podkładu i osłabia wpływ uderzeń, zatem podnosi trwałość podkładów. Korzystne wyniki dyblowania podkładów zasługują obecnie wobec podrożenia drzewa i powszechnego użycia podkładów miękkich na szczególną uwagę. Koszta dyblowania obniżają się przy zastosowaniu pracy maszynowej.

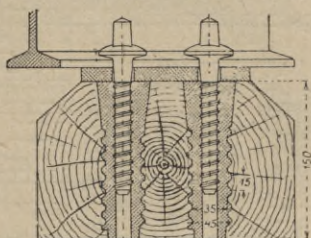


Fig. 183.

IV. Nawierzchnia żelazna.

Nawierzchnia na podporach odosobnionych. Podpory żeliwne w postaci dzwonów, wywróconych misek, lub płyt wzmocnionych pionowymi żebrami, odlane razem ze stołeczkami, w którym ułożona jest szyna, rozparta drewnianym klinem. Podpory obydwu toków łączymy poprzeczkami. Ustrój prosty i nie wymagający starannego nadzoru, jednak stałość jego nieporównanie mniejsza niż nawierzchni poprzecznej, więc zastosowanie, gdzie nieznaczne obciążenia i niewielka chyżość jazdy, a brak wyszkolonego nadzoru. Taką nawierzchnię posiadają koleje w Indiach Wschodnich, Afryce i Ameryce Południowej.

Nawierzchnia podłużna: a) Nawierzchnia lita znajduje zastosowanie w budowie torów na drogach i torów tramwajowych.

b) Nawierzchnia dwudzielna. Szyny podparte w całej długości podkładami żelaznymi. System ten ustąpił miejsca nawierzchni poprzecznej i dziś tylko ok. 2% torów kolei głównych posiada ten rodzaj nawierzchni. Najbardziej rozpowszechniły się ustroje Hoheneggera i Haarmanna.

Wady: niedostateczna stałość zwłaszcza z uwagi na siły poziome; za mała powierzchnia ułożenia na podłożu, stąd silne osiadanie i potrzeba częstego podbijania; żwir zbija się pod podkładami i tworzy twardą, nieprzepuszczalną masę, a w podtorzu tworzą się podłużne koryta, zatrzymujące wodę, która

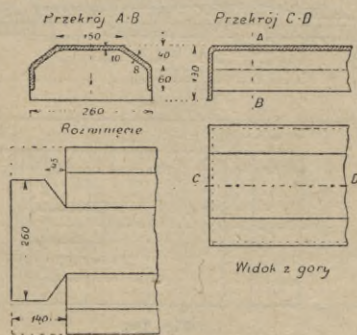


Fig. 184.

a potrzebne zmiany szerokości toru w łukach uzyskuje się zapomocą kalibrowanych łączników; por. nawierzchnię Heindla (fig. 185).

Klinowa płyta podkładowa tej naw. posiada wystającą zewn. krawędź, o którą opiera się stopka szyny. W wycięcia płyty i w dziury w blasze podkładu wchodzi kalibrowane przykładki. Na nich spoczywają łapki, przytrzymujące stopkę szyny i związane z podkładem zap. śrub hakowych. Siła pozioma, usiłująca szynę przesunąć, przenosi się na wystającą krawędź płyty, a z niej za pośrednictwem przykładki wprost na blachę podkładu; śruby nie biorą udziału w przenoszeniu tej siły. Siła, starająca się szynę wywrócić, przenosi się zapomocą łapek na śruby, pracujące wyłącznie na ciągnięcie. Kalibrowane przykładki pozwalają zmieniać szerokość toru do 24 mm w stopniach po 4 mm. Wady: wielka ilość części składowych łączników, oraz małe ich powierzchnie zetknięcia, wywołujące szybkie ich zużycie i rozluźnienie połączenia.

Układ ulepszony (por. fig. 186). Zastosowano tu kalibrowaną płytę hakową, która ma obustronne kalibrowane przedłużenia *a* i *b*; poziome ramie dolnego haka, wchodzące pod blachę podkładu, jest krótsze i wskutek tego możliwe jest oparcie tegoż haka o wewnętrzną ścianę dziury, a tem samem zabezpieczenie toru przed ewentualnemi zwichnięciami, wywołanemi ruchem. Po stronie wewnętrznej nie potrzeba kalibrowanych przykładek, gdyż łapka ma kształt klinowy, pozwalający na regulowanie zmiennego odstepu wystającego brzegu płyty od krawędzi stopki szyny. Podkład otrzymuje zgrubienia na obu krawędziach blachy górnej (fig. 187), które, wzmacniając przekrój, ujmują płytę podkładową. Układ ten wprowadziły pruskie i wirtensberskie koleje państwowe.

Wobec zamierzonego obciążenia wszystkich kolei państwa niemieckiego pod wspólny zarząd, postanowiono stopniowo wprowadzić jednolitą nawierzchnię, zdolną do dźwignia obciążeń osi 25 t.

Zaprojektowano trzy typy szyn (por. tablicę 1. na str. 163), posiadające jednakową szerokość stopki 125 mm, co umożliwi zastosowanie zużytych szyn typu II i III w torach z szyną typu I.

Tory typu II i III otrzymują podkłady żelazne o kształcie podług fig. 188 i o ciężarze 78,2 kg. Kształt podkładów typu I jest taki sam, wymiary: wysokość 85 mm, dolna szerokość 250 mm, długość 2,40 m, ciężar 66,1 kg.

Połączenie szyn z podkładami otrzymuje urząd Rotha i Schülera (fig. 189, koleje badenckie), oraz układ podług fig. 190 (koleje saskie i oldenburskie). Te dwa układy nie posiadają płyty podkładowej; pochylenie szyny

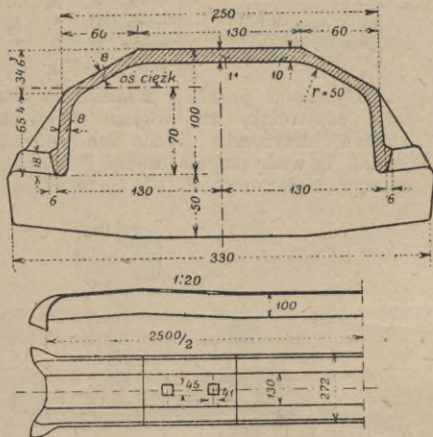


Fig. 188.

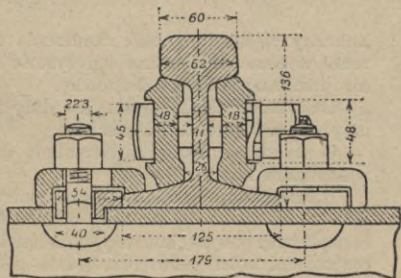


Fig. 189.

uzyskuje się przez wywalcowanie pochyłych powierzchni w podkładzie, zaś zmianę szerokości toru w łukach odpowiedniemu ułożeniu tych samych, niesymetrycznie wykształconych elementów. Są one w układzie (fig. 190) obracalne i pozwalają na nast. zmiany szerokości toru:

		Poszerzenie toru:	0,	3,	6,	9,	12,	15,	18,	21,	24	mm
Nr. elementu przy szynie	lewej	zewn.	4,	3,	3,	4,	1,	0,	1,	1,	0	mm
		wewn.	0,	1,	1,	0,	3,	4,	3,	3,	4	mm
	prawej	wewn.	0,	0,	1,	3,	1,	1,	3,	4,	4	mm
		zewn.	4,	4,	3,	1,	3,	3,	1,	0,	0	mm

Nowoczesne podkłady żelazne nie ustępują drewnianym co do stałości toru, zapewniają zaś większe bezpieczeństwo i wymagają mniejszych kosztów utrzymania. Wadą ich jest mniejsza sprężystość układu (twarda jazda). Tę wadę pragnie usunąć Scheibe w podkładzie żel. wedle fig. 191, którego ciężar wynosi 102 kg, a ciężar żwiru w jego wnętrzu 130 kg.

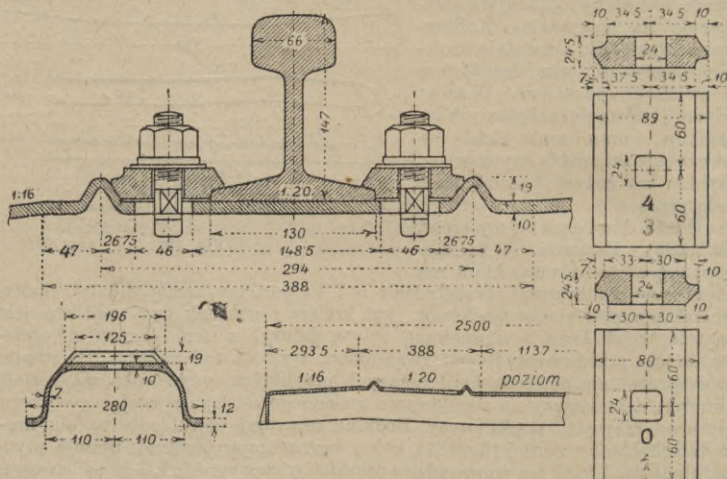


Fig. 190.

Znaczny ciężar i głębokie zanurzenie w żwirówce zapewniają mu stałe ułożenie w torze, a znaczna sprężystość znosi energję uderzeń kół pojazdów, nie przenosząc ich na żwirówkę.

Doświadczenia laboratoryjne dały korzystne wyniki, obecnie ułożono go na próbę w torach kolei saskich.

O wyborze między nawierzchnią drewnianą i żelazną rozstrzygają przede wszystkim koszta.

Nawierzchnia żel. szeroko stosowana w Niemczech, Szwajcarii i w Holandji. Koleje niemieckie posiadają obecnie około 50% torów z nawierzchnią żelazną. U nas powszechnie używana nawierzchnia drewniana, a żelazna tylko pod rozjazdami kolei głównych, gdzie podkład żelazny zapewnia pożądaną dokładność i stałość przytwierdzenia szyny.

Podkłady żelazne przy nawierzchni stołeczkowej są mało rozpowszechnione.

V. Podkłady żelbetowe.

Fig. 192 przedstawia podkład włoskich kolei państwowych. Przekrój trapezowy, pod szynami prawie prostokątny celem uzyskania szerokości górnej,

Granicę w zbliżeniu podkładów stykowych stanowi możliwość należytego obustronnego ich podbicia, bardzo ważnego z uwagi na to, że właśnie te podkłady wymagają szczególnie starannego i częstego podbijania. Zwykle najmn. odstęp osiowy podkładów stykowych 420—500 mm, ale na kolei Gotthardzkiej 340 mm; obustronne podbicie przez wprawnych robotników możliwe tu było dzięki ścięciu górnej krawędzi podkładów.

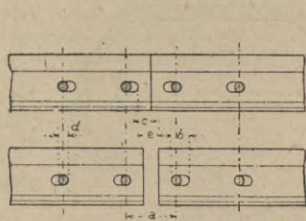


Fig. 197.

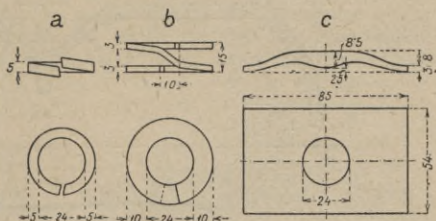


Fig. 198.

Grubość blachy łubka przekracza z reguły 20 mm, a dochodzi do 28 mm. Celem umożliwienia zmiany długości szyny przy wahanich ciepłoty wykonywamy w szynach owalne dziury na śruby stykowe. Jeżeli e = największy wymiar szpary stykowej, zaś d średnica śruby stykowej, to długość owalnej dziury

$$b = e + \frac{1}{2}d.$$

Dla osiowego odstępu dziur a otrzymamy odstęp pierwszej dziury od końca szyny (fig. 197)

$$c = \frac{1}{2}(a - d - e).$$

Związanie łubków z szynami przy pomocy 4, wzgl. 6 śrub, zależnie od długości łubka. Wobec wielkiej pracy, jaką mają wykonać śruby stykowe, otrzymują one pokaźne grubości trzpienia (20—26 mm), zależnie od typu nawierzchni. Dziury w łubkach okrągłe o średn. 2—3 mm większej od średn. śruby.

Do zabezpieczenia przed rozkręcaniem się naśrubka służą odwrotne naśrubki, zatyczki, pierścienie sprężyste (fig. 198 a i b), płytki rozpierające (fig. 198 c) itp. Najlepsze zabezpieczenie: znaczna grubość naśrubków i staranne wykonanie ostrego gwintu.

Dla nawierzchni stołeczkowej trzeba ograniczyć długość łubków w złączu wiszącym i równocześnie wprowadzić znaczniejszy odstęp podkładów stykowych, co powoduje znaczne osłabienie złącza.

Wiszący styk łubkowany nie zdołał zapewnić pojazdom gładkiego przejazdu przez szparę stykową. Podkłady stykowe rozchwiewają się i osiadają silniej od innych, wymagając częstego podbijania, a wstrząśnienia i uderzenia na styku zwiększają zużycie szyn i obręczy kół, zwiększają opory ruchu, powodują odkształcenie faliste toru i stają się przyczyną wzmoczonej migracji toru. Stąd pomysły, które mają na celu

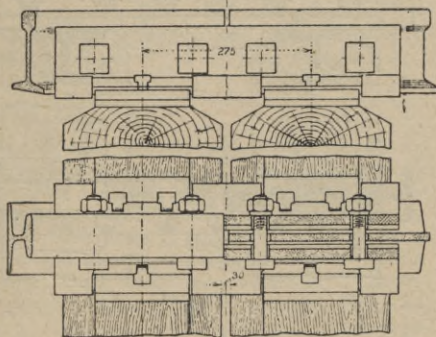


Fig. 199.

poprawę tego najłabszego punktu w torze, przy zachowaniu zasady styku wiszącego. Najważniejsze z nich są:

b) Styk ze zbliżonymi podkładami stykowymi. W styku prof. Wasutyńskiego (kolej Warszawsko-Kaliska, fig. 199) podkłady stykowe

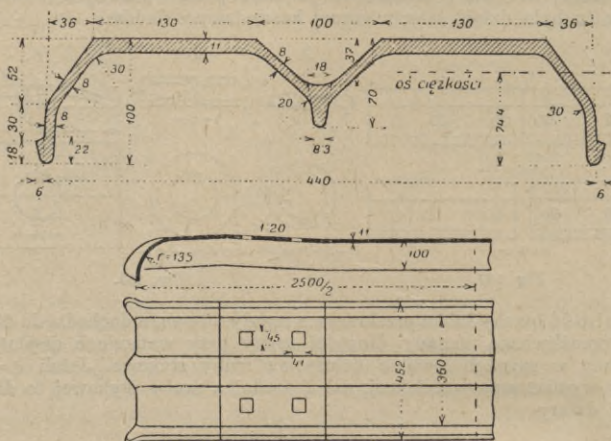


Fig. 200.

są tak zesunięte, iż podbicie ich możliwe jest tylko z jednej strony. Doświadczenia przyniosły korzystne rezultaty; podbijanie należyte możliwe, a wąska szpara między podkładami nie dawała powodu do wyciskania żwiru w górę przy podbijaniu. Na kolejach pruskich zesunięto obydwie

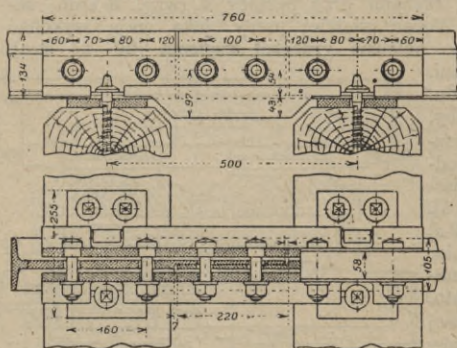


Fig. 201.

c) Styk na nakładkę. (Koleje pruskie, fig. 201). Układ ma na celu usunięcie szpary stykowej bez zmiany szerokości główki szyny i bez zmiany linii podparcia koła. Wady: osłabienie przekroju szyny powoduje wyginanie się ścianki, spłaszczenie główki i pęknięcia w miejscu nacięcia; strata długości szyny, potrzeba zwiększonej grubości ścianki i kosztowna obróbka.

d) Łubek z głową pomysłu Neumanna. Przez podniesienie główki łubka ponad szynę koło omija szparę stykową, tocząc się po łubku.

między podstawą szyny, a powierzchnią płyty przeciwdziała posuwaniu się szyny po płycie. Urządzenie proste, tanie i nie wymagające nadzoru; wystarsza w przypadkach słabszej migracji.

e) Klin Dormüllera (fig. 205). Sprężysty płaskownik stalowy obejmuje stopkę szyny i silnym kątowym ramieniem opiera się o podkład. Między płaskownik, a krawędź stopki szyny wchodzi klin. Szyna, posuwająca się pod wpływem migracji, wbija klin między płaskownik i stopkę szyny i przyciska go coraz silniej do stopki szyny, wywołując potrzebne tarcie. Urządzenie bardzo skuteczne; można je stosować w ilości dobranej odpowiednio do siły migracji; założenie łatwe, bez potrzeby ruszania toru; nie wymaga dziurawienia szyn; pracuje samoczynnie bez potrzeby nadzoru.

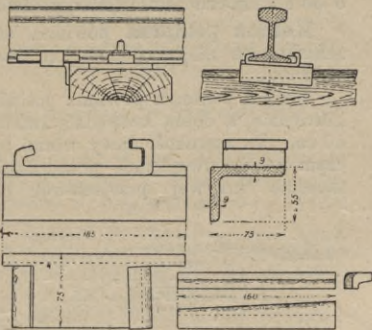


Fig. 205.

VIII. Podłoże żwirowe.

Podłoże żwirowe ma na celu stworzenie silnego i sprężystego fundamentu dla toru, ujednostajnienie i zmniejszenie ciśnień na podtorze, oraz utrzymanie toru w stanie suchym.

Materiał podłoża powinien posiadać dostateczną wytrzymałość na zginięcie, być niewrażliwy na działanie wilgoci i mrozu, posiadać należytą przepuszczalność i dawać się łatwo podbijać. Warunki te spełnia najlepiej tłuczeń (żwir tłuczony) z twardego kamienia, bo posiada znaczną wytrzymałość na ciśnienie i oporność na wpływy atmosferyczne, jest czysty, łatwo przepuszcza wodę, a ziarna jego jednakowej i odpowiedniej wielkości (3—5 cm) z szorstkimi powierzchniami i ostrymi krawędziami dają się łatwo podbijać i podbite dobrze się utrzymują. Miękkie gatunki kamienia mniej przydatne, gdyż łatwiej wietrzeją i kruszą się przy podbijaniu. Żwir rzeczny jest czysty i przeważnie niewrażliwy na wpływy atmosferyczne, lecz ziarna posiadają rozmaite wielkości, są gładkie i wyokrąglone, więc dają się trudniej podbijać. Żwir kopany, zmieszany zazwyczaj z gruboziarnistym piaskiem, jest przydatny na żwirówkę, jeśli jest czysty, bez domieszek ziemi lub gliny. W okolicach, posiadających huty, można użyć żużli, o ile są wytrzymałe i trwałe.

W braku żwiru można użyć czystego, gruboziarnistego piasku, który daje się dość dobrze podbijać, a jazda po nim jest miękka. Drobny piasek nieodpowiedni, gdyż trudno się podbija, usuwa się z pod podkładów pod wpływem wstrząśnień, łatwo wypłukuje go woda i unosi wiatr.

Grubość żwirówki pod podkładami conajmniej taka, aby ciśnienie na podtorze nie przekraczało dozwolonej granicy i nie wywoływało trwałych jego odkształceń. Przyjmując jednostajny rozkład ciśnienia, dopuszczalne obciążenie podtorza $1,0 \text{ kg/cm}^2$, długość podkładu 2,50 m i dolną jego szerokość 24 cm, otrzymamy dla obciążenia osi pojazdu 16 t, grubość żwirówki pod podkładem około 20 cm. P.P.M. polecają grubość warstwy żwirówki, mierzoną od podstawy szyn, zależnie od rodzaju żwiru, materiału podtorza i odstępów podkładów dla kolei głównych pierwszorzędnych 35—50 cm, zaś dla torów stacyjnych i dla kolei głównych drugorzędnych mniejszą, lecz nie więcej, niż o 5, względnie 8 cm. Na kolejach lokalnych normalno- i wąskotorowych ma ta grubość, mierzona od spodu podkładu, wynosić conajmniej 130 mm, a na gruntach gliniastych i nieściślych conajmniej 200 mm.

Szerokość żwirówki zależy od długości podkładów, a mianowicie krawędź jej korony wysuwamy poza końce podkładów o wymiar 15—25 cm celem ułatwienia podbicia i ochrony podtorza od przemarzania, a podkładów od pęknięcia. P. P. M. postanawiają dla kolei głównych: szerokość górnej powierzchni żwirówki winna być większa od długości podkładów na linjach pierwszorzędnych conajmniej o 50 cm, na drugorzędnych zaś conajmniej o 30 cm. Boczne stoki (skarpy) żwirówki winny mieć pochylenie 1 : 1,5.

Korona podtorza powinna otrzymać taką szerokość, aby żwirówka znalazła na niej wygodne pomieszczenie. P. P. M. postanawiają dla kolei głównych:

Korona podtorza powinna posiadać taką szerokość, aby ława między jej krawędzią, a dolną krawędzią żwirówki wynosiła z każdej strony conajmniej 40 cm. Ta szerokość ławy winna być zachowana również na łukach, przy czym należy uwzględnić przesunięcie łuku względem linii prostej dla umieszczenia krzywej przejściowej, przechyłkę i poszerzenie toru, a przy dwóch lub więcej torach również zwiększenie szerokości międzytorza.

Korona podtorza winna otrzymać obustronne spadki dla ułatwienia odpływu wody. Na linjach jednotorowych środkowa część korony podtorza winna być pozioma na długości podkładów.

Wymiary. Ustalone zgodnie z postanowieniami P. P. M. najmniejsze wymiary normalnego

przekroju poprzecznego torowiska jednotorowych kolei głównych podaje fig. 206, przy czym wymiary bez nawiasów odnoszą się do kolei pierwszorzędnych, a wymiary w nawiasach do kolei drugorzędnych.

Dla kolei lokalnych normalno- i wąskotorowych najmniejsze dozwolone wymiary przekroju poprzecznego są według P. P. M. następujące (fig. 207):

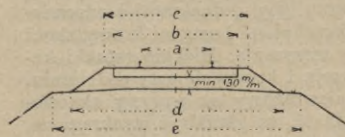


Fig. 206.

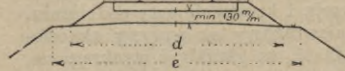


Fig. 207.

a	b	c	d	e
1435	2440	2440	3400	4300 mm
1000	1800	2100	2850	3200 mm
750	1500	1800	2550	2900 mm
600	1200	1500	2250	2600 mm

IX. Obrachowanie nawierzchni.

Dokładne wyznaczenie naprężeń w elementach nawierzchni napotyka na trudności wobec niemożności określenia wielkości sił zewnętrznych i niepewności podparcia toru sypkim materiałem żwirowym. Dlatego też wyniki teorii zgodne są tylko w przybliżeniu z rzeczywistością.

Dla obciążenia statycznego (spokojnego) podaje teoria wzory następujące.

1. Nawierzchnia podłużna.

a) Siły pionowe (podług Zimmermanna).

Dla obciążenia toru jednym ciężarem P kg otrzymujemy w punkcie odległym o x cm od punktu zaczepienia siły:

$$\text{moment zgięcia w kg/cm} \quad M = \frac{P}{4x} \mu,$$

$$\text{rzędną ugięcia w cm} \quad y = \frac{xP}{2Cb} \eta,$$

ciśnienie na żwirówkę $p \text{ kg/cm}^2 = Cy,$

przyczem
$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{Cb}{4EJ}},$$

gdzie: C — znamię podłoża, którego wielkość zależy od rodzaju żwiru i jakości podtorza. Dla gorszego żwiru i zwykłego, mało wytrzymałego gruntu $C = 3$; dla dobrego tłucznia na suchym, wytrzymałym gruncie $C = 8$; na skalistym podtorzu może dojść do 30. Według Wasiutyńskiego należy dla zwykłych warunków przyjmować $C = 3$ do 4.

b dolna szerokość podkładu w cm ,

E współczynnik sprężystości materiału nawierzchni (dla stali 2×10^6 , dla drzewa $1,2 \times 10^5$),

J moment bezwładności przekroju nawierzchni w cm^4 . (Dla nawierzchni dwudzielnej, gdzie szyna i podkład wykonane są z tego samego materiału, a ich momenty bezwładności są J_1 i J_2 , wynosi $J = J_1 + J_2$; przy różnych materiałach $EJ = E_1 J_1 + E_2 J_2$.)

η i μ wartości pomocnicze, podane w tabeli IIa dzieła Zimmermanna „Berechnung des Eisenbahnoberbaues“, przyczem $\varphi = \alpha x$. W punkcie działania ciężaru P jest $\eta = \mu = 1$.

Wpływ większej ilości ciężarów równa się algebraicznej sumie wpływów poszczególnych ciężarów.

Wygięcie poprzeczne podkładu wywołuje w górnej jego blaszce naprężenie dodatkowe

$$\sigma = \frac{6 M_1}{g^2},$$

przyczem

$$M_1 = \frac{1}{8} p_0 (b - b_1)^2.$$

We wzorach tych oznaczają: g grubość blachy podkładu w cm ; p_0 ciśnienie na żwir w punkcie działania ciężaru P ; b szerokość podkładu; b_1 szerokość stopki szyny.

b) Siły poziome. Wielkość siły poziomej podług Engessera $H = \beta P$, przyczem $\beta = 0,003 v$ ($km/godz.$). Punkt zaczepienia siły poziomej na przejściu z górnej do bocznej powierzchni główki i to tem niżej, im większa siła H .

Moment wywołany w toku nawierzchni siłą poziomą H :

$$M_2 = \frac{1}{8} \beta a H,$$

przyczem a oznacza odstęp ciężarów P (kół lokomotywy) w cm .

Do wyznaczenia nateżeń w poprzeczce służy wzór:

$$\sigma_p = \frac{H}{2F} \pm \frac{H h c}{2J_p},$$

przyczem F oznacza powierzchnię przekroju poprzeczki w cm^2 , c jej wysokość w cm , J_p moment bezwładności jej przekroju w cm^4 , zaś h odstęp punktu zaczepienia siły poziomej H od osi obojętnej przekroju poprzeczki w cm .

2. Nawierzchnia poprzeczna.

a) Siły pionowe.

a) Szyna (podług Skibińskiego).

Największy moment zgięcia dla układu, przedstawionego na fig. 208:

$$M_0 = Pa [m_0].$$

Największe ciśnienie na podkład dla układu podług fig. 209:

$$R = P[r].$$

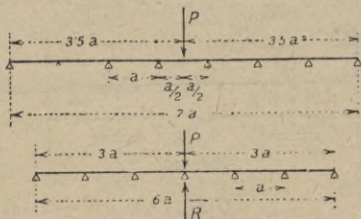


Fig. 208 i 209.

We wzorach tych $[m_0]$ i $[r]$ otrzymują następujące wartości:

Dla $\gamma =$	0	0,1	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4
$[m_0] =$	0,1708	0,1877	0,2001	0,2188	0,2331	0,2448	0,2548	0,2636	0,2715
$[r] =$	1,0000	0,8425	0,7599	0,6665	0,6113	0,5733	0,5450	0,5229	0,5050

Dla $\gamma =$	1,6	1,8	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
$[m_0] =$	0,2786	0,2851	0,2912	0,3047	0,3165	0,3271	0,3368	0,3458	0,3542
$[r] =$	0,4901	0,4774	0,4665	0,4445	0,4277	0,4142	0,4030	0,3935	0,3852

przyczem γ obliczymy z wzorów:

$$\text{dla nawierzchni na podkładach żelaznych } \gamma = \frac{6 EJ}{a^3} v,$$

$$\text{dla nawierzchni na podkładach drewnianych } \gamma = \frac{6 EJ}{a^3} (v + v').$$

We wzorach tych oznaczają: E i J współczynnik sprężystości materiału szyny i moment bezwładności jej przekroju; a odstęp osiowy podkładów w cm ; oraz

$$v = \frac{\kappa}{Cb} [\eta_e],$$

$$v' = \frac{1}{70 f},$$

przyczem $\kappa = \sqrt[4]{\frac{Cb}{4 E_1 J_1}}$ (E_1 i J_1 oznaczają współczynnik sprężystości materiału podkładu i moment bezwł. jego przekroju), C znamię podłoża, b dolną szerokość podkładu; $[\eta_e]$ wartość pomocniczą; którą wyznaczyć możemy z tabeli VI dzieła Zimmermanna „Die Berechnung des Eisenbahnoberbaues“ dla $\lambda = \kappa l$ oraz $\rho = \kappa r$ (l jest połową długości podkładu, zaś r połową szerokości toru), wreszcie f oznacza powierzchnię w cm^2 , którą podkład styka się z szyną, a więc ewentualnie powierzchnię płyty podkładowej.

β) Podkład (podług Zimmermanna).

Dla długości podkładu $2l$ i szerokości toru $2r$ otrzymujemy:

w środku podkładu: pod szyną: na końcu podkładu:

$$\text{moment zgięcia} \quad M_0 = \frac{R}{2\kappa} [\mu_0], \quad M_r = \frac{R}{2\kappa} [\mu_e], \quad M_l = 0,$$

$$\text{wglębiecie podkładu} \quad y_0 = \frac{\kappa R}{Cb} [\gamma_0], \quad y_r = \frac{\kappa R}{Cb} [\gamma_e], \quad y_l = \frac{\kappa R}{Cb} [\gamma_l],$$

$$\text{ciśnienie na żwirówkę} \quad p_0 = C y_0, \quad p_r = C y_r, \quad p_l = C y_l.$$

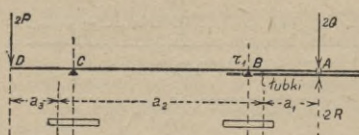


Fig. 210.

Łości pomocnicze $[\mu_0]$, $[\gamma_0]$, $[\mu_e]$, $[\gamma_e]$ i $[\gamma_l]$ odczytać możemy z tabeli VI wyżej wymienionego dzieła Zimmermanna.

γ) Łubek (podług Skibińskiego).

Dla układu podpór i obciążeń podług fig. 210 otrzymujemy nacisk łubka w punkcie A (w szparze stykowej):

$$R = \frac{Q[3(2fc + bN + 2cg) + 8a_1^2 N] - 3P(2cd - aN)}{3(bN + 2cg) + 2a_1^2 N \frac{1 + 4n}{n}}$$

W tym wzorze oznaczają:

$$n = \frac{E_1 J_1 \text{ (dla łubka)}}{E J \text{ (dla szyny)}}; \quad \gamma = \frac{v + v'}{v} [\text{obacz ustęp 2. a), } \alpha];$$

$$a = a_2 a_3; \quad b = 2 a_1 a_2; \quad c = a_2 (a_2 + 2 a_3); \quad \alpha = \frac{a_2^3}{6 E J \cdot v};$$

$$d = \varphi (a_2 + a_3) + \alpha a_3; \quad f = \varphi a_2; \quad g = a_1 (2 \varphi - \alpha);$$

$$N = 2 [f + \alpha (a_2 + 3 a_3)].$$

Wartość stycznnej podporowej (w punkcie *B*) określa się wzorem;

$$\tau_1 = \frac{a_1^2}{6 E_1 J_1} [R(1 + 4n) - 4 Qn],$$

zaś moment zgięcia łubka w punkcie *A* wzorem:

$$M_a = R \cdot \frac{a_1}{2} + \frac{E_1 J_1 \tau_1}{a_1}.$$

b) Wpływ sił poziomych na podkład może być praktycznie pominięty. Moment zgięcia szyny pod działaniem siły poziomej *H* przy odstępnie podkładów *a* w przybliżeniu:

$$M = 0,2 H a.$$

Działanie dynamiczne obciążeń na tor kolejowy objawia się wydatnem zwiększeniem obciążeń pionowych i ma swoje źródło w wzmóženem wahanu resorów, w szkodliwych ruchach lokomotywy, w działaniu wolnej siły odśrodkowej, wytworzonej przez przeciwwagę koła pędowego, w nierównomiernem wgłębieniu obydwu toków, w falistem ugięciu i w pionowych wahanach sprężystego toru. Wpływy te mogą w warunkach niekorzystnych sumować się i zwiększyć nacisk statyczny o 100—140%.

Siły poziome mogą przy wielkich chyżościach i lichym stanie toru i pojazdów osiągnąć wielkość pionowego obciążenia koła, a wyjątkowo nawet je przewyższyć. W ruchu regularnym i na starannie utrzymanym torze wynoszą 0,25—0,30 ciężaru koła.

Wielkie siły poziome wywołują osie odciążone, natomiast największe siły pionowe osie przeciążone; dlatego obydwie siły nie mogą występować równocześnie w swych największych wartościach.

Skibiński zaleca następujące postępowanie przy obliczaniu nawierzchni. Przekrój szyny przyjmować zużyty do dopuszczalnej granicy; należy wprowadzić obok normalnego obciążenia statycznego odpowiednie przeciążenie osi (dla toru dobrze utrzymanego 25%, dla toru zużytego 50% obciążenia normalnego), wreszcie uwzględnić wpływ siły poziomej, której wielkość można przyjąć mniej więcej równą wielkości przeciążenia pionowego. Uwzględniając wspólne działanie sił pionowych i poziomych, w ten sposób określonych, możemy dopuścić znacznie większe naprężenia, niż w innych konstrukcjach inżynierskich i doprowadzić naprężenie w chwili, gdy szyna z powodu zupełnego zużycia ma być z toru usunięta, prawie do granicy proporcjonalności, a więc dojść, a nawet przekroczyć 3000 kg/cm².

Podkłady z żelaza zlewne mogą być naprężone do 1600 kg/cm², zaś drewniane do 100 kg/cm².

Dopuszczalne naprężenie żwirówki i wgłębienie podkładu można przyjąć podług Engessera:

dla znamienia podłoża	<i>C</i> =	3	8	30
wgłębienie podkładu	<i>y</i> =	0,50	0,25	0,10 <i>cm</i>
naprężenie żwirówki	<i>p</i> =	1,50	2,00	3,00 kg/cm ² .

IX. Układanie toru.

1. Po wyrównaniu podtorza i po nadaniu mu przepisane go profilu następuje dokładne wytyczenie osi toru podług kierunków i wysokości. W prostych wystarcza podanie punktów kierunkowych w odstępach co 100 *m*; łuki tyczymy wraz z krzywymi przejściowymi, oznaczając ich początki i końce,

oraz punkty pośrednie w odstępach 10 lub 20 m, zależnie od wielkości promienia.

Kolki wysokościowe umieszczamy na krawędzi podtorza w odstępach co 50—100 m, oraz w punktach załomów spadku, oznaczając początki, końce i środki łuków wyokrągających.

2. Dostawa materiałów nawierzchni. Przy budowie nowej linii kolejowej urządzamy w odstępach co kilka kilometrów place składowe, na które dowozimy szyny z drobnym materiałem, podkłady i ewentualnie żwir. W ten sposób dzielimy szlak kolei na odcinki, na których układanie toru rozpocząć można równocześnie. Z placów składowych dowozimy materiały do miejsca roboty wózkami roboczymi, uruchomionymi ręcznie lub siłą koni. Jeśli budowę toru rozpoczynamy od stacji kolei istniejącej, wówczas dowozimy materiały do miejsca roboty pociągiem, popychanym lokomotywą. Sposób ten konieczny jest także wtedy, gdy brak odpowiednich dróg utrudnia lub uniemożliwia transport materiałów na place składowe. Najkorzystniej rozpocząć budowę toru od wysypania warstwy żwiru na grubość do dolnej krawędzi podkładów, jednak sposób ten możliwy jest tylko, gdy mamy dostępne źródła żwiru wzdłuż linii i możemy je bez trudności eksploatować przy pomocy taczek lub wózków, albo też gdy budujemy drugi tor obok istniejącego. W zwykłych warunkach układamy tor na koronie podtorza, poczem dopiero dowozimy żwir pociągami.

3. Układanie toru rozpoczynamy rozłożeniem podkładów w ustalonych odstępach przy pomocy łąty o długości szyny z oznaczeniem na niej odstępami osi podkładów. Na podkładach rozmieszczamy płyty podkładowe, a na nich szyny, które dowozimy wózkami, a następnie przenosimy na miejsce ułożenia ręcznie, posługując się żelaznymi kleszczami. Ułożone szyny wiążemy łubkami, ściągając każdą parę łubków dwiema skrajnymi śrubami, znaczymy na szynach kredą położenie środków podkładów, sprawdzamy podkłady na właściwe miejsce, sprawdzamy prostopadłe ułożenie styków i zakładamy w szparach stykowych blaszki lub deseczki celem ustalenia ich wielkości. Przy układaniu unikać rzucania szyn i żelaznych podkładów; łubki, płyty podkładowe i śruby oczyścić przed założeniem. Następuje przytwierdzenie szyn do podkładów najpierw w jednym toku, potem w drugim z zachowaniem dokładnej szerokości toru. Każdą szynę przytwierdza się, zaczynając od podkładów stykowych. Gwoździe wbija się w podkład młotem, śruby wkręca się kluczem. Dla śrub nawiercamy otwory świdrem o średnicy $\frac{2}{3}$ grubości śruby; dla gwoździ nawiercamy otwory tylko w podkładach twardych. Gwoźdzenie toru wymaga wprawnych robotników; wadliwie wbite gwoździe wyciąga się z podkładu drągiem żelaznym z kozią łapką.

4. Po torze, z grubsza ułożonym, dowozimy żwir i podnosimy tor do projektowanego poziomu, podważając podkłady drągami lub podnosząc szynę wraz z podkładami przy użyciu lewarków. Następuje podbicie podkładów żwirem; w ten sposób uzyskujemy ustalenie położenia toru; staranne wykonanie tej czynności jest ważne. Podnosimy tor naraz na wysokość nie większą, niż 10—15 cm dla lepszego ubicia żwiru i dla uniknięcia wyginania szyn. Podbijanie podkładów skuteczniamy podbijakami równocześnie z obu stron, wbijając żwir z boku pod podstawę podkładu. Wysokość toru sprawdza się zapomocą łąty z libelą na kołkach wysokościowych, a między niemi na oko, lub przy użyciu krzyżów. Równocześnie sprawdza się równą wysokość obu toków w prostych. Przechyłkę toru w łukach uzyskuje się przez wyższe podbicie toku zewnętrznego i sprawdza zapomocą prawidła schodkowego.

Podczas podbijania przeprowadzamy regulowanie toru do położenia zgodnego z linią wytyczoną. Następnie zakładamy na stykach resztę śrub i dokręcamy kluczem naśrubki, dobijamy gwoździe i dokręcamy śruby, oraz usuwamy wkładki ze szpar stykowych.

Po przejściu pierwszych pociągów tor osiada się i musi być powtórnie podbity i uregulowany, a następnie jeszcze raz po upływie 1—2 miesięcy. Po ostatecznym podniesieniu i uregulowaniu toru dopełnia się żwiru do górnej krawędzi podkładów i nadaje żwirówce przepisany profil.

Roboty uboczne przy układaniu toru.

1. Wykonanie zaciosów w podkładach drewnianych, jeśli szyna ma spoczywać na podkładzie wprost, lub za pośrednictwem płyt podkładowych równoległych. Zaciosy najlepiej wykonywać maszynowo na placach skladowych; na miejscu użycia wykonywa się je ręcznie przy użyciu ciesaka i prawidła, podającego odstęp i pochylenie zaciosów.

2. W łukach powinny szyny być gięte odpowiednio do wymaganej strzałki $f = \frac{l^2}{8K}$, gdy l jest długością szyny, a R promieniem łuku. Służą do tego osobne urządzenia, złożone z 3 walców, ustawionych tak, że szyna przeprowadzona między niemi, otrzymuje żadaną strzałkę. Wyginanie szyn przez obciążenie, bicie młotem, lub rzucanie jest niedopuszczalne. Nowe szyny są długie i sprężyste, więc mogą być układane bez poprzedniego gięcia, a potrzebną strzałkę osiąga się przy gwoźdzeniu, wyginając szynę przy pomocy drąga.

3. Skracanie szyn przeprowadza się na zimno przy użyciu piły. Do wiercenia dziur służy wiertarka ręczna.

4. Wyposażenie szlaku stanowią następujące znaki:

a) znaki kierunkowe, ustawiane na krawędzi podtorza w początkach i końcach łuków z podaniem promienia, długości łuku, przechyłki i poszerzenia toru;

b) znaki spadkowe w punktach załomu spadku z podaniem długości i wielkości stykających się spadków;

c) znaki odległościowe, ustawiane w odstępach co 100 m;

d) znaki wysokościowe, umieszczone na stałych punktach linii, jak np. przyczółki mostów itp.

X. Utrzymanie toru.

Tor powinien być stale i umiejętnie dozorowany, chroniony od uszkodzeń i utrzymywany w dobrym stanie. Uszkodzenia co rychlej naprawiać, a całość toru, lub jego poszczególne części wymieniać, gdy zużycie ich osiągnęło dozwoloną granicę. Stan toru zależy od stanu jego części skladowych i od jednolastego, a stałego ułożenia podkładów w podłożu.

Czynności, związane z utrzymaniem toru, są:

1. nadzór i ochrona toru; 2. naprawa toru drobna i główna; 3. odbudowa toru.

Wszystkie te roboty należy wykonywać bez przerwy ruchu i ile można bez zwalniania biegu pociągów. Przeprowadza się więc je częściami, odpowiednio do czasu między pociągami. Potrzebne materiały i narzędzia przygotować i przeprowadzić robotę według ściśle ułożonego planu. Miejsce pracy osłonić w razie potrzeby sygnałami na zatrzymanie lub na wolną jazdę pociągu.

Nadzór i ochrona toru. O stanie toru przekonać się można przez przejazd linii na lokomotywie, na platformie ostatniego wagonu, lub drezyną, albo też przez obchód pieszo. Strażnik obchodowy bada podczas obchodu stan toru i wszystko, co mogłoby zagrażać bezpieczeństwu ruchu, stara się usunąć sam, lub zagradza miejsce zagrożone sygnałami i zawiadamia sąsiednie stacje o niebezpiecznym uszkodzeniu toru. Bada gwoździe, śruby podkładowe i stykowe i ewentualnie dobija je, lub dokręca; oczyszcza łożki dla rąbka koła na przejazdach w poziomie, usuwa chwasty i poprawia żwirówkę, a w zimie zgarnia śnieg z szyn dla sprawdzenia stanu łączników.

W razie pęknięcia szyny zagradza miejsce pęknięcia sygnałami i daje znać torowemu, który przeprowadza wymianę szyny. W miarę możliwości podsuwa podkład pod pęknięcie i przybija do niego oba pęknięte końce, poczem może przepuścić pociąg z małą chyżością. Można również związać czasowo szynę pękniętą łubkami płaskimi, rozpartem szponą i klinem. Torowy dokonywa przeglądu swego odcinka codziennie. Nadzorca kolejowy (banmistrz) obchodzi przydzielony mu odcinek w okresach czasu, oznaczonych przepisami, przyczem bada stan toru, kontroluje czynności torowych i strażników, zarządza potrzebne roboty i sprawdza pomiar toru co do szerokości i wysokości, dokonany przez torowego. Pomiar toru należy przeprowadzać w odstępach czasu, określonych przepisami i dokonywują go po części strażnicy obchodowi (szerokość toru), a po części torowi (wysokość szyn).

Naprawa toru. Naprawę toru przeprowadzają na przydzielonych im odcinkach stałe partje robocze pod nadzorem torowych. Rozróżniamy naprawę drobną i główną. Naprawę drobną przeprowadza się doraźnie w miarę potrzeby, zaś główną na liniach z silnym ruchem corocznie; przy słabszym ruchu raz na 2—3 lat.

a) Do naprawy drobnej należą: przebicie gwoździ lub wkręcenie śrub w inne miejsce, gdy szerokość toru ulega pod wpływem ruchu zmianie, przekraczającej dozwolone granice; podbicie osiadłych podkładów; regulowanie kierunków toru; regulowanie szpar stykowych; równanie wysadzin; dosypywanie i oczyszczanie żwirówki; wymiana poszczególnych podkładów, szyn i łączników.

b) Do naprawy głównej zaliczamy podnoszenie i podbijanie toru na znaczniejszej długości, oraz obszerniejszą wymianę poszczególnych części składowych nawierzchni, przyczem obydwie czynności odbywają się zwykle równocześnie. Przed przystąpieniem do podnoszenia toru sprawdza się jego stan ogólny: stan żwiru, podkładów i łączników, wielkość szpar stykowych i ich wzajemne ułożenie, rozmieszczenie podkładów, szerokość toru, a na liniach dwutorowych odstęp torów. Ewentualne braki usuwa się; zanieczyszczony żwir zastępuje świeżym, zepsute podkłady wymienia itp. Pojedyncza wymiana szyn i podkładów przestaje być celowa, gdy ilość już wymieniona dosięga połowy i wówczas przystępujemy do wymiany całkowitej. Na podstawie doświadczenia ustala się pewien okres czasu, po upływie którego trzeba przeprowadzić wymianę ciągłą podkładów; niekiedy przyspieszenie tej wymiany wywołują inne okoliczności, jak np. zmiana typu podkładów przy ogólnem wzmacnianiu toru itp. Wymianę szyn przeprowadza się stopniowo przez dłuższy okres czasu, wybierając najpierw odcinki, gdzie jest najpilniejsza. Z wymianą szyn łączy się zazwyczaj wymianę podkładów. Przy podkładach miękkich, trwających stosunkowo krótko, nie trudno utrafić porę odpowiednią do równoczesnej wymiany, jednak robimy to zazwyczaj i przy podkładach dębowych, tem więcej, że usunięte zdrowe jeszcze podkłady mogą być z korzyścią użyte do wymiany pojedynczej, lub dla torów stacyjnych. Przy równoczesnej wymianie szyn i podkładów należy odnowić zupełnie żwirówkę i w ten sposób ciągła wymiana szyn pociąga za sobą zwykle całkowitą odbudowę toru.

Odbudowa toru. a) Jeśli przerwy między pociągami są dłuższe — 2 do 3 godzin — wymieniamy jednocześnie całość toru. Odkrywamy podkłady na przestrzeni około 100 m, odejmujemy łubki, wyciągamy gwoździe i śruby, zdejmujemy szyny i usuwamy podkłady. Żwirówkę wrzuszamy, usuwamy jej części nieprzydatne i resztę wyrównujemy do poziomu nieco niższego, niż poziom dolnej podstawy podkładów. Dalsza czynność, jak przy budowie nowego toru.

b) Drugi sposób polega na przygotowaniu obok toru gotowych ogniów toru, tj. par szyn, przytwierdzonych do podkładów, które układa się nad rowem w przekopie, lub nad skarpą nasypu. Można też przygotowywać te

ogniwa na torze w czasie między pociągami i przesuwac na wałkach na pomosty. Po odkryciu podkładów i po usunięciu starego toru spulchnia się, oczyszcza i uzupełnia żwirówkę, a następnie wsuwa się gotowe ogniwa i wiąże z poprzednimi. Sposób ten, gorszy od poprzedniego, nadaje się przy mniejszych odstępach czasu między pociągami.

c) Trzeci sposób, używany w przypadkach silnego ruchu, gdy oba poprzednie nie mogą być zastosowane, polega na wymianie szyn z pozostawieniem starych podkładów, które następnie wymienia się stopniowo ze żwirówką.

Praca na torze trwa cały rok. Gdy nadchodzi pora topnienia śniegu, należy ułatwić odpływ wody przez oczyszczenie rowów, podbić miejsca osiadłe, sprawdzić i ewentualnie poprawić szerokość toru, uregulować jego ułożenie w prostych i w łukach, a wreszcie przeprowadzić wymianę pojedynczą szyn, podkładów i łączników. Okres letni właściwy do przeprowadzenia naprawy ciągłej, przy której należy odkryć wszystkie podkłady, oczyścić i uzupełnić żwir, wymienić uszkodzone części nawierzchni, sprawdzić i uregulować tor i styki, podkłady podbić, zasypać żwirem i uporządkować cały przekrój poprzeczny. W razie potrzeby przeprowadza się równocześnie całkowitą wymianę podkładów, żwiru lub szyn, albo zupełną odbudowę toru. Jesienią należy tor doprowadzić do zupełnego porządku i powierzchnię żwirówki starannie wyrównać, by uniknąć zbiorników dla wody i śniegu. W zimie ogranicza się roboty na torze do potrzeb koniecznych, a więc wymienia się pęknięte, lub uszkodzone szyny i łączniki, równa się wysadziny, oczyszcza tor ze śniegu, oraz reguluje się szerokość toru.

Ochrona toru przed zawianiem. Na zawianie śniegiem narażone są odcinki trasy, leżące w wysokości terenu, korony wysokich nasypów i płytkie przekopy, jeśli wiatry mają kierunek zbliżony do prostopadłego do osi toru. Już przy projektowaniu kolei należy z uwagi na zawieje śnieżne unikać układania niwelety w wysokości terenu, lub w płytkim przekopie. Nasypy o wysokości 0,7—1,0 m nie doznają zawiania.

Urządzenia zapobiegawcze przeciw zawianiu (por. też Część I Podręcznika, str. 106):

a) Przenoszące śnieg poza tor; tu należą: podniesienie toru do potrzebnej wysokości; spłaszczenie skarp przekopu; osobne budowle, zwiększające chyżość wiatru nad torem.

Jeśli niweleta toru leży w poziomie terenu, może podniesienie jej o kilkadziesiąt *cm* wyżej okazać się tańsze, niż inne urządzenia ochronne. Spłaszczenie skarpy przekopu możliwe tylko przy bardzo płytkim przekopie i na takich gruntach. Nachylenie skarpy trzeba obierać 1 : 10. Do budowli, zwiększających chyżość wiatru nad torem, należą pochyłe dachy na skarpach przekopu pomysłu Hovie'go i piramidy Rudnickiego.

b) Zatrzymujące śnieg przed torem. Tu należą: pasy zalesione, mury, parkany lub płoty; wałki ziemne; rozszerzenie przekopów i zasłony ruchome. Pasy zalesione otrzymać powinny szerokość 12—15 m i odpowiedni rodzaj drzew (lepsze szpilkowe). Mury stosujemy wówczas, gdy mamy kamień pod ręką, zresztą stawiamy parkany ze starych podkładów, z desek między podkładami, albo płoty grodzone z łoziny. Zaleca się sadzenie krzaków koło parkanu, gdyż po paru latach wyrosną i pozwolą na usunięcie zniszczonego parkanu. Wysokość zasłony zależy od głębokości przekopu i od wielkości spodziewanych zasp, a te znowu zależą od miejscowych stosunków klimatycznych i od wielkości otwartej przestrzeni przed torem. Nad głębokim przekopem ustawiamy parkany na krawędzi przekopu; przy płytkich przekopach należy odsunąć się od tej krawędzi. Przy bardzo silnych zawiejach dobrze użyć podwójnych parkanów, z których jeden ustawiamy tuż nad przekopem, a drugi odsunięty. Wtedy wysokość parkanu może być mniejsza. W przejściach z przekopu do nasypu zachodzi obawa

zasypania wlotu do przekopu. W tych punktach dobrze jest ustawić kolisto drugi parkan (fig. 211) i przedłużyć go nieco w stronę przekopu. Potrzebną wysokość parkanu najlepiej ustalić doświadczalnie. Wałki ziemne odpowiednie tam, gdzie mamy nadmiar materiału ziemnego użyć na odkłady. Rozszerzenie przekopu stanowi dobrą ochronę przed zawianiem, sposób

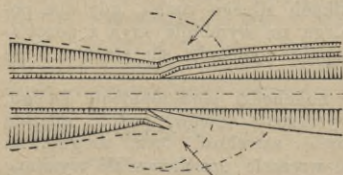


Fig. 211.

ten można jednak stosować tylko podczas budowy, gdy brakuje materiału na nasyp. Zasłony ruchome składają się z oddzielnych tablic o długości 2,5—3,0 m, a wysokości 1,5—2,0 m, zbitych z łat na podobieństwo sztachet. Ustawia się je pionowo i przywiązuje do kołów, wbitych w ziemię, albo pochyło i podpira kołem z tyłu. Nie wymagają one zakupu gruntów, gdyż wystarczy

dzierżawa na okres zimowy; są jedyne tam, gdzie z powodu zmiennego kierunku wiatrów zasłony stałe nie odpowiedziałyby celowi, a wreszcie dają się podnosić w miarę narastania zasy. Koszta utrzymania toru zależą od ustroju toru i jego stanu (nowy, czy stary), od wielkości ruchu, od rodzaju i położenia podtorza, oraz w wysokim stopniu od dobroci żwirówki. Roboty około utrzymania toru przeprowadza się ogólnie systemem dniówkowym, gdyż należyte określenie cen akordowych jest bardzo trudne wobec różnorodnych stosunków na poszczególnych przestrzeniach i wobec wpływu chwilowych warunków atmosferycznych, a nadto braku gwarancji starannego wykonania. Dla przeciętnych stosunków można określić potrzebną ilość dniówek roboczych na rok i 1 km toru wzorem

$$D = a + 30 \sqrt{n},$$

przyczem n oznacza ilość pociągów na dobę, zaś a jest liczbą, zależną od jakości podłoża i żwirówki. Waha ona od 50 do 100. Dla kolei Warszawsko-Wiedeńskiej dla toru z szyn o ciężarze 31,4 kg/m b. podaje prof. Wasiutyński wzór: $D = 200 + 40 \sqrt{n}$. — Ilość ta dla toru z szyn o ciężarze 38 kg/m b. spada o 25%, zaś dla linii dwutorowych o 20% wobec jednotorowych. Tory stacyjne wymagają zaledwie $\frac{1}{4}$ części robocizny, potrzebnej przy torach na szlaku. Wymiana ciągła podkładów wymaga 190—470, zaś wymiana szyn i podkładów 280—660 dniówek na 1 km toru.

LITERATURA.

- Krüger: Nawierzchnia dróg żelaznych. 1923.
 Skibiński: Teoria wytrzymałości nawierzchni kolejowej. 1906.
 Skibiński: O wytrzymałości toru kolejowego. 1921.
 Wasiutyński. Drogi żelazne. 1910.
 Wątorok: Nawierzchnia poprzeczna pod działaniem sił pionowych. 1908.
 Wątorok: Budowa kolei żelaznych. Tom I. 1924.
 Die Eisenbahntechnik der Gegenwart. II. Band, 2. Abschn. 1908, i III. Band, 1. Hälfte. 1901.
 Esselborn: Lehrbuch des Tiefbaues. I. Band. 1922.
 Förster: Taschenbuch für Bauingenieure. 4. Auflage. 1921.
 Handbuch der Ingenieurwissenschaften. V. Teil. II. Band. 1906.
 Röhl: Enzyklopädie des Eisenbahnwesens. 2. Auflage. 1912—1923.
 Schau: Der Eisenbahnbau. 1914 i 1919.
 Skibiński: Über Schienenstoßverbindungen. 1913.
 Skibiński: Theoretische Untersuchung der Schienenstoßverbindung. 1913.
 Zimmermann: Die Berechnung des Eisenbahnoberbaues. 1888.

Połączenia torów.

I. Rozjazdy i skrzyżowania.

A. Część teoretyczna.

Rozjazdy pozwalają na przeprowadzanie poszczególnych pojazdów i całych pociągów z jednego toru na drugi bez przerwy jazdy.

Rozróżniamy rozjazdy proste i łukowe.

Każdy rozjazd składa się z trzech części: ze zwrotnicy, z krzyżownicy i z torów łączących te dwa elementy.

Rozjazd prosty (fig. 212). Z prostego toru zasadniczego AP następuje odgałęzienie toru bocznego AQ , zwanego torem zwrotnym. Część AD zwiemy zwrotnicą; składa się ona z dwóch iglic i dwóch opornic. Opornica zewnętrzna $A'E'$ i iglica wewnętrzna $I'D''$, należące do toru zasadniczego, są zawsze proste; iglica zewnętrzna $I'D'$ i opornica wewnętrzna $A''E''$, należące do toru zwrotnego, mogą być proste albo zakrzywione. Rozpory r , łączące obie iglice i cięgłel m , prowadzący do przyrządu zwrotniczego Z , stanowią dopełnienie ustroju zwrotnicy.

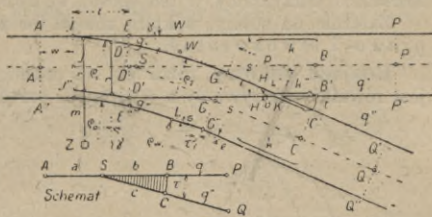


Fig. 212.

Styk opornic A , wysunięty o wymiar w przed ostrza iglic I , stanowi początek rozjazdu. Punkty D' i D'' zwiemy osadą iglicy.

W punkcie G , odległym o długość p od matematycznego punktu skrzyżowania K , przechodzi łuk toru zwrotnego w prostą skrzyżowania GQ , w której znajduje się krzyżownica $HB'C'$. Prosta skrzyżowania składa się z części przed skrzyżowaniem $G'K$, w której zawarta jest przednia prosta krzyżownicy $HK = k'$, z tylnej prostej krzyżownicy $KB' = KC' = k''$ i z prostej poza krzyżownicą $BP = q'$, względnie $CQ = q''$. Punkty P i Q stanowią zakończenie rozjazdu. Obustronne kierownice k zabezpieczają pociąg od wykolejenia podczas przejazdu przez krzyżownicę. Przecięcie się przedłużonej prostej osi toru zwrotnego z osią toru zasadniczego nazywamy środkiem rozjazdu S .

Kąt τ , zawarty między prostymi osiami obydwu torów, nazywamy kątem skrzyżowania rozjazdu i podajemy go albo w stopniach, albo też jako stosunek skrzyżowania, pisząc styczną tego kąta w postaci ułamka właściwego lub dziesiętnego.

Kąt skrzyżowania τ , promień łuku toru zwrotnego ρ i przednia prosta skrzyżowania p pozostają we wzajemnej zależności, a mianowicie wartość promienia ρ rośnie ze zmniejszaniem się kąta τ i zmianie p . Długość prostej p wynosi zazwyczaj 2,5–3,0 m; w nowszych rozjazdach z większymi kątami skrzyżowania spada prawie do wartości k' (zazwyczaj nie poniżej 1 m).

Wielkość promienia łuku toru zwrotnego obierać należy odpowiednio do typu kolei i do ważności rozjazdu. Rozjazdy kolei głównych, po których przejeżdżają całe pociągi, nie powinny otrzymywać promieni mniejszych niż 180 m. Rozjazdy wjazdowe i wyjazdowe w torach głównych, po których jazda odbywa się po torze zwrotnym, otrzymywać powinny większe promienie — 300 do 500 m — jeżeli nie chcemy zmniejszać chyżości jazdy. Wogóle należy układy torów stacyjnych tak projektować, by szybkie pociągi nie przejeżdżały po torach zwrotnych rozjazdów. Rozjazdy na torach bocznych, po których nie jeżdżą całe pociągi, mogą otrzymać promienie do

140 m, a na rozjazdach, przejeżdżanych przez same lokomotywy o rozstawie osi najwyżej 4,5 m (lokomotywy stacyjne), może ten promień spaść do 100 m. Rozjazdy kolei podrzędnych i wąskotorowych otrzymują promienie odpowiednio mniejsze.

Stosunek skrzyżowania rozjazdów kolei głównych 1:8 do 1:12 (kąty skrzyżowania $4^{\circ} 34' 20''$ do $7^{\circ} 7' 30''$). Najeczęściej 1:9 i 1:10. Według P.P.M. powinny rozjazdy kolei głównych, po których przechodzą zorganizowane pociągi po torze zwrotnym, otrzymać stosunek skrzyżowania nie większy niż 1:10 ($\tau = 5^{\circ} 42' 38''$). Na kolejach lokalnych dochodzi ten stosunek do 1:6 ($\tau = 9^{\circ} 28'$), a na wąskotorowych jeszcze wyżej.

Na planach stacyjnych oznaczamy tory i rozjazdy liniami osiowymi. W takim przedstawieniu będzie rozjazd zupełnie określony, jeśli podamy jego początek, środek i koniec, oraz koniec krzyżownicy i wielkość kąta skrzyżowania. Otrzymamy w ten sposób schemat rozjazdu prostego (fig. 212).

Zależnie od strony, w którą zbacza tor zwrotny, rozróżniamy rozjazdy prawo- i lewozwrótne.

Rozjazd łukowy różni się od prostego tylko tem, że tor zasadniczy jest również zakrzywiony z wyjątkiem partji zwrotnicy AD , która pozostaje

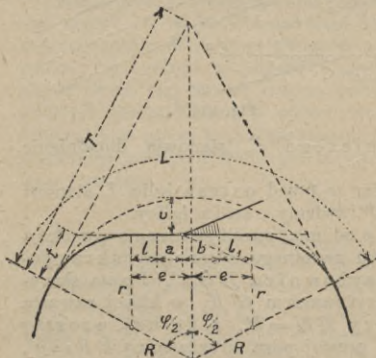


Fig. 213.

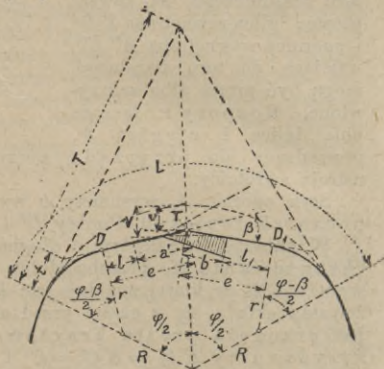


Fig. 214.

niezmieniona, i prostej skrzyżowania, która znajdować się musi i w torze zasadniczym.

Jeśli krzywizny obu torów są zgodnie skierowane, otrzymujemy rozjazd łukowy jednostronny (fig. 217); w przypadku krzywizn odwrotnych powstaje rozjazd łukowy dwustronny (fig. 218). Szczególny przypadek rozjazdu łukowego dwustronnego stanowi rozjazd symetryczny (fig. 219), w którym wszystkie elementy rozjazdu są symetrycznie ułożone względem przedłużonej osi toru prostego, poprzedzającego rozjazd. Rozjazd taki można zrobić tylko przy użyciu zwrotnicy z prostymi iglicami i opornicami. Rozjazdy z zakrzywionymi iglicami, w których promień obu torów są jednakowe, zwane powszechnie symetrycznymi, nie są nimi w ścisłym tego słowa znaczeniu.

Rozjazdy łukowe znajdują zastosowanie przy drogach zwrotniczych i przy połączeniach torów łukowych.

Odgaślenie z toru łukowego przy zastosowaniu rozjazdu prostego: w tor łukowy wkłada się prostą i łączy ją z nim zapomocą łuków o mniejszym promieniu (fig. 213). Długość jej wynosi: $2e = a + b + l + l_1$.

Długość l_1 bieramy zazwyczaj równą wymiarowi q' danego rozjazdu, chociaż może być ona mniejszą, a nawet równą zero. Długość prostej l według N.Z. ma wynosić conajmniej 6 m, jeśli odgaślenie następuje w odwrotną stronę; przy odgaśleniu w tę samą stronę zaleca się włączenie

prostej 6 m dłuższej, jeśli promień łuku poprzedzającego rozjazd wynosi mniej niż 500 m. Z rysunku (fig. 213) otrzymujemy:

$$\sin \frac{\varphi}{2} = \frac{e}{R-r}; \quad v = e \operatorname{tang} \frac{\varphi}{4}; \quad t = r \operatorname{tang} \frac{\varphi}{4}; \quad T = R \operatorname{tang} \frac{\varphi}{2};$$

$$L = R \operatorname{arc} \varphi.$$

Zastosowanie rozjazdu prostego wymaga zazwyczaj dość znacznego przesunięcia osi toru v , niezawsze możliwego, a przerwa w ciągłości krzywizny powoduje zaburzenia w jeździe. Przy promieniach $R < 700$ m wypadają promienie łuków r zbyt małe.

Korzystniejszy jest rozjazd łukowy, którego włożenie wymaga ułożenia dwóch prostych, zawierających kąt $180 - \beta$, i połączenia ich obustronnego łukami o mniejszych promieniach (fig. 214). Długości prostych l i l_1 j. w.; rachunek jednak upraszcza się znacznie, jeśli przyjmiemy $DT = TD_1$, czyli $e = l + a' = b + l_1$.

Wtedy:

$$\sin \frac{\varphi}{2} = \frac{e \cos \frac{\beta}{2} - r \sin \frac{\beta}{2}}{R-r}; \quad v = R - r \cos \frac{\beta}{2} - (R-r) \cos \frac{\varphi}{2} - e \sin \frac{\beta}{2};$$

$$t = r \operatorname{tang} \frac{\varphi - \beta}{4}; \quad T = R \operatorname{tang} \frac{\varphi}{2}; \quad L = R \operatorname{arc} \varphi.$$

Ilość v określa odstęp wierzchołka T łuku toru zasadniczego rozjazdu od łuku pierwotnego. Faktyczna wielkość przesunięcia toru:

$$V = v + r_0 \operatorname{tang} \frac{\beta}{2} \operatorname{tang} \frac{\beta}{4},$$

przyczem r_0 jest promieniem łuku toru zasadniczego rozjazdu. W trudnych przypadkach można uzyskać zwiększenie kąta nachylenia prostych DT i TD_1 przez zwrócenie toru zasadniczego rozjazdu w kierunku na odgałęzienie. Wówczas kąt ten wyniesie τ przy zastosowaniu rozjazdu prostego, a $\tau \pm \beta$ przy rozjeździe łukowym jedno-względnie dwustronnym. Przesunięty tor główny otrzyma na długości rozjazdu łuk o małym promieniu łuku toru zwrotnego. Zupełną ciągłość łuku toru głównego w obrębie rozjazdu osiągniemy, przeprowadzając łuk przez zwrotnicę i krzyżownicę, które w tym wypadku otrzymują odmienne ukształtowanie. Sposób ten zastosowano w nowszych czasach na kolejach pruskich przy użyciu iglic sprężystych i krzyżownic z zakrzywioną krawędzią toru zasadniczego. Dla stosunku skrzyżowania 1:10 wykonano odgałęzienia dla promienia toru zasadniczego 500, 750 i 1000 m z krzywiznami toru zwrotnego 170, 190 i 250 m. Podobnie wykonano takie odgałęzienia dla stosunku skrzyżowania 1:14 przy promieniach 500 i 750 m w torze zasadniczym oraz 250 i 300 m w torze zwrotnym.

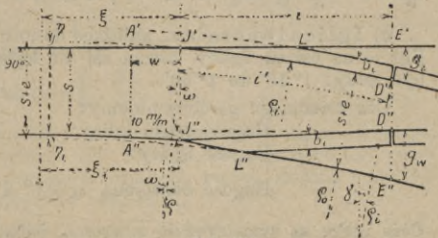


Fig. 215.

Obliczenie rozjazdów. 1. Zwrotnica. Rozróżniamy trzy rodzaje zwrotnic:

a) Iglica i opornica, należące do toru zwrotnego, są zakrzywione (fig. 215). Koniec iglicy nie przebiega stycznie do opornicy, bo wypadłby zbyt słaby i wymagałby zbyt długiej obróbki. Kąt ω obieramy w granicach od $0^\circ 30'$ do $0^\circ 50'$. Na wymiar g_2 składa się szerokość żłobka

między iglicą i opornicą i szerokość główki iglicy. Praktycznie najmniejsze wymiary żłobka wynoszą: dla kolei normalnotorowych 52 mm; dla szerokości toru 1,0 m do 44 mm; dla szerokości toru 0,75 m do 42 mm. Wymiar g_z wynosi 108—125 mm dla kolei normalnotorowych, a 75—90 mm dla wąskotorowych.

Zw. obiera się g_z , ω i ρ_i , a oblicza kąt γ na osadzie i długość rzutu iglicy i z wzorów

$$\cos \gamma = \cos \omega - \frac{g_z}{\rho_i}; \quad i = 2 \rho_i \cos \frac{\gamma + \omega}{2} \sin \frac{\gamma - \omega}{2}.$$

Rzeczywista długość iglicy: $i' = \rho_i \operatorname{arc}(\gamma - \omega)$.

Znalezioną wartość dla i zaokrąglimy i wyrachujemy zmienione g_z z wzoru

$$g_z = 2 \rho_i \sin \frac{\gamma + \omega}{2} \sin \frac{\gamma - \omega}{2}.$$

Celem otrzymania krótkiej iglicy i wielkiego kąta γ obieramy małe wartości promienia ρ_i . Dla kolei głównych 180—300 m; dla lokalnych normalnotorowych 100—200 m, dla szerokości toru 1,0 m od 60 do 100 m; dla szerokości toru 0,75 m od 40 do 70 m; dla tramwajów 12—50 m. Na kolejach głównych długość iglicy 4,6—6,0 m; na lokalnych i podrzędnych schodzi do 3,0 m i niżej. Kąt γ otrzymuje wartość 1° 40' do 2° 15'.

Dla obliczenia długości obrobienia iglicy potrzebne są długości:

$$\xi = \rho_i \sin \omega; \quad \eta = \frac{\xi^2}{2 \rho_i}.$$

Długość obróbki iglicy $I'L = \sqrt{2 \rho_i (b_i + \eta)} - \xi$.

Położenie iglicy prostej w torze zasadniczym i zakrzywionej opornicy wewnętrznej zależy od poszerzenia w łuku toru zwrotnego rozjazdu, które wynosi zw. 12—25 mm zależnie od wielkości promienia. Na zwrotnicy z iglicą zakrzywioną należy to poszerzenie zachować, jednak na ostrzu iglicy, gdzie tor jest już prosty, nie może ono przekroczyć 10 mm. Wobec tego opornica wewnętrzna ma przebieg nieregularny (fig. 215). Między punktami E'' i L'' wygięta jest w łuk o promieniu $\rho_0 = \rho_i - s - e$ (gdzie e = wielkość poszerzenia); na partji zetknięcia z obrobioną iglicą $L''I''$ będzie prosta, ułożona tak, by w punkcie I'' poszerzenie toru nie przekraczało 10 mm. Od punktu I'' wstecz zagubimy to poszerzenie na długości jednej szyny, zaś wprzód na długości iglicy prostej. Z figury 215 otrzymujemy:

$$\eta_1 = e - \eta; \quad \xi_1 = \xi; \quad I''L'' = \sqrt{2 \rho_0 (b_i - \eta_1)} - \xi_1; \quad g_w = g_z + \frac{s + e}{\cos \gamma} - s.$$

b) Iglica i opornica, należące do toru zwrotnego, są proste (fig. 216). Kąt ω na ostrzu iglicy równa się tu kątowi γ na osadzie i dlatego musi być mały: 1° 10' do 1° 50'.

Dla ustalonego g_z otrzymujemy:

$$\text{długość rzutu iglicy:} \quad i = g_z \cotang \gamma,$$

$$\text{długość iglicy:} \quad i' = g_z \operatorname{cosec} \gamma,$$

$$\text{długość obrobioną iglicy:} \quad I'L = \frac{b_i}{g_z} i'.$$

Obie iglice są symetrycznie odwrotne, jednakowej długości.

Wobec prostych iglic jest poszerzenie toru zbyt duże, jednak celem ułatwienia przejścia do łuku toru zwrotnego rozjazdu wprowadzamy na zwrotnicy poszerzenie, nie przekraczające 10 mm. O wymiar e tegoż przesuwamy wewnętrzną opornicę wraz z iglicą toru zasadniczego, otrzymując: $g_w = g_z + e$. Poszerzenie e zagubimy wprzód i wstecz na długości jednej szyny.

c) Iglica zewnętrzna częścią prosta, częścią zakrzywiona. Prosta wykonujemy obrobioną część iglicy celem ułatwienia obróbki, resztę

długości zakrzywiamy łukiem, który z powodu krótkości może otrzymać promień mniejsze, niż podane pod a). Zastosowanie takich zwrotnic ograniczone, bo załom przy I' silniejszy, a γ mniejszy, niż przy iglicach zakrzywionych.

2. Rozjazd prosty (fig. 212). W kolanie krzyżownicy wykonywamy najmniejszą dopuszczalną szerokość żłobka r , aby możliwie skrócić przerwę toku między kolanem, a ostrzem dzioba. Stosowane wymiary żłobka v są: na kolejach normalnotorowych 46 mm; na kolejach o szerokości toru 1,0 m — 39 mm; przy szerokości toru 0,75 m — 37 mm.



Fig. 216.

Wymiary krzyżownicy lanej: $k' = v \cotang \tau + (0,20 - 0,35 m)$,

$$k'' \geq (b + b') \cotang \tau,$$

przyczem b oznacza szerokość główki, b' szerokość stopki szyn.

Dla znaku mniejszości zajdzie potrzeba ścięcia stopek szyn, przytykających do końca dzioba.

Z rzutu linii $D'G'K$ na kierunek prostopadły do osi toru zasadniczego otrzymamy:

$$s - g_z = \rho_z (\cos \gamma - \cos \tau) + p \sin \tau.$$

Zazwyczaj przyjmujemy ρ_z i p , a obliczamy τ . Podstawiając: $\tan \varphi = \frac{\rho_z}{p}$,

otrzymamy: $\sin(\varphi - \tau) = \frac{\rho_z \cos \gamma - (s - g_z)}{p} \cos \varphi$.

Po zaokrągleniu kąta τ względnie stosunku skrzyżowania obliczymy zmienne p z wzoru:

$$p = \frac{(s - g_z) - 2 \rho_z \sin \frac{\tau + \gamma}{2} \sin \frac{\tau - \gamma}{2}}{\sin \tau}.$$

Tok wewnętrzny toru zwrotnego urobimy najłatwiej, stosując stałe poszerzenie toru e . Promień zakrzywienia tego toku wynosi wówczas: $\rho_w = \rho_z - s - e$. Ponieważ w punkcie G'' powinna być dochowana normalna szerokość toru s , tok wewnętrzny otrzyma w tym punkcie załom i przejdzie wstecz stycznie do położenia poszerzonego. Długość tej stycznej w przybliżeniu:

$$LG'' = \sqrt{2} \rho_w e$$

a kąt odchylenia od prostej skrzyżowania:

$$\tan \sigma = \sqrt{\frac{2e}{\rho_w}}.$$

Jeśli poszerzenie toru w zwrotnicy jest mniejsze, niż w torze zwrotnym rozjazdu, wówczas przejście z punktu E'' do toku wewnętrznego toru zwrotnego skutecznym podobnie zapomocą stycznej, której długość i kąt odchylenia wyznaczymy dla różnicy obu poszerzeń.

Długości toków: $D'H = \rho_z \arccos(\tau - \gamma) + p - k'$.

$$D''H = L_0 = 2 \rho_z \cos \frac{\tau + \gamma}{2} \sin \frac{\tau - \gamma}{2} + p \cos \tau - k'.$$

$$E''G'' = \rho_w \arccos(\tau - \gamma - \sigma) - (s + e) \tan \gamma + LG''.$$

Wymiary schematu (fig. 212): $a = w + i + L_0 + k' - \frac{s}{2} \cotang \frac{\tau}{2}$

$$b = c = \frac{s}{2} \cotang \frac{\tau}{2} + k''.$$

Iglice zakrzywione zapewniają łagodny wjazd na zwrotnicę wobec małego kąta ω ; posiadają większy kąt γ na osadzie, umożliwiając zwiększenie kąta skrzyżowania τ , a więc skrócenie rozjazdu, albo zwiększenie promienia krzywizny toru zwrotnego; ułatwiają konstrukcję skupień i rozjazdów angielskich. Iglice proste są łatwiejsze w wykonaniu, więc tańsze; symetryczność obu iglic pozwala na stosowanie tych samych iglic dla rozjazdów prawo- i lewozrotnych; łatwe jest ułożenie prostej opornicy wewnętrznej. Zatem zwrotnice z prostymi iglicami stosujemy dla takich rozjazdów, przez które albo całe pociągi nie przechodzą, albo jadą z niewielką chyżością, więc na kolejach podrzędnych lub na bocznych torach kolei



Fig. 217.

głównych; natomiast ważniejsze rozjazdy kolei głównych i rozjazdy angielskie otrzymują zwrotnice z iglicami zakrzywionymi.

3. Rozjazd łukowy jednostronny (fig. 217). Dla danej zwrotnicy, kąta skrzyżowania τ i znanej lub obranej długości toku $D''H = L_0$ otrzymamy dla toru zasadniczego równanie

$$L_0 = \left(r - \frac{s}{2}\right) \text{arc } \beta + p' - k'.$$

Z trzech ilości niewiadomych — r, β i p' — obierzemy dwie i obliczymy trzecią.

Zw. obierzemy promień r i długość prostej p' (podług tych samych zasad, co długość prostej p w rozjeździe prostym), a obrachujemy kąt β z wzoru

$$\text{arc } \beta = \frac{L_0 - p' + k'}{r - \frac{s}{2}}.$$

Gdyby kąt β był dany warunkami zadania, obrachujemy promień r , otrzymaną wartość zaokrąglamy na mniejszą liczbę i obliczymy zmienne p' .

W celu wyznaczenia niewiadomych p_2 i p'' w torze zwrotnym wykonamy rzut linii $D'G'_2 K G_1'' D''$ na kierunku $E'E''$ i na kierunku prostopadły do $E'E''$; z otrzymanych w ten sposób dwóch równań wyznaczmy obie niewiadome

$$p_2 = \frac{2\left(r - \frac{s}{2}\right) \sin\left(\tau + \frac{\beta}{2}\right) \sin \frac{\beta}{2} - (s - g_2) \cos(\tau + \beta) + p' \sin \tau}{2 \sin^2\left(\frac{\tau + \beta - \gamma}{2}\right)}$$

$$p'' = \frac{(s - g_2) \cos \frac{\tau + \beta + \gamma}{2} - 2\left(r - \frac{s}{2}\right) \sin \frac{\tau + \gamma}{2} \sin \frac{\beta}{2} - p' \sin \frac{\tau - \beta + \gamma}{2}}{\sin \frac{\tau + \beta - \gamma}{2}}$$

Tablica 1. Rozjazdy proste.

L. p.	Szerokość toru	Stosunek skrzyżowania	Kąt skrzyżowania τ	g_z	ω	γ	i	ρ_i	ρ_z	p	L_0	a	$b = c$
1	*	1 : 15	3° 48' 51"	—	—	—	—	—	600	1,700	—	20,200	27,900
2		1 : 13	4° 23' 55"	—	—	—	—	—	500	1,700	—	11,500	22,800
3	z	1 : 12	4° 45' 49"	—	—	—	—	—	400	—	—	11,500	20,000
4	l z	1 : 11	5° 11' 40"	0,119	40'	1° 57' 45"	5,2	230	300	2,871	18,896	9,429	17,678
5	z l o z	1 : 10	5° 42' 38"	0,119	40'	1° 57' 45"	5,2	230	240	2,670	17,519	9,433	16,076
6	o z	—	6°	0,118	43' 47"	2° 8' 48"	4,7	190	200,7	3,429	16,121	8,180	15,141
7	z	1 : 9	6° 20' 25"	0,124	40'	2° 10' 30"	5,0	190	190	2,588	15,593	8,689	14,475
8	z	1 : 8	7° 7' 30"	0,120	40'	2° 23' 10"	4,5	150	150	2,312	13,954	7,929	12,875
9	1000	1 : 8	7° 7' 30"	0,100	= γ	1° 30' 27"	3,8	∞	105	1,012	10,626	7,334	9,111
10	1000	1 : 7	8° 7' 48"	0,100	= γ	1° 30' 27"	3,8	∞	80	0,874	9,480	7,139	7,981
11	750	1 : 7	8° 7' 48"	0,090	= γ	1° 43' 6"	3,0	∞	50	1,272	6,236	4,855	6,222
12	750	1 : 6	9° 27' 44"	0,090	= γ	1° 43' 6"	3,0	∞	40	0,814	5,629	4,948	5,341

Tablica 2. Rozjazdy łukowe.

L. p.	Szerokość toru	Stosunek skrzyżowania	γ	β	ρ_z	p'	p''	a'	b	a''	c
a) j e d n o s t r o n n e.											
1	1435	1:11	800	1° 12' 15"	218,840	3,0	2,883	13,881	13,241	10,274	16,843
2	1435	1:10	800	1° 5' 53"	185,193	3,0	2,724	13,166	12,856	10,046	15,475
3	1435	1:10	600	1° 27' 53"	172,095	3,0	2,735	13,169	12,359	10,208	15,316
4	1435	1:10	400	2° 11' 54"	150,736	3,0	2,755	13,174	12,364	10,490	15,042
5	1000	1:8	300	1° 57' 50"	78,130	1,0	0,989	9,242	7,222	7,756	8,704
6	1000	1:8	150	3° 56' 4"	62,224	1,0	0,974	9,252	7,232	8,035	8,441
7	750	1:8	200	2° 6' 14"	54,333	0,64	0,829	6,972	5,392	5,649	6,712
8	750	1:8	100	4° 12' 56"	43,221	0,64	0,774	6,980	5,400	5,906	6,467
b) d w u s t r o n n e.											
1	1435	1:10	800	1° 5' 46"	340,985	3,0	2,571	13,153	12,343	8,535	16,964
2	1435	kat 6°	600	1° 19' 23"	298,963	3,0	3,703	11,928	11,377	7,103	16,206
3	1435	1:9	400	2° 8' 54"	323,111	3,0	2,029	12,800	12,021	9,093	15,733
4	1435	1:8	400	1° 39' 59"	236,686	3,0	1,999	10,617	10,167	7,080	13,708
5	1000	1:8	300	1° 57' 27"	160,210	1,0	1,052	9,225	7,205	6,596	9,838
6	1000	1:8	150	3° 54' 30"	338,263	1,0	1,175	9,218	7,198	4,982	11,442
7	750	1:8	200	2° 5' 46"	118,565	0,64	1,134	6,959	5,378	4,515	7,826
8	750	1:8	150	4° 11' 3"	146,923	0,64	1,278	6,957	5,376	4,117	8,221

$$p = \frac{\frac{s-g}{2} \arccos \frac{\tau-\gamma}{2} - 2(L_0 + k') \sin \frac{\tau+\gamma}{4} \sin \frac{\tau-\gamma}{4}}{\arccos \frac{\tau-\gamma}{2} \sin \frac{\tau}{2} - 2 \sin \frac{\tau+\gamma}{4} \sin \frac{\tau-\gamma}{4}}$$

Po zaokrągleniu promienia $r = r_z - \frac{s}{2}$ na mniejszą wartość r' , otrzymamy przy D' i D'' proste

$$\Delta = (r - r') \operatorname{tang} \frac{\tau - \gamma}{4}.$$

Dla długości toków wzory, jak przy rozjeździe łukowym dwustronnym. Wymiary schematu (fig. 219):

$$a = w + i + 2r_z \cos \frac{\tau + \gamma}{4} \sin \frac{\tau - \gamma}{4} + p \cos \frac{\tau}{2} - \frac{s}{2} \operatorname{cosec} \frac{\tau}{2},$$

$$b = c = \frac{s}{2} \operatorname{cotang} \frac{\tau}{2} + k''.$$

Tablice 1 i 2 zawierają ważniejsze wymiary niektórych rozjazdów prostych i łukowych dla toru normalnego i wąskiego.

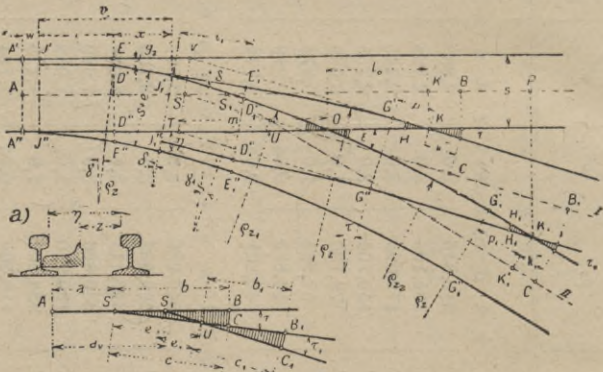


Fig. 220.

Skupienie rozjazdów. Mając z toru prostego, jako zasadniczego, wykonać dwa odgałęzienia, uzyskamy bardzo znaczne skrócenie układu, jeżeli włożymy jeden rozjazd w drugi. Układ taki nazywamy skupieniem rozjazdów. Jeśli obydwie odgałęzienia skierowane są w tę samą stronę, powstaje skupienie jednostronne, gdy w strony przeciwne — dwustronne.

1. Skupienie rozjazdów jednostronne: albo obydwie rozjazdy są jeden za drugim włożone w tor zasadniczy (sposób używany rzadko), albo drugi rozjazd jest włożony w tor zwrotny pierwszego (fig. 220). W obu przypadkach zachodzi skrzyżowanie zewnętrznego toku toru zwrotnego II rozjazdu z prostym tokiem toru zasadniczego pod kątem ϵ , większym od kąta τ . W punkcie skrzyżowania O zw. nie wkładamy prostej, lecz przeprowadzamy łuk przez tę krzyżownicę, którą dla odróżnienia od krzyżownicy K i K_1 nazywamy wewnętrzną. Pominięcie tej prostej jest możliwe, bo nie ułatwia ona przejazdu przez krzyżownicę, a odchylenie prostych toków krzyżownicy od łuku jest tak małe, że nieuniknione błędy ułożenia skupienia są większe; natomiast ułożenie takiej prostej powoduje znaczne zmniejszenie promieni łuków w drugim rozjeździe, położonych przed i poza krzyżownicą O , a więc

utrudnia, a nawet uniemożliwia urobienie skupienia. Zw. stosujemy jednako-
kowe rozjazdy proste, rzadko dwa różne.

Omówimy tu tylko sposób drugi. Celem pomieszczenia zwrotnicy II roz-
jazdu w torze zwrotnym rozjazdu I trzeba w ten tor włożyć prostą o dłu-
gości równej conajmniej długości iglicy II rozjazdu i wskutek tego zastosować
do łuków położonych przed i poza tą iglicą promień ρ_z mniejszy, niż w roz-
jeździe normalnym. Dopuszczalnie najmniejszy odstęp rozjazdów v (fig. 220)
określa warunek, aby iglica $I_1'' D_1''$ miała dostateczne miejsce na przesunięcie
ostrza. Wymiar η określa fig. 220 a.

Położenie II rozjazdu będzie ustalone, jeśli wyznaczymy kąt δ w punkcie
 I_1' . Poprowadźmy z I_1'' łuk równoległy do łuku $I_1' D'$ (fig. 220), to odstęp
tych łuków wynosi $(s + e)$, jeśli e oznacza poszerzenie na końcu iglicy
 $I_1' D_1''$. Z rzutu tego łuku na prostopadłą do toru zasadniczego

$$(\rho_z - s - e) (\cos \gamma - \cos \delta) = \eta - (g_z + e)$$

$$\text{otrzymamy} \quad \cos \delta = \cos \gamma - \frac{\eta - (g_z + e)}{\rho_z - s - e}$$

$$x = \rho_z (\sin \delta - \sin \gamma), \quad v = i + x.$$

Dla obranego ρ_z i dla prostej $I_1' E_1' = i_1$ obliczymy długość prostej p
z rzutu linii $D' I_1' E_1' G' K$ na prostopadłą do toru zasadniczego i otrzymamy

$$p = \frac{s - g_z - 2 \rho_z \sin \frac{\tau + \gamma}{2} \sin \frac{\tau - \gamma}{2} - i_1 \sin \delta}{\sin \tau}$$

Gdyby prosta p wypadła zbyt krótka, uzyskamy zwiększenie jej przez
zmniejszenie promienia ρ_z do wartości ρ_z' na przestrzeni między punktami
 E_1' i G' . Długość zmienioną prostej p obliczymy z wzoru

$$p' = \frac{(s - g_z) - 2 \rho_z \sin \frac{\delta + \gamma}{2} \sin \frac{\delta - \gamma}{2} - 2 \rho_z' \sin \frac{\tau + \delta}{2} \sin \frac{\tau - \delta}{2} - i_1 \sin \delta}{\sin \tau}$$

Dla wyznaczenia kąta ε krzyżownicy wewnętrznej O obierzemy mały
promień ρ_{z1} i z rzutu wieloboku $E_1' G' K O D_1' E_1'$ na kierunek prostopadły
do toru zasadniczego otrzymamy

$$\cos \varepsilon = \frac{g_z \cos \delta - 2 \rho_z \sin \frac{\tau + \delta}{2} \sin \frac{\tau - \delta}{2} - p \sin \tau}{\rho_{z1}} + \cos(\delta + \gamma_1),$$

zaś z rzutu tego samego wieloboku na kierunek toru zasadniczego

$$l_0 = 2 \rho_z \cos \frac{\tau + \delta}{2} \sin \frac{\tau - \delta}{2} - \\ - 2 \rho_{z1} \cos \frac{\varepsilon + \delta + \gamma_1}{2} \sin \frac{\varepsilon - \delta - \gamma_1}{2} + p \cos \tau + g_z \sin \delta.$$

Dla łuku $O G_1'$ obierzemy promień ρ_{z2} zazwyczaj równy promieniowi ρ_{z1}
i obrachujemy długość prostej p_1 .

Z rysunku widzimy, że prosta TK (punkt T jest punktem przecięcia
się przedłużonej prostej $G'' K_1$ z tokiem $D'' K$) równa się prostej

$$VK = \frac{s}{\sin \tau}; \quad \text{więc } m = \frac{s}{\sin \tau} - l_0.$$

Z rzutu linii $T O G_1' K_1$ na kierunek prostopadły do TK_1 wynika:

$$p_1 = \frac{m \sin \tau - 2 \rho_{z2} \sin \frac{\tau_1 - \tau + \varepsilon}{2} \sin \frac{\tau_1 + \tau - \varepsilon}{2}}{\sin \tau_1}.$$

Jeśli kąt ε dany, obliczyć należy ρ_{z1} z wzoru

$$\rho_{z1} = \frac{2 \rho_z \sin \frac{\tau + \delta}{2} \sin \frac{\tau - \delta}{2} + p \sin \tau - g_z \cos \delta}{2 \sin \frac{\varepsilon + \delta + \gamma_1}{2} \sin \frac{\varepsilon - \delta - \gamma_1}{2}}$$

Wymiary schematu (fig. 220):

$$a = (w + i) + 2 \rho_z \cos \frac{\tau + \gamma}{2} \sin \frac{\tau - \gamma}{2} + i_1 \cos \delta + p \cos \tau - \frac{s}{2} \cotang \frac{\tau}{2}$$

$$b = c = \frac{s}{2} \cotang \frac{\tau}{2} + k''; \quad a_v = a + e \frac{\sin \tau_1}{\sin (\tau + \tau_1)}$$

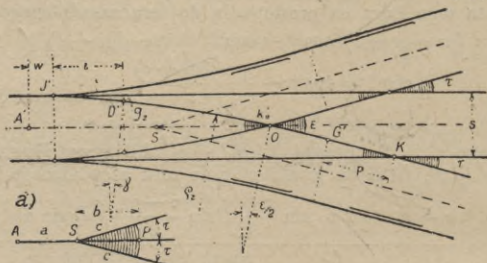


Fig. 221.

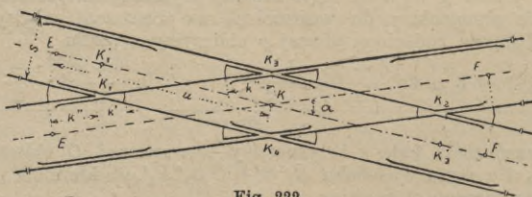


Fig. 222.

$$b_1 = c_1 = \frac{s}{2} \cotang \frac{\tau_1}{2} + k_1''; \quad e = K_1 T - \frac{s}{2} \left[\cotang \frac{\tau_1}{2} - \tang \frac{\tau}{2} \right],$$

przyczem
$$K_1 T = \frac{m \cdot \sin (\tau + \tau_1) + 2 \rho_{z2} \sin^2 \left(\frac{\tau + \tau_1 - \varepsilon}{2} \right)}{\sin \tau_1}$$

$$e_1 = e \frac{\sin \tau}{\sin (\tau + \tau_1)}$$

2. Skupienie dwustronne. Dla najmniejszego odstępów rozjazdów wyznaczmy η podług fig. 220 a, poczem z równania

$$\rho_z (\cos \gamma - \cos \delta) = \eta - g_z$$

obliczymy $\cos \delta = \cos \gamma - \frac{\eta - g_z}{\rho_z}$; $\xi = \rho_z (\sin \delta - \sin \gamma)$; $v = i + \xi$.

3. Rozjazd podwójny (fig. 221): szczególny przypadek skupienia dwustronnego, w którym obydwie zwrotnice złożone są razem. Do opornic przytkają po dwie iglice, którym ze względów konstr. dajemy różne długości. Do takiego układu dobieramy jednakowe rozjazdy i otrzymujemy zupełną symetrię względem osi toru zasadniczego.

Z rzutu łuku $D'O$ na prostopadłą do osi symetrii otrzymujemy:

$$\cos \frac{\varepsilon}{2} = \cos \gamma - \frac{s - 2g_z}{2\rho_x}; \quad AO = w + i + \rho_x \left(\sin \frac{\varepsilon}{2} - \sin \gamma \right).$$

Schemat przedstawia dwa rozjazdy złożone razem (fig. 221).

Skrzyżowanie prostych torów. Z fig. 222 widzimy, że układ ten wymaga czterech przecięć toków, a więc czterech krzyżownic, z których dwie (K_1 i K_2) są zwykłymi krzyżownicami jednoząbowymi, zaś drugie dwie (K_3 i K_4) podwójnymi krzyżownicami symetrycznymi (o dwóch żąbówach).

Jeśli wymiary krzyżownicy pojedynczej są k' i k'' , to długość krzyżownicy podwójnej wynosi $2k''$.

Długość toków między krzyżownicami: $\frac{s}{\sin \alpha} - k' - k''$

wymiar schematu: $u = \frac{s}{2} \cotang \frac{\alpha}{2} + k''$.

Rozjazd angielski. Jeśli kąt skrzyżowania dwóch torów prostych zbliża się swoją wartością do kąta skrzyżowania rozjazdu τ , wówczas długość skrzyżowania jest tak znaczna, że połączenie krzyżujących się torów można włożyć wewnątrz skrzyżowania. Układ taki naz. rozjazdem angielskim. Przy połączeniu jednostronnem mamy rozjazd ang. pojedynczy (fig. 223), przy dwustronnem — rozjazd ang. podwójny (fig. 224). Obok czterech krzyżownic są tu dwie, wzgl. cztery zwrotnice i tory łączące.

Stosunki dla układu tem korzystniejsze, im krótsza długość l . Odstęp końca iglicy l' od punktu skrzyżowania K musi być conajmniej tak wielki, aby między tokami było dość miejsca na przesunięcie jednej iglicy w rozjeździe pojedynczym (fig. 223), wzgl. na równoczesne przesunięcie dwóch iglic w rozjeździe podwójnym (fig. 225). Z tego warunku określimy potrzebny wymiar η , a wtedy

$$\min. l = \frac{\eta}{2 \sin \frac{\alpha}{2}} \approx \frac{\eta}{\sin \alpha}.$$

Z rzutu wieloboku $KTE'D'FD_1E_1I_1K_1$ na prostopadłą do II toru (fig. 223) otrzymamy:

$$s = (l + i) \sin \alpha - g_z \cos \alpha + r_z [\cos \gamma - \cos (\alpha - \gamma)] + g_z.$$

Przyjmując w przybliżeniu $g_z = g_z \cos \alpha$, otrzymamy z tego równania:

$$r_z = r + \frac{s}{2} = \frac{s - (l + i) \sin \alpha}{2 \sin \frac{\alpha}{2} \sin \frac{\alpha - 2\gamma}{2}}.$$

Po zaokrągleniu promienia r na mniejszą liczbę r' otrzymamy zmienioną długość

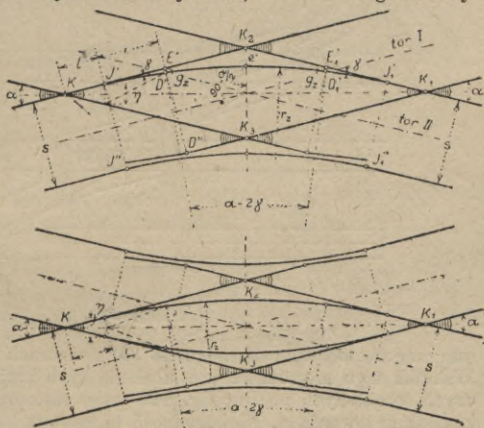


Fig. 223 i 224.



Fig. 225.

$$l = \frac{s - 2 r'_z \sin \frac{\alpha}{2} \sin \frac{\alpha - 2 \gamma}{2} - 2 g_z \sin^2 \left(\frac{\alpha}{2} \right)}{\sin \alpha} - i.$$

Gdyby chodziło o możliwie największy kąt α , natenczas obierzemy r w najmniejszej dopuszczalnej wartości, a kąt α obliczymy z wzoru:

$$\sin(\varphi + \alpha) = \frac{r_z \cos \gamma + g_z + \eta - s}{r_z \sin \gamma - i} \cos \varphi,$$

przyczem

$$\text{tang } \varphi = \frac{r_z \cos \gamma + g_z}{r_z \sin \gamma - i}$$

wreszcie

$$e' = (r_z + g_z) \frac{\cos \gamma}{\cos \frac{\alpha}{2}} - r_z.$$

Kąty skrzyżowania α są w rozjazdach ang. niewielkie. Dla rozjazdu ang. podwójnego może stosunek skrzyżowania w torach głównych

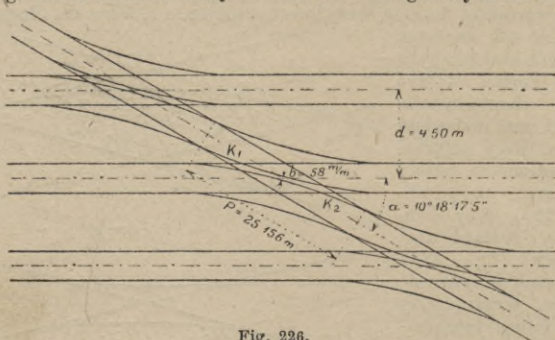


Fig. 226.

osiągnąć wartość 0,11 (tj. $\alpha = 6^{\circ} 16' 38''$), w torach boczn. 0,12 ($\alpha = 6^{\circ} 50' 34''$). Wskutek tego niemożliwe jest ułożenie tych rozjazdów w drogach zwrotnicznych, urobionych podług fig. 226 przy zastosowaniu zwiększonej wartości kąta skrzyżowania α . Niedogodność tę usuwa:

Rozjazd angielski skrócony. Jeśli kąt skrzyżowania α rozjazdu angielskiego podwójnego będziemy powiększali, nie zmieniając promienia łuków łączących, wówczas iglice wraz z częścią torów łukowych wysuną się poza obręb skrzyżowania torów prostych, a równocześnie zewnętrzne toki torów łukowych będą się do siebie zbliżać, przy pewnym kącie α zetkną się w punkcie środkowym, a następnie zaczną się od siebie oddalać. Dla konstrukcji rozjazdu angielskiego skróconego miarodajna jest chwila, gdy toki łukowe oddalają się od siebie na odległość b , równą szerokości główki szyny, gdyż wówczas można dla nich ułożyć jedną wspólną szynę. Warunek ten, w związku z żądaniem, aby długość układu P dozwalała na pomieszczenie rozjazdów w drodze zwrotnicznej podług fig. 226, doprowadza do ustroju rozjazdu, przedstawionego na fig. 227.

Dla promienia łuków łączących $R = 180$ m i odstepu toków zewnętrznych $b = 58$ mm, otrzymujemy stosunek skrzyżowania 1:5,5 (0,1818) czyli $\alpha = 10^{\circ} 18' 17,5''$. Punkty skrzyżowania toków prostych między sobą i z tokami łukowymi wypadają tak blisko siebie, iż można je wykonać jakąś laną krzyżownicą czterodziobową o długości 3480 mm, na końcu której urządzone są osady iglic zewnętrznych obu zwrotnic.

Iglice otrzymują długość 3,74 m, kąt na ostrzu $\omega = 1^{\circ} 12' 30''$, na osadzie $\gamma = 2^{\circ} 23' 58''$. Łukowy tok zewnętrzny doznaje w odległości 4013 mm od

środką rozjazdu załamania pod kątem równym kątom ω , poczem przebiega prosto. Nieznaczny ten załom nie przedstawia zbytniego utrudnienia dla ruchu wobec niewielkich chyżości jazdy, stosowanych na rozjeździe.

Całkowita długość układu $L = 25,156 \text{ m}$.

B. Część konstrukcyjna.

Dla uproszczenia konstrukcji rozjazdów i skrzyżowań pomijamy z reguły przechyłkę toru w łukach i nie wykonywamy zazwyczaj pochylenia szyn ku

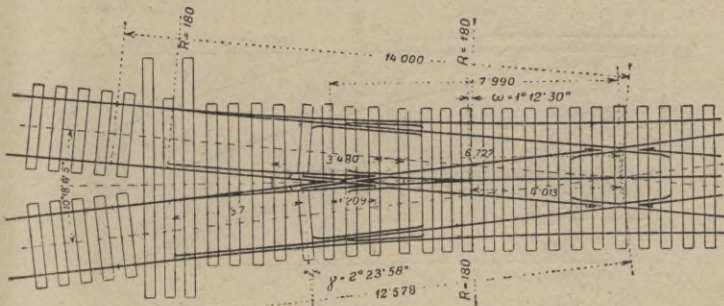


Fig. 227.

osi toru. O wielkości i sposobie przeprowadzenia poszerzenia toru na zwrotnicy i w torach łukowych rozjazdów por. ustęp 1 a) na str. 192 i ust. 2 na str. 193.

Zwrotnica powinna być tak urządzona, aby przejazd przez nią odbywał się możliwie spokojnie i bez uderzeń, aby niemożliwe było niezupełne domykanie iglic, oraz aby wóz jadący ze zwrotnicy nie wykoleił się mimo fałszywego nastawienia tełej. Warunki te spełnia zwrotnica zabezpieczona, posiadająca dwie jednakowo długie iglice ruchome, przylegające zawsze ściśle do opornic obrobionem ostrzem, podsuniętem pod główkę opornicy.

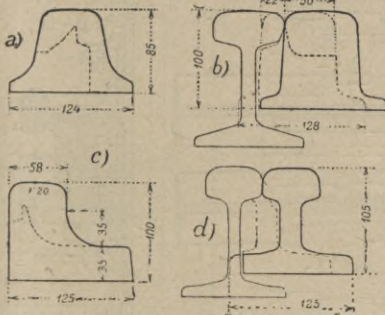


Fig. 228.

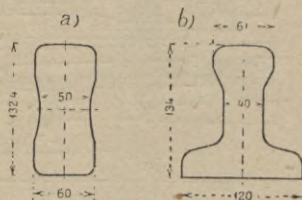


Fig. 229.

1. Opornice, ułożone stale, przekrój zawsze zwykłej szyny bez obróbki, albo tylko z nieznacznym ścięciem wewnętrznym, bocznej powierzchni główki na długości zetknięcia z iglicą celem uzyskania lepszego przylegania ostrza iglicy i wzmocnienia jej przekroju na końcu ostrza. Styk opornic wysuwamy przed końce iglic o wymiar 0,3—1,0 m, najczęściej 0,3—0,5 m. Styk ten stanowi początek rozjazdu. W stronę rozjazdu wysuwamy styk opornic na 1,0—1,5 m poza osadę iglic.

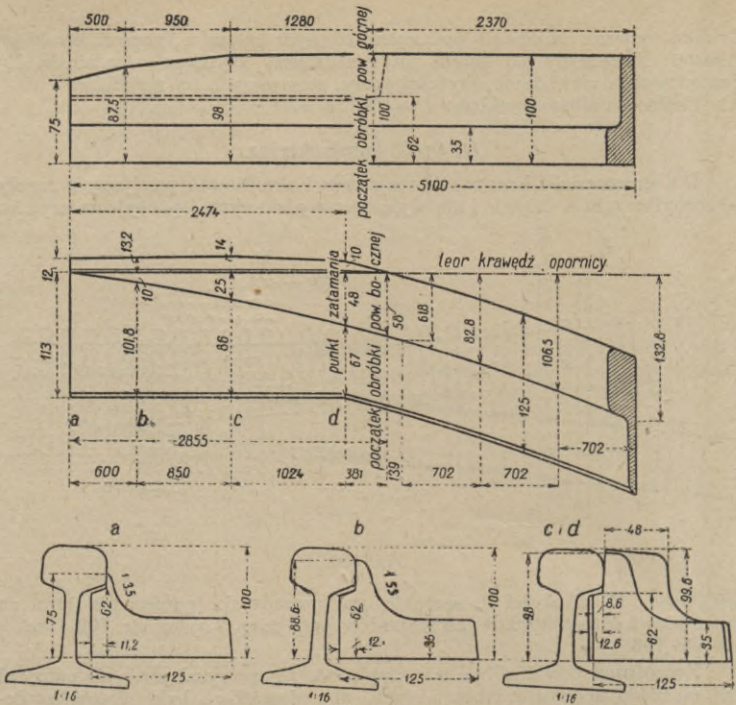


Fig. 230.

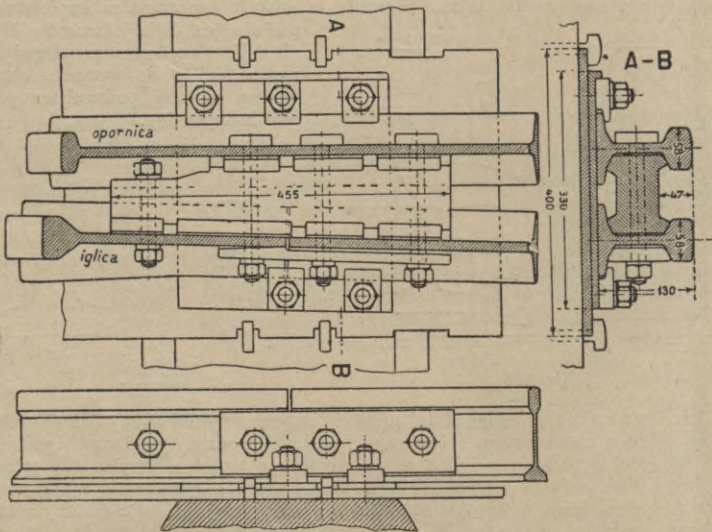


Fig. 231.

2. Iglice ruchome: ze zwykłych szyn, albo przekrój odrębny. Stosowanie zwykłych szyn mniej właściwe, gdyż ostrze iglicy zbyt słabe; wobec jednakowej wysokości obie szyny wymagają obróbki stopiek, wreszcie iglice takie nie posiadają dostatecznej wytrzymałości z uwagi na siły pionowe i należytej stałości ze względu na siły poziome. Używane odrębne przekroje iglic: kształt dzwonowy (fig. 228 *ab*, koleje pruskie), kształt zbliżony do litery *L* (fig. 228 *c*, koleje austriackie), kształt szyny szerokostopowej, lecz niższy z grubą ścianką i silną, szeroką stopką (fig. 228 *d*). Przekroje iglic nawierzchni stołeczkowej przedstawiają fig. 229 *a* i *b* (koleje francuskie).

Obróbka ostrza iglicy (fig. 230). W pobliżu punktu przecięcia się krawędzi iglicy i opornicy następuje załamanie iglicy w płaszczyźnie poziomej takie, aby po obrobeniu ostrza krawędź iglicy, prowadząca koło, wypadła prosta, podług której ścina się główkę iglicy z boku i z góry. To ostatnie ścięcie ma na celu obniżenie górnej powierzchni główki, aby iglica zaczęła dźwigać koło dopiero wówczas, gdy przekrój jej jest dostatecznie silny. Po wygięciu iglicy podług danego promienia (przy iglicy zakrzywionej) następuje obróbka tylnej ściany dla należytego przylegania iglicy do opornicy.

Osada iglicy powinna być tak urobiona, aby przestawienie zwrotnicy było możliwe bez użycia wielkiej siły, a zarazem zapewnione było silne przytrzymanie iglicy w kierunku podłużnym, poprzecznym i pionowym. Wymiana iglicy powinna być łatwa. Osadę iglicy umieszczamy zazwyczaj na podkładzie, chociaż istnieją ustroje z osadą między podkładami.

a) Osada przy zastosowaniu łubków. Związanie iglicy z przytkającą szyną skuteczniają łubki, po stronie wewnętrznej odpowiednio obrobione celem ułatwienia przesuwania iglicy, przyczem śruby stykowe w iglicy nie powinny być silnie przyciągnięte. Niekiedy w iglicy tylko jedna śruba stykowa. Ustalenie położenia iglicy względem opornicy przy pomocy żelaznego klocka, wzmocnienie układu przez ułożenie styku wraz z opornicą na wspólnej płycie (fig. 231). Ustrój prosty, ale mniej właściwy dla iglic o odrębnym przekroju, gdyż iglica jest niższa i grubsza od szyny, więc łubki otrzymują przekrój zmienny i muszą być wygięte, a iglica musi być przekształcona na osadzie, aby uzyskać miejsce dla łubków. Układ stosowany często na kolejach angielskich i saskich.

b) Osada przy pomocy pionowego czopa zapewnia iglicy wielką ruchliwość. Czop luźnie osadzony w stołeczku, ułożonym na podkładzie (fig. 232), albo wyrobiony z przekroju iglicy (fig. 233). Istnieją również połączenia ustroju czopowego z łubkami. Wydatne wzmocnienie układu w nowszych konstrukcjach osady przez ułożenie iglicy wraz ze stołeczkiem i opornicy na wspólnej żelaznej płycie. Wada ustrojów czopowych: trudność pionowego ustalenia iglicy i zabezpieczenia jej przed przesunięciami podłużnymi, z powodu rozchełtania czopa i rozluźnienie ułożenia osady iglicy.

c) Iglice sprężyste nie wymagają żadnego punktu obrotu, a potrzebną wychyłkę ostrza przy przestawianiu zwrotnicy uzyskuje się przez proste wygięcie sprężyste odpowiednio długiej iglicy. Fig. 234 przedstawia taką iglicę, zastosowaną na linjach pociągów kolei austriackich (w Małopolsce na linii z Krakowa do Lwowa). Długość iglicy 10 m. Przy osadzie jest jej przekrój przekuty na kształt szyny normalnej na długości 500 mm dla związania jej z następującą szyną zwykłymi łubkami. W dalszym ciągu spoczywa iglica na stalowym stołeczku o długości 2,70 m, z którym jest silnie związana na długości 1400 mm. Na dalszej długości następuje zważenie przekroju iglicy celem podniesienia jej giętkości. Doświadczenia dotychczasowe dały korzystne wyniki; naprężenia przy zginaniu nie przekraczają granicy sprężystości, a siła potrzebna do przestawienia zwrotnicy jest niewiele większa, niż w innych ustrojach.

Ułożenie iglicy na podkładach pośrednich następuje zapomocą stołeczków żelaznych, dostarczających iglicy wąskich powierzchni

podparcia i przesuwalności. Zwykle służy stołeczek równocześnie do podparcia opornicy (fig. 235). Przez ułożenie osady iglicy i stołeczków pośrednich

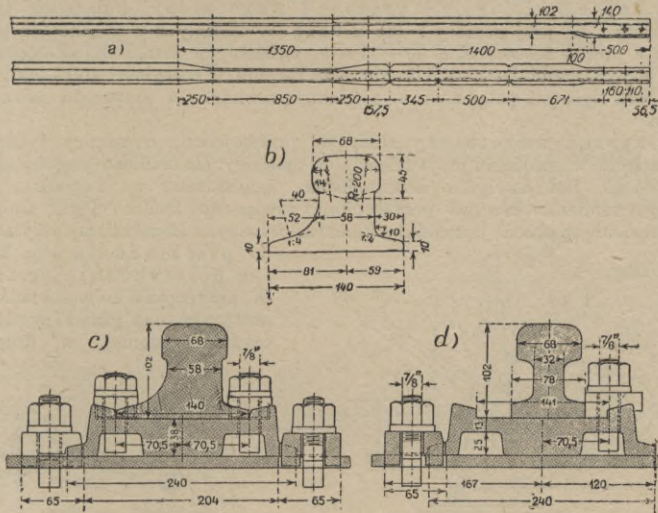


Fig. 234.

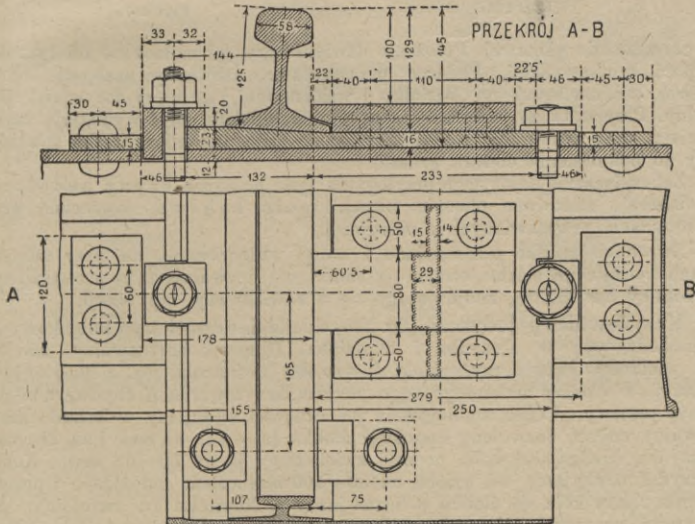


Fig. 235.

wraz z opornicą na wspólnej stalowej płycie uzyskuje się bardzo znaczne wzmocnienie i ustalenie iglicy. Opórki, przytwierdzone do ścianki opornicy, przeciwdziałają nadmiernemu zbliżaniu się do opornicy długiej iglicy sprę-

zycznej, nie przytwierdzonej do podkładów i wyginanej w płaszczyźnie poziomej.

3. Połączenie iglic i przyrząd zwrotniczy. Połączenie iglic uskutecznia się przy pomocy 1 lub 2 rozpór, ułożonych w sąsiedztwie podkładu z pretów żelaznych, ϕ 30—35 mm, związanych przegibnie ze stopkami iglic, aby nie utrudniać podbicia. Pierwsza rozpora, w odległości 400—500 mm od końca iglicy i połączona z ciegłem, prowadzi do przyrządu zwrotniczego.

Przyrząd zwrotniczy służy do przestawiania zwrotnicy i utrzymania iglic w położeniu przysuniętym do opornicy. Zasadniczą częścią składową jego jest dźwignia dwuramienna, umieszczona na koziołku. Do jednego ramienia dźwigni przyczepiony zawiasowo koniec ciegła, drugie, dłuższe ramię opatrzone jest ciężkim klockiem żelaznym. Rozróżniamy przyrządy do przekładania (fig. 236) i do przerzucania (fig. 237). W przyrządzie do przekładania następuje ruch gruszki w płaszczyźnie poziomej, w drugim

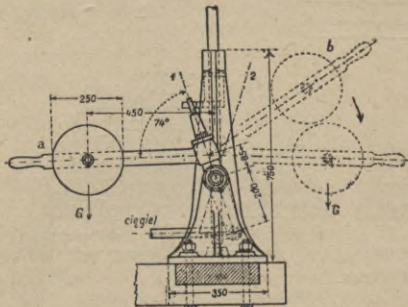


Fig. 236.

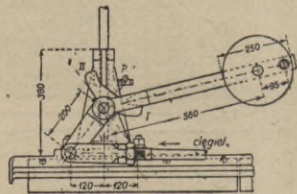


Fig. 237.

w płaszczyźnie pionowej. Położenia dźwigni i gruszki oznaczone na rysunku linjami kreskowanymi. Podczas przestawiania zwrotnicy następuje obrót latarni, umieszczonej na koziołku i wskazującej, na który tor wjazd jest wolny. Przyrządy do przerzucania są praktyczniejsze, gdyż wymagają mniej miejsca, oraz zapewniają lepsze przyleganie iglic, natomiast trzeba znacznej siły do podniesienia ciężaru gruszki.

Zabezpieczenie należytego przylegania iglic stanowią szyny pedałowe i obszernie stosowane obecnie zamknięcie hakowe, konieczne przy zwrotnicach, przestawianych z odległości.

Zwrotnice rzadko przestawiane i mniej nadzorowane, np. przy włączeniach bocznie na szlaku, otrzymują zamki, nie pozwalające na przestawienie zwrotnicy bez klucza, znajdującego się u zawiadowcy odp. stacji.

Krzyżownica pojedyncza (fig. 238) składa się z dwóch szyn kolankowych, przechodzących w skrzydła i z dzioba. Długość krzyżownicy zawisa od wielkości kąta skrzyżowania i sposobu związania jej z przyległymi tokami. W okolicy matematycznego punktu skrzyżowania K obydwaj toki doznają przerwy. Celem zmniejszenia jej długości stosujemy w kolanie krzyżownicy najmn. dozwoloną szerokość żłobka ($v = 41-45$ mm) i na długości skrzydła, dźwigającej koło, poczem zwiększamy ją na 50—58 mm. Końce skrzydeł odchylamy od dzioba na 80—100 mm celem należytego wprowadzenia rąbka koła do żłobka podczas jazdy w kierunku ku zwrotnicy. Na długości przerwy toków koło podparte jest szyną kolankową i skrzydłem (linja kreskowana), a następnie podparcie to przerzuca się na dziób w miejscu, gdzie grubość dzioba wystarcza do udźwignienia koła. Dlatego dziób, na początku niski, podnosi się stopniowo w górę.

Ponieważ na długości od kolana ku dziobowi punkt podparcia koła odsuwa się coraz więcej od rąbka, więc wskutek stożkowatego kształtu

koła nie dotykał dna żłobka. Krzyżownica może być w całości wykonana w jednej sztuce ze stali zlewnej hartowanej jako krzyżownica lana, albo urobiona z szyn, lub wreszcie dziób może być odlany w jednej sztuce, a szyny kolankowe i skrzydła urobione z szyn.

Krzyżownica lana (fig. 238) otrzymuje połączenie z przytykającymi tokami przy pomocy łubków zewnętrznych; wewnątrz ułożone są żelazne klocki, ustalające położenie toków i opatrzone otworami na śruby stykowe. Wady: wielka sztywność, wielka masa, niedogodne połączenie z szynami, znaczny koszt i konieczność wymiany całości w razie uszkodzenia w jednym miejscu.

Krzyżownica urobiona z szyn (fig. 239): dziób z 2 szyn odpowiednio obrobnionych, z których jedna dochodzi prawie do matematycznego punktu

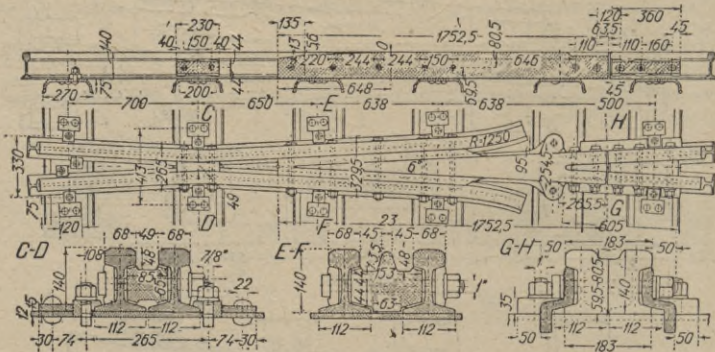


Fig. 240.

skrzyżowania, zaś druga wpuszczona jest ostruganym końcem w główkę pierwszej szyny; ścianki szyn są znitowane. Wzajemne położenie szyn dzioba, kolanka i skrzydeł ustala się żelaznymi klockami i śrubami. Dla zwiększenia stałości układu się krzyżownicę albo dziób ze skrzydłami na silnej płycie żelaznej. Zalety: niezmienność sprężystości toru i odsunięcie styków od punktu skrzyżowania. Wady: trudna obróbka i mała trwałość dzioba. Dlatego obecnie krzyżownice z dziobem wykonanym z twardej stali tyglowej, zaś szyny kolankowe i skrzydła urobione z szyn (fig. 240).

Zniesienie dotkliwej dla ruchu przerwy toków na krzyżownicy osiągnąć można dla rozjazdów, na których po torze zasadniczym przejeżdżają szybkie pociągi, a tor zwrotny używany jest tylko dla jazdy w kierunku „ze zwrotnicy“, przez zastosowanie krzyżownicy z ruchomym skrzydłem. Krzyżownica taka urobiona jest całkowicie z szyn, przyczem dziób tworzą szyny odrębnego przekroju. Skrzydło znajdujące się w torze zwrotnym jest dłuższe i przyparte stałe do dzioba zapomożą silnej sprężyny tak, że żłobek między niemi a dziobem znika, a stałe podparcie koła, toczącego się po toku toru zasadniczego jest zapewnione. Rąbek koła, toczącego się po toku toru zwrotnego w kierunku „ze zwrotnicy“, wciska się między dziób i skrzydło i odchyła je, zgniatając sprężynę. Odchylenie skrzydła następuje mocą sprężystości jego materiału.

Należyte prowadzenie koła przez krzyżownicę zapewnia kierownica, ułożona przy przeciwnym toku (por. fig. 212). Kierownica długa 3,0—3,75 m może być urobiona z szyny zwykłej lub otrzymać odrębny przekrój (fig. 241). W drugim wypadku jest wzniesiona nad szynę do 40 mm. Z szyną połączona jest śrubami, a klocki żelazne ustalają szerokość żłobka, która tu otrzymuje zazwyczaj najmniejszy dozwolony wymiar 41 mm. Końce

kierownicy odgięte są podobnie jak końce skrzydeł krzyżownicy na 90—100 mm.

Krzyżownica symetryczna (podwójna) zbudowana jest zasadniczo podobnie, jak jednodziobowa (fig. 242). Żłobek między dzióbem i szyną kolankową ma szerokość 44—50 mm, między dzióbem i kierownicą 41—45 mm. Obydwa dzioby urobione jak przy krzyżownicy pojedynczej, a linia podparcia koła uwidoczniła na rysunku linią kreskowaną. Kierownica otrzymuje stałe podwyższenie około 40 mm ponad szynę celem skrócenia długości, na której koło nie ma prowadzenia. Długość ta wynosi przy stosunku skrzyżowania 1 : 10 około 360 mm, przy 1 : 9 około 280 mm, przy 1 : 8 około 200 mm, a znika dopiero przy stosunku 1 : 5,5. Rąbek koła, toczonego się od lewej ku prawej, ma zapewnione prowadzenie tylko na długości BE , przy podwyższonej kierownicy na długości $C''B''$; na długości CB kierownica nie działa.

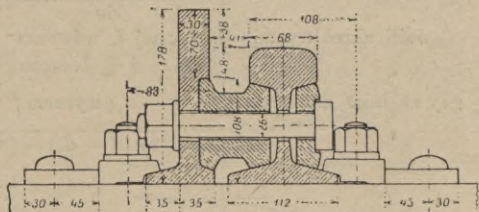


Fig. 241.

Dla stosunków skrzyżowania mniejszych niż 1 : 10, wypada długość, na której koło nie ma prowadzenia, bardzo znaczna. Dla takich krzyżownic stosuje się dzioby ruchome na podobieństwo iglic, nastawiane zapomocą przyrządów lub samoczynnie przez nacisk boczny rąbka koła. Krzyżownice symetryczne mogą być odlane w jednej sztuce lub urobione z szyn, przyczem kierownica otrzymuje odrębny, podwyższony przekrój.

Podkłady dla rozjazdów, drewniane lub żelazne, są wspólne dla obydwu torów i leżą albo prostopadle do toru zasadniczego, albo też do symetrycznej kąta skrzyżowania. Długość podkładów rośnie od normalnej do około 6 m w stopniach co 15—30 cm. Przekrój podkładów drewnianych powinien być prostokątny. Podkłady żelazne są lepsze dla rozjazdów, gdyż zapewniają lepsze utrzymanie szerokości toru, lepsze związanie z szynami i szybsze ułożenie. Odstęp podkładów, jak w torze normalnym.

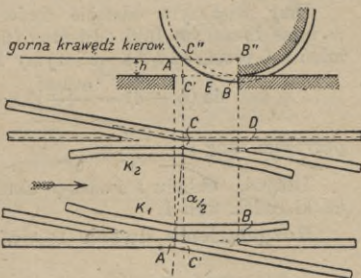


Fig. 242.

Rozkład szyn w rozjeździe powinien być tak przeprowadzony, aby jak najmniej było kawałków, a użyte kawałki nie krótsze jak 2,50—3,0 m. Styki obydwu toków w torze bywają zazwyczaj przestawione.

II. Zastosowanie rozjazdów i skrzyżowań do połączeń torów.

Przedstawione w ustępie I rodzaje rozjazdów i skrzyżowań umożliwiają przeprowadzenie wszystkich potrzebnych połączeń torów i z uwagi na pożądaną jednolitość unikać należy form odmiennych. Dlatego wskazane jest, aby w obrębie jednego zarządu kolejowego stosowano niewielką ilość (2—4) odmiennych typów zwrotnic oraz krzyżownic pojedynczych i podwójnych.

Rozróżnić należy rozgałęzienia, połączenia i skupienia torów. Rozgałęzienie dwóch torów wymaga jednego rozjazdu i toru łączą-

cego — połączenie dwóch torów, dwóch rozjazdów i toru łączącego, — skupienie dwóch torów, tylko jednej krzyżownicy.

A. Rozgałęzienia torów.

Rozgałęzienie dwóch torów równoległych (fig. 243). Dla danego rozjazdu obieramy promień łuku łączącego i obliczymy długość prostej l z wzoru

$$l = \frac{d - 2r \sin^2 \left(\frac{\tau}{2} \right)}{\sin \tau} - c.$$

Jeśli ukres wypada na prostej l , wówczas

$$P_0 = a + d_0 \cotang \tau$$

gdy na łuku, natomiast $P_0 = P - x$, przy czym $P = d \cotang \tau + a + r \tang \frac{\tau}{2}$

$$\text{zaś } x = \sqrt{2r(d - d_0) - (d - d_0)^2}.$$

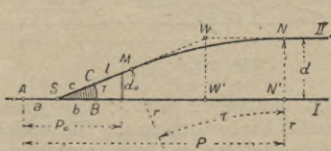


Fig. 243.

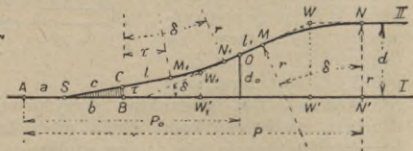


Fig. 244.

Przy większym odstępzie torów uzyskamy skrócenie układu, stosując w torze łączącym łuki odwrotne (fig. 244). W tym wypadku obierzemy promień r i proste l i l_1 , a obliczymy kąt δ z wzoru

$$\sin(\varphi - \delta) = \frac{\cos \varphi}{l_1} \left[2r \cos^2 \left(\frac{\tau}{2} \right) + (c + l) \sin \tau - d \right],$$

przy czym $\tang \varphi = \frac{2r}{l_1}$.

Długość układu P i odstęp ukresu obliczymy, jak poprzednio, z rzutu na kierunek toru I.

Rozgałęzienie dwóch torów równoległych z przecięciem torów

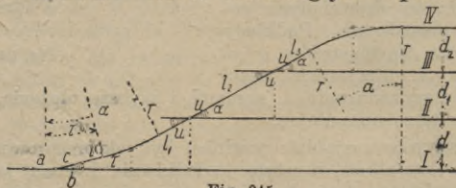


Fig. 245.

pośrednich (fig. 245). 1. Kąt α dany. Obieramy promień r i długość prostej l , a obliczymy proste l_1 , l_2 i l_3 z wzorów

$$l_1 = \frac{d - (c + l) \sin \tau - 2r \sin \frac{\alpha + \tau}{2} \sin \frac{\alpha - \tau}{2}}{\sin \alpha} - u.$$

$$l_2 = \frac{d_1}{\sin \alpha} - 2u.$$

$$l_3 = \frac{d_2 - 2r \sin^2 \left(\frac{\alpha}{2} \right)}{\sin \alpha} - u.$$

2. Kąt α ma być możliwie największy (długość układu najmniejsza). Obieramy r , l i l_1 w najmniejszych dowolnych wartościach, oraz u w wartości przypuszczalnej, i obliczymy α z wzoru

$$\sin(\varphi - \alpha) = \frac{\cos \varphi}{l_1 + u} [(c + l) \sin \tau + r \cos \tau - d],$$

przyczem $\text{tang } \varphi = \frac{r}{l_1 + u}$.

Dla znalezionej α obliczymy dokładne u , odejmiemy od przyjętej sumy $(l_1 + u)$ i otrzymamy rzeczywiście pozostałą długość l_1 . Gdyby różniła się ona zbyt od przyjętego l_1 , należy rachunek powtórzyć.

Drogi zwrotnicze. Jeśli z toru zasadniczego ma na jedną lub obie strony nastąpić odgałęzienie kilku torów równoległych, natenczas na gałęzi

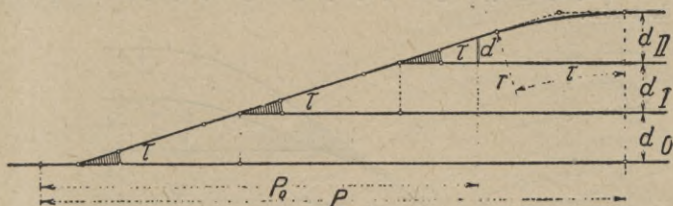


Fig. 246.

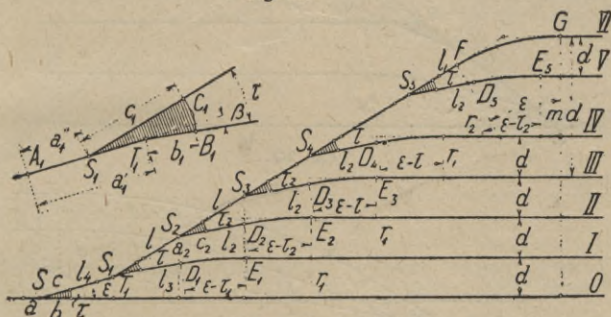


Fig. 247.

toru zasadniczego rozjazd torów bocznych następują jeden za drugim. Gałąź ta, będąca przedłużeniem toru zwrotnego rozjazdu zasadniczego, nosi nazwę toru rdzennego, a układ taki naz. drogą zwrotniczą.

Tor rdzenny może być prosty albo wieloboczny. W torze rdzennym prostym układamy zasadnicze tory rozjazdów, a tory zwrotne przechodzą w gałęzie boczne i taki układ nazywamy drogą zwrotniczą prostą (fig. 246—248). Gdy w tor rdzenny włożymy tory zwrotne rozjazdów po sobie następujących, zaś tory zasadnicze połączymy łukami z torami bocznymi, otrzymamy tor rdzenny wieloboczny, a układ taki nazywamy drogą zwrotniczą wieloboczną (fig. 249 i 250).

1. Droga zwrotnicza prosta.

a) Najprostszy układ przedstawia fig. 246. — Niestosowany, chyba przy bardzo małej ilości torów, bo długość układu wypada bardzo wielka (przy trzech torach bocznych dochodzi długość układu do 150—170 m).

b) Zwiększenie kąta odchylenia toru rdzennego uzyskać można przez wstawienie łuku między tor zasadniczy, a pierwszy tor boczny. Układ

rzadko stosowany, bo wydatne zwiększenie tego kąta uzyskać można tylko przy znaczniejszym odstępnie torów O i I .

c) Wydatniejsze zwiększenie kąta ε uzyskamy, wkładając w proste przedłużenie toru zwrotnego rozjazdu zasadniczego dwustronny rozjazd łukowy tak, że tor rdzenny jest przedłużeniem toru zwrotnego tego rozjazdu (fig. 247).

Największy kąt ε uzyskamy, przyjmując długość prostej l możliwie małą. Z warunku $d = (a_2 + b_2 + l) \sin \varepsilon$

$$\text{otrzymamy} \quad \sin \varepsilon = \frac{d}{a_2 + b_2 + l}$$

$$\text{a dla obranego kąta } \tau_1 \quad \beta = \tau + \tau_1 - \varepsilon.$$

Po obraniu wartości l_4 obrachujemy długość prostych l_1, l_2 i l_3 z rzutów wieloboków $SS_1 T_1 D_1 E_1$, wzgl. $SS_1 S_2 D_2 E_2$, wzgl. $E_5 D_5 S_5 F G$ na prostą do torów.



Fig. 248.

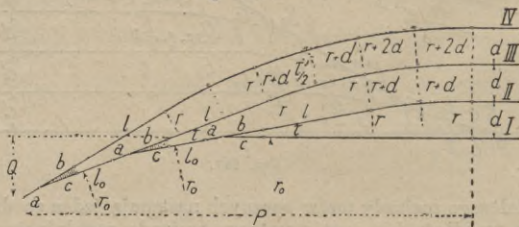


Fig. 249.

Wartość kąta ε w takim układzie waha w granicach od $\varepsilon = \tau + \frac{\tau_1}{2}$ do $\varepsilon = \tau + \tau_1$. Pierwszą wartość uzyskamy, wprowadzając rozjazd symetryczny, zaś drugą, gdy zamiast rozjazdu łukowego wprowadzimy rozjazd prosty tak ułożony, że tor rdzenny jest przedłużeniem toru zwrotnego tego rozjazdu.

Przy większym odstępnie torów O i I można uzyskać dalsze zwiększenie kąta ε przez ułożenie łuku między rozjazdem zasadniczym i łukowym. Zwiększenie to uwarunkowane jest możliwością pomieszczenia rozjazdów w torze rdzennym. Już wprowadzenie kąta $\varepsilon = \tau + \tau_1$ wymaga znacznego odstepu torów, toteż przy mniejszym odstepnie torów d wartość kąta ε zazwyczaj osiąga wielkość o niewiele przekraczającą $1,5\tau$.

d) Wydatniejsze zwiększenie kąta ε uzyskamy, wprowadzając jednostronne skupienia rozjazdów (fig. 248). Tor zasadniczy skupienia

wkładamy w tor zasadniczy drogi zwrotniczej i z przedłużenia drugiego toru zwrotnego urabiamy tor rdzenny, a pierwszy tor zwrotny przechodzi łukiem w I tor boczny. Dalsze skupienia ułożone tak, że tor zasadniczy skupienia leży w torze rdzennym, pierwszy tor zwrotny przechodzi łukiem, a drugi wprost w odpowiednią gałąź. Przy takim układzie $\varepsilon = \tau + \tau_1$.

Promienie łuków łączących r wybieramy, a długości prostych l, l_1, l_2, l_3, l_4 i l_5 obrachujemy z rzutów odnośnych wieloboków na prostopadłą do torów.

2. Droga zwrotnicza wieloboczna powstaje przez urobienie toru rdzennego z torów zwrotnych rozjazdów po sobie następujących, zaś tory zasadnicze łączymy łukami z bocznymi torami drogi zwrotniczej, przyczem można tu użyć rozjazdów prostych (fig. 249) lub skupień (fig. 250).

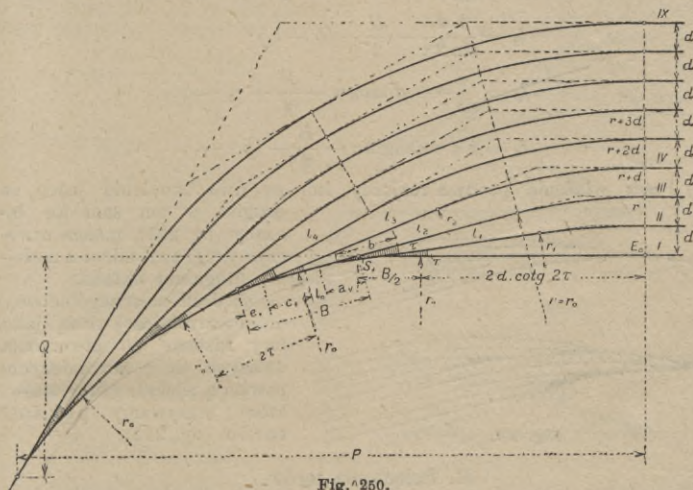


Fig. 250.

a) Wielobok toru rdzennego przy użyciu rozjazdów prostych (fig. 249) jest umiarowy o długości boku $(a + c + l_0)$, w który można wkreślić koło o promieniu

$$r_0 = \frac{1}{2} (a + c + l_0) \cotang \frac{\tau}{2}.$$

Przedłużone zasadnicze tory rozjazdów łączą się z wielobokami, w które mają być włożone łuki, utworzonymi tak, aby łuki torów po sobie następujących były równoległe. Warunek ten wymaga, aby promienie łuków w następujących po sobie torach wzrastały o odstęp torów d , a wtedy promienie łuków, wkreślonych w następujące po sobie wierzchołki tego samego toru również wzrastają o d . Dla pewnej wartości promienia r , łuki te utworzą ciągle łuki koszarowe, korzystne dla swobody przejazdu.

Wartość tego promienia określona jest wzorem

$$\max r = r_0 + \frac{d}{2}.$$

Obliczoną wartość zaokrąglamy i obliczamy zmienione r_0 i l_0 .

Dla prostej l otrzymujemy wzór

$$l = \frac{d}{\sin \tau} - r \tang \frac{\tau}{2} - b.$$

b) Przy zastosowaniu skupień (fig. 250) otrzymujemy długość boku wieloboku umiarowego toru rdzennego

$$B = a_v + e_1 + c_1 + l_0$$

$$r_0 = r = \frac{1}{2} B \cotang \tau$$

$$r_1 = \left(\frac{B}{2} - e_1 - d \tan \tau \right) \cotang \frac{\tau}{2}$$

$$r_2 = \left(\frac{B}{2} - e_1 + d \tan \tau \right) \cotang \frac{\tau}{2}$$

$$l_1 = \frac{d}{\sin \tau} + d \tan \tau - \frac{B}{2} + e_1 - b$$

$$l_2 = \frac{2d}{\sin 2\tau} - \frac{B}{2} - (b - e_1)$$

$$l_3 = \frac{d}{\sin \tau} - d \tan \tau - \frac{B}{2} + e_1 - b$$

$$l_4 = 2d \cotang 2\tau - \frac{B}{2} - (b - e_1)$$

c) Przez włożenie po dwa rozjazdy lub po dwa skupienia jeden za drugim w ten sam tor łączący (fig. 251), można utworzyć drogi zwrotnicze z mniejszą długością układu.

d) Jeśli poszczególne tory drogi zwrotniczej służą jako tory rdzenne do utworzenia dalszych dróg zwrotniczych, powstają większe grupy torów, które nazywamy pękami torów (fig. 252).

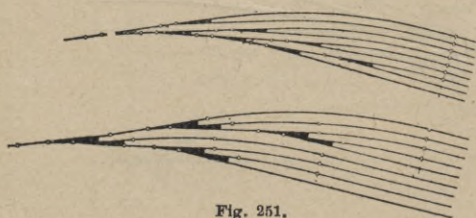


Fig. 251.

B. Połączenia torów.

Połączenie dwóch torów równoległych (fig. 253). Dla jednakowych kątów skrzyżowania (fig. 253 a) wypada tor łączący prosty, a długość prostej l

wynosi

$$l = \frac{d}{\sin \tau} - 2c.$$

Jeśli połączenie torów następuje w obu kierunkach, powstaje rozjazd krzyżowy (fig. 253 b), dla którego

$$b = \frac{d}{2 \sin \tau} - c - u.$$

W razie różnych kątów skrzyżowania rozjazdów trzeba tor łączący ułożyć w łuku (fig. 253 c), a wtedy obierzemy promień r i długość prostej l , a obliczymy prostą l_1 z wzoru

$$l_1 = \frac{d - (c + l) \sin \tau - 2r \sin \frac{\tau_1 + \tau}{2} \sin \frac{\tau_1 - \tau}{2}}{\sin \tau_1} - c_1.$$

Przy znacznie większym odstepie torów otrzymamy skrócenie układu przez ułożenie łuków odwrotnych (fig. 254). Obieramy r , l , l_1 i l_2 a obliczymy kąt δ z wzoru

$$\sin(\varphi - \delta) = \frac{C \cos \varphi}{l_2},$$

przyczem $\text{tang } \varphi = \frac{2r}{l_2}$,

zaś $C = 2r \cos \frac{\tau_1 + \tau}{2} \cos \frac{\tau_1 - \tau}{2} + (c + l) \sin \tau - d + (c_1 + l_1) \sin \tau_1$.

C. Skupienia torów.

Skupienie torów powstaje, gdy wprowadzimy jeden tor w drugi bez właściwego ich połączenia. Można przesunąć albo jeden tylko tor (fig. 255), albo obydwą symetrycznie (fig. 256).

Obieramy odstęp toków v mały, wogóle nieco mniejszy od wymiaru g_z , oraz długość prostej l , a obliczymy promień r_z . Dla pierwszego przypadku otrzymamy wzór

$$r_z = \frac{s - v - l \sin \tau}{2 \sin^2 \frac{\tau}{2}},$$

zaś dla drugiego

$$r_z = \frac{s - v - 2l \sin \frac{\tau}{2}}{4 \sin^2 \left(\frac{\tau}{4} \right)}.$$

Po zaokrągleniu wartości promienia r na mniejszą liczbę obliczamy zmienioną długość l . W przypadku drugim wypadka promień prawie dwa razy większy, niż w pierwszym.

III. Obrotnice.

Obrotnice służą do przeprowadzania poszczególnych pojazdów między torami zbieżniami i do obracania tychże o 180° . Umożliwiają one wyzyskanie kawałków terenu, nieprzydatnych do ułożenia połączeń torów przy pomocy rozjazdów i oddają dobre usługi, gdy chodzi o rozdział licznych, pojedynczych wagonów o niewielkim rozstawie osi, jak np. na torach ładowniczych. Należy unikać stosowania obrotnic w głównych torach stacyjnych; dopuszczalne są tylko na ślepych ich końcach.

Jeśli chodzi o obroty o mały kąt, a z powodu braku miejsca trzeba punkt obrotu pomieścić na końcu obracanego odcinka toru mimo zwiększonego przez to oporu ruchu, stosowane bywają obrotnice w kształcie wycinka koła (obrotnice segmentowe).

Średnica obrotnicy dla wozów musi przynajmniej o $0,40 \text{ m}$ przewyższać największy rozstaw osi obracanych wagonów. Zazwyczaj wynosi ona dla krótkich wozów $3,5\text{--}5,0 \text{ m}$, dla dłuższych wozów towarowych $5,5\text{--}7,5 \text{ m}$.

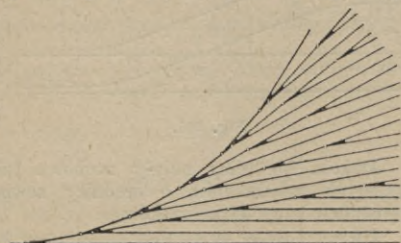


Fig. 252.

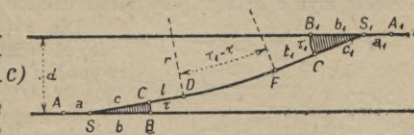
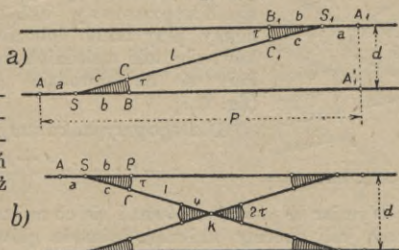


Fig. 253.

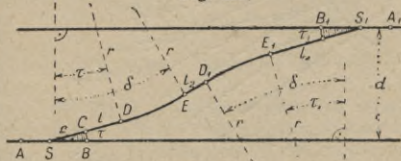


Fig. 254.

Długie wozy osobowe obraca się na obrotnicach lokomotywowch, których średnice dochodzą obecnie do 26 m.

Według P. P. M. najmniejsza średnica obrotnicy lokomotywowej ma wynosić na kolejach głównych pierwszorzędnych 22 m, na drugorzędnych 19 m. Średnicę obrotnicy lokomotywowej należy tak dobierać, aby środek ciężkości parowozu wraz z tendrem mógł znaleźć pomieszczenie nad punktem obrotu.

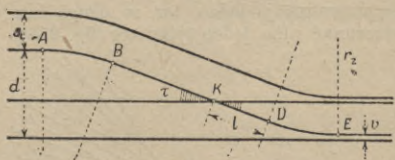


Fig. 255.

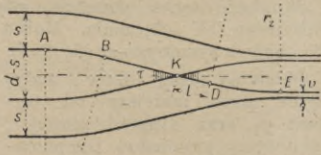


Fig. 256.

Dokoła obrotnicy należy zachować [pierścien] [wolny] od wszelkich wystających przedmiotów o średnicy zewnętrznej równej conajmniej przekątnemu odstępowi zderzaków.

Układ torów może być promienisty lub równoległy.

1. Układ promienisty:

a) Najprostszy układ otrzymamy przy takim doborze stosunków, aby tuki sąsiednich torów stykały się na obwodzie obrotnicy (fig. 257).

Dla tego przypadku otrzymujemy

$$\alpha = 2 \arcsin \frac{s+a}{d}$$

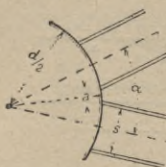


Fig. 257.

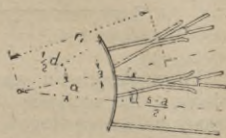


Fig. 258.

Wymiar a powinien równać się co najmniej podwójnej szerokości główek szyny, jeśli chcemy uniknąć ścinania główek przytykających toków. Korzystniej jest obierać a tak wielkie, aby nie było potrzeby żadnej obróbki końców szyn i było między nimi miejsce na łączniki.

Dla $s+a = 1550$ mm i średnic obrotnicy $d = 20, 16,2$ i $7,5$ m otrzymujemy w tym wypadku α równe odpowiednio $8^\circ 53' 24''$, $10^\circ 58' 50''$ i $23^\circ 51' 16''$.

b) Dopuszczając pojedyncze skrzyżowanie toków podług fig. 258, otrzymujemy

$$\alpha = \arcsin \frac{s+a}{d}$$

oraz

$$r_1 = \frac{s}{2 \sin \frac{\alpha}{2}}$$

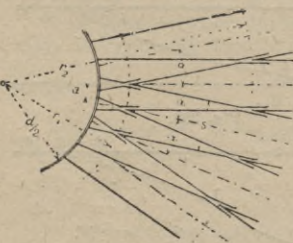


Fig. 259.

Wartość kąta α spada do połowy wartości, uzyskanej w przypadku a), a promień r_1 dla $s+a = 1550$ mm i $d = 20, 16,2$ i $7,5$ m, wynoszą odpowiednio 18,502, 14,981 i 6,906 m.

c) Dopuszczając wreszcie dwukrotne skrzyżowanie toków podług fig. 259, otrzymujemy

$$\alpha = \frac{2}{3} \arcsin \frac{s+a}{d}$$

a więc $\frac{2}{3}$ wartości, jak w przypadku b), oraz

$$r_1 = \frac{s}{2 \sin \alpha} \quad r_2 = \frac{s}{2 \sin \frac{\alpha}{2}}$$

Dla przyjęć, jak pod a) i b) otrzymujemy $r_1 = 13,879, 11,239$ i $5,187$ m oraz $r_2 = 27,749, 22,467$ i $10,348$ m.

Ilość możliwych torów na obwodzie obrotnicy wynosi

$$n = \frac{360}{\alpha}$$

Układy promieniste znajdują zastosowanie przy remizach kolistych i kręgowych.

Mniejsze kąty α od określonych powyższemi wzorami mogą znaleźć zastosowanie przy małej ilości torów (2 lub 3). Możliwa dolna granica kąta α określi się wzorem przybliżonym

$$\alpha = \frac{0,200}{d}$$

2. Układ torów równoległych (fig. 260 a i b). Między obwodem obrotnicy i początkiem łuku należy ułożyć prostą o długości nie mniejszej, niż rozstaw osi przetaczanych pojazdów, a conajmniej 3 m. Jeśli ma miejsce skrzyżowanie sąsiednich toków na obwodzie obrotnicy, powinny krzyżownice leżeć w prostych.

Ilość torów równoległych, połączonych zapomocą obrotnicy, bywa niewielka, zazwyczaj nie ponad 4—5 torów.

Dla obranego promienia r i długości prostej l otrzymujemy dla 4 torów (fig. 260 a)

$$\sin \left(\varphi - \frac{3}{2} \alpha \right) = \frac{2r - 3d}{2l} \cos \varphi, \quad \text{przyczem } \tan \varphi = \frac{r}{l}$$

$$\text{oraz } r_1 = \frac{1}{2 \sin^2 \left(\frac{\alpha}{4} \right)} \left[\frac{d}{2} - l \sin \frac{\alpha}{2} \right], \quad l_1 = \frac{1}{\sin \frac{\alpha}{2}} \left[\frac{d}{2} - 2r_1 \sin^2 \left(\frac{\alpha}{4} \right) \right].$$

Dla 2 torów należy w powyższym wzorze dla kąta α wprowadzić $\frac{1}{2} \alpha$ zamiast $\frac{3}{2} \alpha$ oraz d zamiast $3d$.

Dla 5 torów (fig. 260 b) otrzymujemy

$$\sin (\varphi - 2\alpha) = \frac{r - 2d}{l} \cos \varphi, \quad \text{przyczem } \tan \varphi = \frac{r}{l}$$

$$\text{oraz } r_1 = \frac{1}{2 \sin^2 \left(\frac{\alpha}{2} \right)} [d - l \sin \alpha], \quad l_1 = \frac{1}{\sin \alpha} \left[d - 2r_1 \sin^2 \left(\frac{\alpha}{2} \right) \right].$$

Dla 3 torów należy do wzoru dla kąta α wprowadzić α zamiast 2α , oraz d zamiast $2d$.

Promień r i r_1 należy dla kolei głównych i torów, używanych przez lokomotywy, obierać nie mniejsze niż 180 m, dla torów, używanych wyłącznie przez wagony, można zejść do 140 m, a dla krótkich wozów dwuosioowych nawet do 100 m.

Tory równoległe można również połączyć zapomocą obrotnic, stosując t. zw. łańcuchy obrotnic.

Jeśli tor, łączący obrotnice, przebiega prostopadłe do torów równoległych (fig. 261 a), natenczas odstęp torów musi wynosić

$$d = \frac{1}{2} D + z + p,$$

przyczem z oznacza odstęp krawędzi zderzaków wagonu od skrajnej osi pojazdu, a p połowę szerokości skrajni.

Jeśli obracanie wozów ma odbywać się równocześnie na dwóch sąsiednich obrotnicach, musi odstęp torów wynosić

$$d = D + 2z.$$

Przy ukośnym położeniu toru, łączącego obrotnice (fig. 261 b), wynosi odstęp torów

$$d = (D + 2z) \sin \alpha.$$

W tym wypadku stosuje się zwykle kąt $\alpha = 60^\circ$ z trzema torami na obrotnicy.

Jeszcze większą wydajność ruchu przy równoczesnym zmniejszeniu odstępu torów d uzyskujemy w układzie podług fig. 261 c.

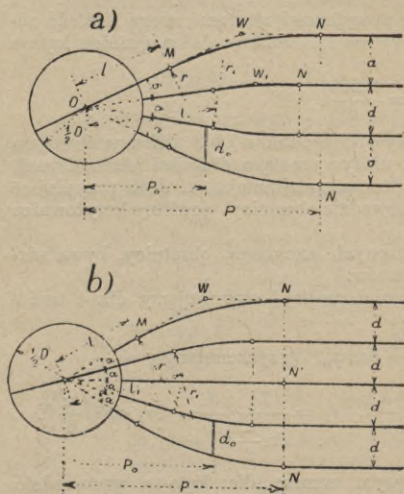


Fig. 260.

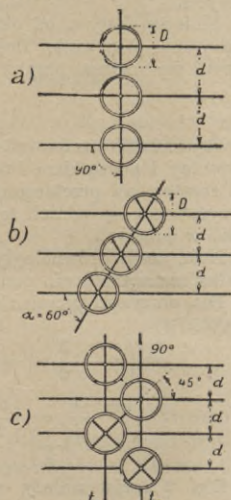


Fig. 261.

Szczegóły konstrukcyjne. Obrotnice wykonuje się zwykle całkowicie zagłębione, jednak stosowane są konstrukcje, przy których dźwigary główne wystają ponad górną krawędź szyny.

Konstrukcja obrotnicy: Wymiary dźwigarów silne wobec nieuniknionych wstrząśnień. Żeliwo stosowane niekiedy dla małych obrotnic wagonowych (do 3 m średnicy), zresztą wyłącznie żelazo walcowane jako dźwigary kratowe lub blaszane. Obrotnice dla wozów o mniejszych średnicach otrzymują często dwa prostopadłe, krzyżujące się tory; większe obrotnice zrobione są jako obracalny odcinek toru z nakryciem przestrzeni między szynami, wąskich pasków poza szynami i w miejscu umieszczenia urządzenia do obracania. Obrotnice, znajdujące się w miejscach dostępnych dla ludzi i pojazdów drogowych, powinny być całe nakryte lub odgradzone poręczami.

Małe obrotnice biegają często na kulach stalowych; większe obrotnice otrzymują podparcie czopem obrotowym, który dźwiga ciężar albo sam, albo razem z kółkami, toczącymi się po szynie okrężnej, ułożonej na obwodzie obrotnicy. Przy dużych obrotnicach używane są przeważnie cztery osi, skierowane ku środkowi obrotnicy i czop obrotowy. Koła tych osi otrzymują większe wymiary — przy obrotnicach wagonowych średnicę 0,4—0,8 m i szerokość 0,07—0,10 m, przy obrotnicach lokomotywowym średnicę 0,6—1,0 m i szerokość 0,12—0,13 m — przyczem czop jest tak wysoko ułożony, że

przy obrotnicy nieobciążonej koła nie spoczywają na szynach, lecz wiszą w powietrzu, a podparcie niemi obrotnicy następuje dopiero przy obciążeniu. Przy obrotnicach lokomotygowych wynosi to podniesienie kół nad szyny około 5—7 mm. Przy takim zarządzeniu obrotnica daje się łatwiej obracać, a mały wymiar podniesienia łagodzi uderzenia podczas przejazdu ciężaru przez obrotnicę. W nowszych czasach wprowadzono szereg urządzeń, mających na celu usunięcie tych uderzeń na często przejeżdżanych obrotnicach, jak urządzenia odciążające, dźwignie, podział obrotnicy nad czopem z wiązaniem przegubowem itp.

Obrot obrotnic wagonowych następuje zwykle bez żadnych urządzeń przez prosty nacisk na wagon, albo przy pomocy drąga, wetkniętego w odpowiednie imadło na obrotnicy. Obrotnice lokomotywowe obracamy przy pomocy ręcznej windy korbowej; przy często używanych obrotnicach mechanicznie przy użyciu ciśnienia wody, powietrza lub, co najczęściej, popędem elektrycznym. Chyżość obwodowa obrotu wynosi około 0,07 r m/sek., jeśli r oznacza promień koła obrotnicy.

Ustalenie położenia obrotnicy otrzymuje się przy mniejszych średnicach zapomocą zapadek, wchodzących w odpowiednie wgłębienia w murze, okalającym dół obrotnicy; przy większych średnicach służą do tego celu rygle, umieszczone na obu końcach toru, wchodzące w odpowiednie komory w murze okalającym i zazwyczaj uruchomione równocześnie. Często jest urządzenie ryglowe połączone z sygnałem, który pozwala na wjazd na obrotnicę, gdy nastąpiło jej zaryglowanie i działa już ewentualne urządzenie odciążające.

Szyny na obrotnicy nie powinny mieć styków; szyny okrężne, podpierające obrotnicę, otrzymują silny profil ze stykami tak rozmieszczonymi, aby w żadnym położeniu obrotnicy nie stały równocześnie dwa koła na szparze stykowej, ani żadne koło przy głównych położeniach obrotnicy.

Cieżar obrotnicy wraz z żelaznym przykryciem i torem okrężnym można przyjąć dla obrotnic wagonowych $190 d^2 + 3000 \text{ kg}$, zaś dla lokomotygowych $122 d^2 + 10.000 \text{ kg}$.

Czop obrotowy osadzony jest na silnym ciosie, zwanym ciosem królewskim, wykonanym z kamienia lub betonu i należycie zafundowanym. Podobnie silne podparcie otrzymać musi tor okrężny. Ściany okalające dół obrotnicy mogą być murowane z kamienia, cegły lub betonu z przykryciem powierzchni górnej ciosami, lub silnie wypaloną cegłą, stawianą rębem. W nowszych czasach zastąpiono często mury żeliwem lub żelazem walcowanym. Przy gruncie niewytrzymałym lub przy wysokim nasypie można uniknąć głębokich fundamentów dla toru okrężnego przez ułożenie odpowiednio szerokiej płyty betonowej lub żelazno-betonowej. Małe obrotnice (do 6 m średnicy) można układać przy odpowiednim gruncie na warstwie żwiru za pośrednictwem żelaznej płyty podstawowej. Dno dołu obrotnicy otrzymuje spadki do kanału odwadniającego i bruk kamienny, ceglany lub betonowy tak silny, aby można było ustawiać na nim windy przy montowaniu i naprawie konstrukcji.

IV. Przesuwnice.

Przesuwnice służą do połączenia torów równoległych i znajdują obszerne zastosowanie w remizach lokomotygowych, warsztatach i na stacyjnych torach odstawczych.

Przesuwnice zagłębione można stosować w torach głównych tylko na ślepych końcach; głębokość ich nie powinna przekraczać 0,5 m. Wykształcenie konstrukcji nie przedstawia trudności; tor na przesuwnicę leży w wysokości zgodnej z torami sąsiednimi, więc wtaczanie nawet ciężkich pojazdów na przesuwnicę jest łatwe, natomiast ujemną stronę stanowi pewne niebezpieczeństwo i utrudnienie ruchu z powodu przerwy torów przez otwarte wgłębienie.

Przesuwnice niezagłębione nie mają otwartego wgłębienia, jednak mała rozporządzalna wysokość utrudnia wykształcenie odpowiednio silnych dźwigarów podłużnych, a nadto uciążliwe jest wtaczanie pojazdów z torów sąsiednich na tor przesuwnic, podniesiony około 45—80 mm. Z tych powodów ten rodzaj przesuwnic nadaje się dla lekkich pojazdów w warsztatach; nie ma zastosowania do przesuwania lokomotyw.

Długość przesuwnic wynosi zazwyczaj: dla wozów towarowych 4—5 m, dla dwu- i trójosiowych wozów osobowych i lokomotyw beztendrowych 7,5—12,0 m; dla czteroosiowych wozów osobowych i lokomotyw z tendrem 14—20 m i więcej.

Długość przesuwnic zagłębionych powinna być o 0,5 m większa, niż największy rozstaw osi pojazdów.

Do przesuwania szczególnie długich pojazdów w warsztatach można użyć dwóch mniejszych przesuwnic, ułożonych obok siebie w odstępie, odpowiadającym rozstawieniu wózków kierujących.

Szczegóły konstrukcyjne. Tor, dźwigający przesuwnicę, składa się z 3—6 szyn, zależnie od długości przesuwnic. Celem lepszego ustalenia bocznego przesuwnic i urządzenia styków przestawionych układa się często szyny podwójne. Koła o średnicy 0,8—0,9 m otrzymują tylko częściowo rąbki boczne lub środkowe celem możliwego zmniejszenia oporów ruchu. Pokrycie przesuwnic blachą rowkowaną — przy przesuwnicach zagłębionych w wysokości 40 mm poniżej górnej krawędzi szyn. Ustalenie przesuwnic przy pomocy zaryglowania, podobnie jak przy obrotnicach. Popęd parowy, gazowy, wodą pod ciśnieniem, zapomocą okrężnej liny, a najczęściej elektryczny, gdyż oszczędność na czasie wobec długich zazwyczaj dróg, jakie przesuwnica odbywa, jest przy tym popędzie największa. Chyżość przesuwnic lokomotywowo-wozowych około 0,5 m/sek., wagonowych do 1,0 m/sek. Obok urządzenia mechanicznego zwykle winda ręczna, jako zapasowa. Korzystne jest dodanie urządzenia do wtaczania pojazdów na przesuwnicę lub odwrotnie.

Przybliżony ciężar przesuwnic w kg przy długości *l* m dla lekkich wozów (500—600) *l*; dla wozów wszelkich typów (900—1500) *l*; dla lokomotyw (1500—2000) *l*.

Mury powinny być starannie wykonane. Tor przesuwnic silnie fundowany, podparty ciosami na zaprawie cementowej. Mury policzkowe wykonane dokładnie i trwale ze schodami przy głębokości dołu większej niż 0,25 m. Ważne jest należyte podparcie końców torów, które dobrze jest ułożyć wraz z murem policzkowym na wspólnej płycie betonowej. Dno dołu wraz z ewentualnymi wgłębieniami dla poprzecznych dźwigarów przesuwnic należy starannie odwodnić. Utrwalenie powierzchni brukiem, betonem lub asfaltem.

LITERATURA.

- Skibiński: Połączenia torów. 1897.
 Wątorok: Połączenia torów czteroszynowych. 1906.
 Wątorok: Budowa kolei żel. Tom I. 1924.
 Zbiór typów połączeń torów austr. kolei państw. 1908.
 Bäseler: Verkürzte Kreuzungsweichen. 1918.
 Die Eisenbahntechnik der Gegenwart: II. Band. 2. Abschnitt.
 Förster: Taschenbuch für Bauingenieure. 4. Auflage. 1921.
 Handbuch der Ingenieurwissenschaften; V. Band. 3. Abt. 1908.
 Röll: Enzyklopädie des Eisenbahnwesens. 2. Auflage. 1912—1923.
 Schau: Der Eisenbahnbau. I. 1914.
 Timpenfeld: Weichen und Geisverbindungen. 1904.

Trasowanie.

Trasowanie obejmuje badania i czynności, jakie należy przeprowadzić przed przystąpieniem do budowy kolei, a zmierzające do takiego ustalenia jej położenia, aby przy najmniejszych kosztach budowy, utrzymania i ruchu odpowiadała w zupełności celowi, któremu ma służyć. Rozróżniamy trasowanie handlowe (gospodarcze) i trasowanie techniczne.

Trasowanie handlowe ma na celu określenie wielkości oczekiwanego ruchu, a tem samem wielkości spodziewanych dochodów; określenie na tej podstawie typu kolei i wysokości kapitału, jaki można przeznaczyć na budowę, a wreszcie oznaczenie ogólne kierunków trasy, najkorzystniejszych z uwagi na wielkość i rodzaj przewidywanego ruchu i na potrzeby handlowe, a bez względu na teren.

Zadaniem trasowania technicznego jest ustalenie kierunków, wskazanych ogólnie trasą handlową, z uwzględnieniem typu kolei i wymagań terenu, oraz określenie wysokości kosztów budowy.

I. Trasowanie handlowe.

Przedewszystkiem należy określić wielkość i rodzaj oczekiwanego ruchu. Im ruch mniejszy i im bardziej posiada cechy ruchu miejscowego, tem bardziej należy nadać kolei charakter kolei lokalnej, ewent. wąskotorowej. Nawet przy oczekiwanym znaczniejszym ruchu zbudujemy kolej lokalną, jeśli ruch ten pokonać możemy ograniczoną ilością pociągów o miernym ciężarze i niewielkiej chyżości jazdy, a niema obawy współzawodnictwa innych, podobnie przebiegających kolei.

Ruch miejscowy (lokalny) obejmuje ruch osobowy i towarowy od i do miejscowości, które ma obsługiwać projektowana kolej; ruch przechodni (tranzytowy) obejmuje ruch osobowy i towarowy, pochodzący z innej linii kolejowej i przeznaczony do stacyj innej kolei za pośrednictwem kolei projektowanej. Kolej, nie łącząca się z inną, lub tylko w jednym końcu, posiada ruch wyłącznie miejscowy.

Dla oznaczenia wielkości ruchu miejscowego należy określić obszar ciężenia projektowanej kolei, czyli obszar, który będzie korzystał z tej kolei po wybudowaniu. Rozciąga się on w ogólności po obu stronach kolei do połowy szerokości pasa między linią projektowaną, a sąsiednią istniejącą lub projektowaną, o ile nie zachodzi potrzeba uwzględnienia większych rzek, nie posiadających mostów, albo pasm górskich lub innych przeszkód, które mogą linię graniczną obszaru ciężenia przesunąć w jedną lub drugą stronę.

Ocenę wielkości ruchu miejscowego można przeprowadzić rozmaicie:

1. Można oprzeć rachunek na wielkości ruchu na istniejących drogach, biegnących w kierunku zgodnym z projektowaną koleją, mnożąc go przez pewien współczynnik wielokrotności. Sposób niepewny.

2. Można się oprzeć na informacjach władz miejscowych co do wielkości obrotów handlowych. Uzyskane w ten sposób dane, zwłaszcza co do ruchu oczekiwanego, przyjmować ostrożnie, gdyż łatwo mogą być przesadzone. Pewniejsze są dane za pośrednictwem Izb handlowych, zwłaszcza odnośnie do surowców i wyrobów fabrycznych.

3. Znacznie lepszy sposób podał inżynier francuski Michel, który przyjął wielkość spodziewanego ruchu proporcjonalną do ilości mieszkańców miejscowości, w których znajdują się stacje z dodaniem pewnego obwodu, przyczem stwierdził, że okolice rolnicze dają ruch słabszy, niż gęściej zaludnione okolice przemysłowe. Launhardt podzielił tę ludność na dwie grupy podług odległości miejsca jej zamieszkania od stacji kolejowej. Przeciętnie: mieszkańcy

w obrębie 3 km od stacji biorą pełny udział w ruchu, zaś ludność zamieszkała dalej, ale w obszarze ciężenia danej stacji, tylko w pewnym ułamku, którego wielkość zależy od wielkości obszaru ciężenia. Dla ludności, mieszkającej w odległości 3—7 km od stacji, przy dobrych drogach dojazdowych, można przyjąć 0,5, dla dalszej okolicy 0,3, przy większej odległości jeszcze mniej. Wielkość ruchu na jednego mieszkańca ustala się na podstawie dat statystycznych innych kolei, znajdujących się w podobnych warunkach co do zaludnienia i rodzaju zatrudnienia.

Dla określenia wysokości spodziewanych dochodów trzeba nadto wyznaczyć odległość przewozu, najlepiej badając stosunki miejscowe, lub na podstawie dat statystycznych innych kolei.²² Według dat z lat 1898—1902 wykazują średnią dalekość przewozu:

koleje niemieckie	dla podróżnych około 20 km,	dla towarów około 100 km
" pruskie	" " " 21 km,	" " " 115 km
" francuskie	" " " 31 km,	" " " 130 km
" austriackie	" " " 40 km,	" " " 125 km
" węgierskie	" " " 47 km,	" " " 181 km
" amerykańskie	" " " 46 km,	" " " 210 km.

Jeśli linja projektowana łączy się tylko na jednym końcu z innymi kolejami, a długość jej jest mniejsza od określonej średniej dalekości przewozu, albo też jeśli na obu końcach łączy się z innymi kolejami, a posiada długość mniejszą od podwójnej średniej odległości, to należy przeprowadzić rachunek dla każdej stacji oddzielnie, uwzględniając jej odległość od bliższej stacji końcowej.

Jeśli projektowana kolej należy do tego samego przedsiębiorstwa, co koleje istniejące, z którymi się łączy, należy przy obliczaniu dochodów przyjąć całą dalekość transportu, wyznaczoną dla tego przedsiębiorstwa i rozdzielić ją podług długości jazdy na nową i na stare linje, bo dla tych ostatnich przy obrachowaniu zysku wstawić należy nie pełne koszty ruchu, lecz tylko ich część, gdyż wskutek przyrostu transportu nie będzie zazwyczaj potrzeby wprowadzania nowych pociągów, a koszty służby stacyjnej i na szlaku albo wcale nie wzrosną, albo tylko nieznacznie. Wogóle wzrost kosztów ruchu na liniach istniejących wyniesie z tego powodu 10—20% całkowitych kosztów.

Dla linii krótkich, pozostających w bezpośrednim związku z innymi linjami, stanowi poważną źródło dochodu opłata za przyjęcie towaru do transportu, którą rozdziela się po połowie na stację nadawczą i odbiorczą.

Biorąc pod uwagę przytoczone względy oraz względy taryfowe, można dochody z ruchu miejscowego dość dokładnie określić.

Ruchu przechodniego oczekiwać można tylko na liniach, które obu końcami łączą się z kolejami istniejącymi. Wielkość jego najpewniej oznaczyć z dat statystycznych kolei sąsiednich. Pamiętać, że przesyłki nie zawsze przechodzą będąc na nową krótszą linję zamiennie od tego, czy należy ona do tego samego właściciela, czy też nie. Przyjmowanie ruchu przechodniego przeprowadzać bardzo ostrożnie, a dla linii podrzędnych wogóle nań nie liczyć.

Wszystkie wydatki na ruch dzielą się na koszty ogólnego zarządu, koszty utrzymania i właściwe koszty ruchu. Każda z tych grup rozpada się na wydatki osobowe i rzeczowe.

Do wydatków osobowych należą płace funkcjonariuszy kolejowych i robotników, oraz wszelkie wydatki, związane z personelem. Oznaczyć je można dokładnie na podstawie danych statystycznych innych kolei.

Wydatki rzeczowe obejmują w kosztach ogólnego zarządu $\frac{2}{3}$ całkowitych kosztów, znając więc koszty osobowe tegoż zarządu, łatwo określić koszty rzeczowe. W grupie kosztów utrzymania obejmują koszty rzeczowe: koszt utrzymania szlaku i stacyj, telegrafów i urządzeń sygnalizacyjnych, oraz koszt odnowy toru i koszty ogólne. Właściwe rzeczowe koszty ruchu

obejmują koszty uruchomienia pociągów, oraz koszty utrzymania i odnowienia pojazdów. Wszystkie te koszty obecnie łatwo określić na podstawie danych, uzyskanych na kolejach istniejących.

Koleje prywatne obowiązane są do utworzenia osobnego funduszu, z którego pokrywa się wydatki na uzupełnienie materiałów nawierzchni i środków przewozowych, oraz funduszu rezerwowego na pokrycie nadzwyczajnych wydatków, spowodowanych klęskami elementarnymi. Jeśli koncesja kolei prywatnej opiewa na pewien przeciąg czasu, należy utworzyć fundusz umorzenia dla spłaty akcjonariuszów po wygaśnięciu koncesji.

Niech R oznacza wszystkie roczne koszty ruchu, U roczne koszty utrzymania, D oczekiwane dochody; niech oprocentowanie kapitału budowy K wynosi $p\%$, to roczny koszt dopuszczalnego kapitału budowy:

$$\frac{K p\%}{100} \leq D - R - U \quad \text{czyli} \quad K \leq (D - R - U) \frac{100}{p\%}.$$

Zw. uważamy budowę kolei za możliwą, jeśli roczny dochód osiąga 13% kapitału budowy, a roczne wydatki nie przekraczają 9% tegoż kapitału.

Wysokość tak wyznaczonego dopuszczalnego kapitału pozwala określić, jaki typ ma otrzymać projektowana linja. Ostateczną odpowiedź przyniesie rezultat studjów technicznych.

Państwo podejmuje często budowę linii kolejowej, chociaż oczekiwane dochody nie pokrywają kosztów, a to ze względów ogólnopaństwowych, strategicznych, politycznych lub ekonomicznych, (dla podniesienia handlu i przemysłu, albo gospodarstwa rolnego pewnej okolicy przez ułatwienie komunikacji i w parze z tem idące wzmoczenie bogactwa mieszkańców i ich zdolności podatkowej). Może też państwo przy ocenie rentowności projektowanej kolei uwzględnić zwiększenie dochodów linii państwowych już istniejących wskutek zasilenia ich ruchem z kolei projektowanej.

Zwykle, gdy budowę kolei zamierza przeprowadzić czyto państwo, czy też przedsiębiorstwo prywatne, przeprowadza się ocenę rentowności przez porównanie spodziewanych dochodów bezpośrednich projektowanej linii z całkowitymi kosztami budowy utrzymania i ruchu. Zadaniem inżyniera jest takie ustalenie typu kolei i przebiegu trasy, aby ona przy najniższej cenie kosztów zapewniała możliwie największe dochody.

Ustalenie kierunków trasy handlowej. Dla połączenia trasa dwu miejscowości najkorzystniejsza będzie trasa najkrótsza, więc prosta.

Gdy między końcowymi punktami trasy A i B znajdują się znaczniejsze miejscowości pośrednie C , D i E , których położenie odchyła się od kierunku prostego AB (fig. 262), można otrzymać rozmaite rozwiązania:

Można mianowicie zachować prosty kierunek trasy AB i wykonać dojazdy CP_1 , DP_2 i EP_3 , albo ułożyć trasę w ciągu łamanym $AP_1'P_2'P_3'B$, aby uzyskać skrócenia dojazdów i zbudować je ewentualnie jako drogi dojazdowe, wreszcie można doprowadzić trasę w ciągu łamanym przez miejscowości C , D i E . Zadaniem trasowania handlowego jest znalezienie rozwiązania najkorzystniejszego.

Zadanie to traktuje wyczerpująco Launhardt i ustala zasady prowadzenia kierunków trasy dla najmniejszej całkowitej kosztów, przyzem przyjmuje, iż koszty kilometryczne dla tych kierunków są znane. W rzeczywistości jednak koszty te mogą być bardzo różne, gdyż różne mogą być stosunki terenowe poszczególnych kierunków, a nadto wielkość transportów poszczególnych stacyj, przyjęta do rachunku, często zmienia się po wybudowaniu kolei, a wtedy oczywiście zmieniłby się i wynik rachunku.

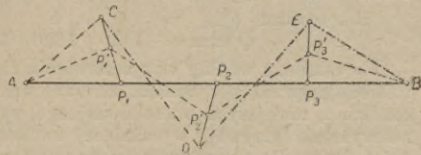


Fig. 262.

Wobec tego badania Launhardta mają raczej wartość teoretyczną i można ich użyć do zbadania porównawczego projektów, sporządzonych dla każdego kierunku, a nie do ostatecznego określania tychże.

W ogólności, gdy ruch bezpośredni między miejscowościami A i B przeważa, zaś ruch miejscowości pośrednich jest podrzędny, korzystne będzie najkrótsze, możliwie proste połączenie tych miejscowości i wykonanie osobnych dojazdów; gdy zaś oczekiwany ruch miejscowości pośredniej jest znaczny, można z korzyścią kolej przez nią przeprowadzić.

II. Trasowanie techniczne.

Przy ustalaniu trasy technicznej na podstawie wyników badań handlowych uwzględnić należy teren. Celem uzgodnienia wymagań gospodarczych z warunkami terenowymi ustala się przedewszystkiem warunki techniczne (program) projektowanej kolei, obejmujące podstawowe przyjęcia dla dalszego studjum trasy, w których należy określić czynniki: 1. typ projektowanej kolei, 2. przelotność, 3. spadki, 4. krzywizny, 5. przekrój poprzeczny kolei, 6. typ lokomotyw i nawierzchni, chyżość jazdy, 7. rozkład, wielkość i wyposażenie stacyj.

Typ projektowanej kolei z zaznaczeniem punktu początkowego i końcowego trasy, oraz tych punktów pośrednich, których trasa ma dotknąć, wynika z wymagań trasy handlowej.

Przelotność jest to zdolność przepuszczenia określonej ilości pociągów na dobie, wymagana przy największym możliwym rozwoju ruchu.

Znając wielkość oczekiwanego ruchu (badania handlowe), oraz dopuszczalny ciężar pociągu, określić można potrzebną ich dzienną ilość. Trasa powinna dozwalać na pokonanie tego ruchu.

M. K. Ż. podaje w rozp. z dn. 5 kwietnia 1923, Nr. V. 7383/23, nast. sposób określania przelotności projektowanych linii kolejowych znaczenia ogólnego:

Przelotność kolei oblicza się dla biegu pociągów towarowych poruszanych parowozem serji D typu G_8^1 , który przy krańcowej chyżości 20 km/godz. zdolny jest do prowadzenia pociągów o ciężarze Q (bez lokomotywy) podług nast. zestawienia:

na spadku	$s^{\circ}/_{00} = 4$	5	6	7	8	9	10
Q tonn	= 1530	1320	1160	1040	930	850	780.

Po ustaleniu według tego zestawienia ciężaru pociągu dla obranego spadku miarodajnego s_m (por. Spadki, str. 227), oznaczamy prędkość jazdy na różnych spadkach, mniejszych od miarodajnego, sposobem wykreslnym. W tym celu na wykresie krzywej, wyrażającej zmianę siły pociągowej ze zmianą chyżości, która dla powyższego parowozu określa się równaniem

$$Z_i \text{ kg} \cdot v \text{ km/godz.} = 237600,$$

wykreślamy krzywe oporu dla różnych spadków (określone wzorami Strahla), a punkty przecięcia tych krzywych z krzywą siły pociągowej określają odpowiednie prędkości jazdy. Podług tych prędkości obliczamy czas potrzebny na przejazd 1 km linii na różnych spadkach, oraz czas, potrzebny na przejazd całego szlaku.

Przy określaniu przelotności należy kierować się nast. zasadami:

a) O przelotności linii stanowi przelotność najtrudniejszego jej szlaku, na którym przebieg pociągu tam i z powrotem od stacyj do stacyj wymaga najdłuższego czasu.

b) Do obliczonego czasu biegu należy dodać 2 minuty na rozpęd i 2 minuty na zatrzymanie się każdego pociągu.

c) Odstęp czasu δ między przybyciem jednego pociągu i wyprawieniem następnego na tenże szlak w kierunku odwrotnym na liniach jednotorowych należy przyjmować nie mniejszy niż 3 minuty.

d) Na tych podstawach przelotność szlaku, na którym obliczony czas biegu tam i z powrotem z dodaniem czasu na rozpęd i zatrzymanie wynosi t_1 i t_2 minut, wyrazi się wzorem

$$u = \frac{1440}{t_1 + t_2 + 2\delta}$$

e) Przelotność linii należy udowodnić wykresem jazdy pociągów, przyjmując postój na stacjach wodnych 6 minut, a na pozostałych stacjach i mijalniach 3 minuty.

f) Największą prędkość pociągu towarowego przyjmować 45 km/godz.

Spadki, to najważniejszy element trasowania, trafny ich dobór rozstrzyga o wartości projektowanej trasy. Wielkość spadku, najkorzystniejszego dla danej trasy, zależy od typu kolei, więc od wielkości spodziewanego ruchu i pożądanej chyżości jazdy, oraz od terenu.

1. Górna granica dopuszczalnych spadków na kolejach adhezyjnych jest bardzo niska. Według N. Z. nie należy na kolejach głównych pierwszorzędnych przekraczać spadku 25‰, a na kolejach głównych drugorzędnych i kolejach lokalnych normalno- i wąskotorowych spadku 40‰. Według P. P. M. nie powinien największy spadek kolei lokalnych normalno- i wąskotorowych przekraczać 70‰ przy trakcji elektrycznej, a 40‰ przy innych rodzajach trakcji.

2. Trzymając się powyższych granic ustalamy dla kolei największy spadek s_m , dobrany odpowiednio do terenu i wielkości oczekiwanego ruchu i spadek ten, zwany spadkiem miarodajnym s_m , służy do określenia ciężaru pociągu.

Zwiększenie tego spadku na pewnych częściach szlaku możliwe przy zastosowaniu silniejszego parowozu, albo przez podział pociągu na części i zmniejszenie w ten sposób jego ciężaru, lub wreszcie przez przypręg drugiego parowozu posiłkowego. Wszystkie te sposoby są wielkim utrudnieniem ruchu i dlatego dochowanie obranego spadku miarodajnego bardzo pożądane.

Niewielkie odcinki trasy można ułożyć w spadku większym od s_m , ponokując go przez częściowe wyzyskanie energii kinetycznej rozpedzonego pociągu. Jeśli spadek na tym odcinku oznaczmy literą s_1 (gdzie $s_1 > s_m$), zaś literami v_1 i v_0 chyżość jazdy na początku i końcu badanego odcinka, to długość jego l wynosić może:

$$l = \frac{\alpha}{2g} \cdot \frac{v_1^2 - v_0^2}{s_1 - s_m}$$

przezem $\alpha = 1,08$ określa zwiększenie energii kinetycznej pociągu skutkiem rotacji osi i kół, zaś g oznacza przyspieszenie ziemskie.

Stosowanie takich krótkich ramp w spadku większym od miarodajnego powoduje stratę na czasie jazdy i utrudnia ruch, więc uż. tylko wyjątkowo dla kolei podrzędniejszych, posiadających niewielki spadek miarodajny, i znacznieszą chyżość.

3. Na kolejach nizinnych mamy do czynienia z małymi spadkami, nie przekraczającymi zw. wartości współczynnika oporu ruchu na torze prostym i poziomym w_0 . Na takich spadkach, nie wymagających hamowania przy jeździe w dół, średnia z prac siły pociągowej dla obu kierunków jazdy (przy jednakowym ciężarze pociągu) równa się pracy na poziomie.

Spadki takie nazywamy nieszkodliwymi, gdyż przy wyłącznem ich stosowaniu możemy niweletę kolei dowolnie załamywać, wprowadzając nawet spadki odwrotne, bez szkody dla dobroci linii z uwagi na zapotrzebowanie siły pociągowej. Pozwala to na dostosowanie trasy do terenu, więc zmniejszenie kosztów budowy.

4. Dochowanie spadku jednostajnego między dwiema stacjami jest bardzo pożądané, gdyż jest to najmn. możliwy spadek. Często względy terenowe wymagają odstępstwa od spadku jednostajnego.

Granice tego odstępstwa bez szkody dla dobroci trasy:

Dla przypadku, gdy spadek jednostajny jest nieszkodliwy ($s \leq w_0$), możemy stosować spadki łamane, a nawet odwrotne, byle nie przekraczały granicy spadków nieszkodliwych (por. ust. 3).

Jeśli spadek jednostajny jest szkodliwy ($s > w_0$), a uwzględniamy ruch w obu kierunkach, wówczas wolno spadki łażamywać, byle wszystkie spadki były szkodliwe i skierowane w jedną stronę.

Niveleta tak ułożona nie posiada spadków straconych.

5. Jeśli możliwe jest zastosowanie spadku jednostajnego między dwiema stacjami, należy ułożyć przed stacjami spadki pośrednie, przez co możemy nadać pociągowi, wyjeżdżającemu ze stacji dolnej, odpowiednią chyżość przed wjazdem na wielki spadek, oraz łagodny wjazd na tę stację pociągu, zjeżdżającego z góry. Spadek pośredni przed stacją górną ułatwia zatrzymanie i następne ruszenie z miejsca pociągu, gdy jest wjazd do stacji zamknięty, oraz regulowanie palenia pod kotłem, a wreszcie obydwie spadki pośrednie przyczyniają się do złagodzenia ostrości załomów spadku przy wejściu na stacje. Długość przedstacyjnych spadków pośrednich powinna być nieco większa od odległości sygnałów wjazdowych od początku stacji, a więc 500—800 m na kolejach głównych, a 150—300 m na lokalnych. Wielkość spadków pośrednich obieramy zw. równą połowie spadku, zastosowanego na dotyczącym szlaku.

6. Stacje kolejowe i mijalnie powinny w myśl P.P.M. leżeć zasadniczo w poziomie, a w każdym razie w spadkach nie przekraczających 2,5‰, z wyjątkiem torów przetokowych. Końce torów mijankowych mogą zachodzić na spadki przyległych szlaków. Długość równi stacyjnych winna odpowiadać projektowanemu układowi torów stacyjnych i przewidywanemu ich rozwojowi, conajmniej długości użytkowej torów z uwzględnieniem rozmieszczenia rozjazdów krańcowych i zaokrąglenia załomów. Mijalnie na szlaku poza stacjami mogą otrzymać spadki większe, a tylko tory, przeznaczone do odstawiania poszczególnych wagonów, układać należy w poziomie lub w spadku nie przekraczającym 2,5‰.

7. Załomy spadku należy według P.P.M. wyokrąglić łukiem kołowym o promieniu na kolejach głównych conajmniej 10.000 m, a w obrębie stacyj i dojść do nich conajmniej 5000 m. Na kolejach lokalnych wartości te mają wynosić 5000 i 2000 m. Przybliżona długość stycznnej łuku wyokrąglającego:

$$t = \frac{r}{2} (s_2 \pm s_1),$$

zaś pionowy odstęp punktu nivelety wyokrąglonej od punktu załomu:

$$h = \frac{r}{8} (s_2 \pm s_1)^2,$$

gdzie: r = promień łuku wyokrąglającego, a s_1 i s_2 = przyległe spadki, przyczem znak $+$ odpowiada spadkom odwrotnym, a znak $-$ spadkom zgodnie skierowanym. Ostre załomy spadków złagodzić, wprowadzając wstawki pośrednie. Szczególnie potrzebne takie wstawki między większymi i dłuższymi spadkami odwrotnymi. Według P.P.M. należy w tym wypadku włożyć wstawkę poziomą lub w spadku nie przekraczającym 3‰ o długości (łącznie z łukami wyokrąglającymi) nie krótszej niż długość pełnoładowych pociągów.

Odstęp punktów załomu nivelety powinien odpowiadać chyżości jazdy celem uzyskania spokojnego biegu pociągów.

Unikać należy załomów spadku na łukach, na mostach otwartych i w pobliżu tychże, oraz przed rozjazdami stacyjnymi. Odstęp punktu załomu spadku

od początku łuku, względnie od przyczółka mostu lub od początku rozjazdu powinien być równy conajmniej długości t stycznej łuku wyokrąglającego zwiększonej o 6 m.

Ś. P. P. M. zalecają złagodzenie wzniesień miarodajnych na łukach o wartość dodatkowego oporu wskutek krzywizny.

Złagodzenie to uzyskamy, urabiając t. zw. linję o stałym oporze. Jeśli s = spadek jednostajny szlaku, na którym mamy zrobić linję o stałym oporze, l_0 = łączna długość wszystkich prostych tego szlaku, l_1 = długość wszystkich łuków, dla których spółcz. dodatkowego oporu z powodu krzywizny wynosi $w_r = 1 \text{ kg/t}$, l_2 długość łuków, dla których $w_r = 2 \text{ kg/t}$ itd., a wreszcie t długość tuneli i głębokich przekopów, w których trzeba dodatkowo zmniejszyć spadek o $m^0/100$, natenczas spadek w prostych s_0 wyznaczmy z wzoru

$$s_0 = s + \frac{\sum_1^n n \cdot l_n + m t}{L},$$

przyczem L oznacza całkowitą długość badanego szlaku.

W łukach grupy l_1 zastosujemy spadek $s_1 = s_0 - 1$, w łukach grupy l_2 spadek $s_2 = s_0 - 2$ itd.

Według P. P. M. należy w dłuższych tunelach zmniejszyć spadek miarodajny do 0,7 jego wartości na szlaku otwartym.

Kierując się powyższymi wskazówkami, określiśmy w warunkach technicznych spadek miarodajny dla szlaku, oraz spadki dla stacyj i mijalni.

Krzywizny.

1. Najmniejsze promienie łuków. Dla wozu dwuosowego z osiami stałymi, ułożonego w łuku o tak małym promieniu, że wszystkie koła opierają się swemi rąbkami o szyny (fig. 263 a), otrzymujemy

$$R = \frac{1}{e} (a^2 + a l) - \frac{s}{2}$$

a wstawiając podług fig. 263 b w przybliżeniu $a = \sqrt{2 \rho m}$,

$$\text{otrzymamy } R = \frac{1}{e} (2 \rho m + l \sqrt{2 \rho m}) - \frac{s}{2}.$$

Podobnie, oznaczając literą g całkowitą grę osi zwrotnej w łożyskach, otrzymamy dla wozu z osiami zwrotnymi, zgodnie z fig. 263 c

$$\varepsilon = \frac{e}{2} + \vartheta, \quad \vartheta = a \sin \omega \cong a \operatorname{tang} \omega = \frac{a g}{s}.$$

$$\text{a więc } \varepsilon = \frac{e}{2} + \frac{a g}{s}$$

$$\text{i ostatecznie } R = \frac{1}{2 \varepsilon} (2 \rho m + l \sqrt{2 \rho m}) - \frac{s}{2}.$$

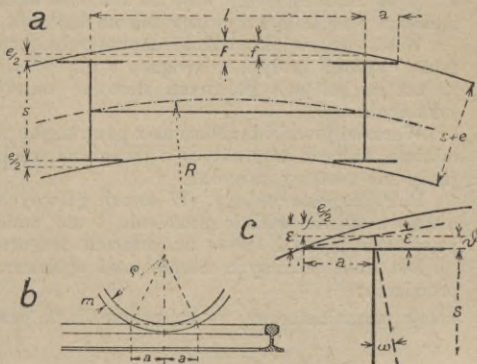


Fig. 263.

Zatem: szerokość toru wywiera stosunkowo bardzo nieznaczny wpływ na wielkość promienia łuku, natomiast rozstrzygają: rozstaw osi pojazdów, średnica kół, wysokość rąbków, a przede wszystkim gra między rąbkami kół a szynami. Możemy więc na kolejach wąskotorowych stosować znacznie mniejsze promienie krzywizny niż na kolejach normalnotorowych.

Wielki wpływ na wielkość dopuszczalnego promienia krzywizny wywiera także chyżość jazdy i w związku z nią pozostające bezpieczeństwo ruchu, to też na kolejach głównych stosować należy większe promienie niż na lokalnych.

Wartości promieni, obliczone z powyższych wzorów, stanowią bezwzględne minima, których w praktyce z uwagi na wielkość oporów i bezpieczeństwo jazdy nie możemy stosować.

P. P. M. postanawiają: W torach głównych kolei głównych należy stosować możliwie wielkie promienie i nie mniejsze niż 300 m na kolejach pierwszorzędnych i 180 m na kolejach drugorzędnych.

Dla kolei lokalnych normalno- i wąskotorowych dopuszczalne są nast. promienie:

koleje normalnotorowe, na które przechodzą parowozy kolei głównych, 180 m								
"	"	"	"	"	wagony	"	"	"
"	"	"	"	"	(bez parowozów)	"	140 m	"
"	"	"	"	"	nie przechodzi tabor kolei głównych,	100 m		"
"	o szerokości toru	1000 mm	w szlakach	głównych	100 m,	zresztą	50 m	"
"	"	"	"	750 mm	"	"	75 m,	" 40 m
"	"	"	"	600 mm	"	"	60 m,	" 30 m

Na wszystkich tych kolejach można za zezwoleniem M. K. Ż. stosować mniejsze promienie, jeśli tabor jest odpowiednio urządzony do przejazdu ostrych łuków.

2. Poszerzenie toru. Zbyt małe poszerzenie utrudnia ruch parowozów z większą ilością osi sprzężonych w ciasnych łukach i powoduje silne ocieranie rąbków kół o szyny; zbyt wielkie poszerzenie wywołuje niespokojny ruch końcowych wozów w pociągu, zwłaszcza wozów o mniejszym rozstawie osi.

Wedle P. P. M. największe dopuszczalne poszerzenie wynosi:

$$e \text{ mm} = \frac{7000}{R^m} - 5,$$

przyczem szerokość toru w łukach nie powinna przekraczać 1465 mm na kolejach pierwszorzędnych i 1470 mm na drugorzędnych.

Poszerzenie toru wedle wzoru dla różnych promieni wynosi:

dla $R = 100, 150, 180, 200, 250, 300, 400, 500, 600, 800, 1000, 1200 \text{ m}$

$e = 35, 35, 34, 30, 23, 18, 13, 9, 7, 4, 2, 1 \text{ mm}$

Związek niemieckich zarządów kolejowych zaleca wzór:

$$e = \frac{(1000 - r)^2}{30.000}.$$

Dla kolei wąskotorowych zaleca Skibiński następujące wzory:

dla szerokości toru	1000 mm	750 mm	600 mm
poszerzenie toru $e \text{ mm}$	$= \frac{1400}{R^m} - 5,$	$\frac{880}{R^m} - 4,$	$\frac{450}{R^m} - 2,$
przyczem przy najmn. promieniu $R =$	50	40	25 m
otrzymujemy max. $e \text{ mm}$	$= 23$	18	16
zaś $e = 2 \text{ mm}$ dla R	$= 200$	150	120 m

Poszerzenie toru umieszczamy całkowicie po wewnętrznej stronie łuku, odsuwając tok wewnętrzny od osi toru o wymiar równy połowie szerokości toru na prostych, zwiększonej o pełną wartość poszerzenia. Tok zewnętrzny, prowadzący przednią oś pojazdu, przebiega regularnie i stale równoległe do osi toru.

3. Przechyłka toru. Celem zniweczenia wpływu siły odśrodkowej podnosimy w łukach tok zewnętrzny ponad wewnętrzny o taki wymiar h (fig. 264), aby wypadkowa R z ciężaru pojazdu G i siły odśrodkowej O padała w oś toru.

Oznaczając chyżość jazdy literą v m/sek., a promień łuku literą r^m , otrzymujemy dla przechyłki toru wzór

$$h = \frac{sv^2}{gr}$$

Dla normalnej szerokości toru $s = 1,5$ m i dla chyżości V w km/godz. otrzymujemy

$$h \text{ mm} = 11,8 \frac{(V \text{ km/godz.})^2}{r^m}$$

Z uwagi na bezpieczeństwo jazdy należałoby obliczać przechyłkę dla największej chyżości pociągów na danej linii kolejowej, a wtedy pociągi, jadące z mniejszą chyżością, naciskać będą na tok wewnętrzny, zwiększając w ten sposób poziomą siłę poprzeczną. Różnica nacisku na obydwie toki będzie tem większa, im większa zachodzi różnica między chyżościami pociągów pośpiesznych i towarowych. Z tego powodu P. P. M. zatrzymują powyższy wzór na przechyłkę tylko dla chyżości jazdy od 0 do 50,85 km/godz., zaś dla chyżości od 50,85 do 120 km/godz. stosują wzór

$$h \text{ mm} = 600 \frac{V \text{ km/godz.}}{r^m}$$

przyczem w obu wzorach należy wprowadzać największą chyżość, dopuszczalną w łuku z uwagi na jego krzywiznę lub z uwagi na budowę toru, jeśli ona wymaga zmniejszenia szybkości na łukach.

Odpowiednio do powyższych uwag otrzymujemy nast. tabelkę:

dla promienia r	= 1200	1100	1000	900	800	700	m
największa chyżość V	= 115	110	105	100	95	90	km/godz.
przechyłka toru h	= 58	60	63	67	71	77	mm

dla promienia r	= 600	500	400	300	250	200	150	100	m
największa chyżość V	= 85	80	75	65	60	50	40	25	km/godz.
przechyłka toru h	= 85	96	113	130	144	148	126	74	mm

Dla kolei wąskotorowych nadają się wzory:

$$\text{dla szerokości toru } s = \begin{matrix} 1000 & 750 & 600 \text{ mm} \\ \text{przechyłka toru } h \text{ mm} = 8,0 \frac{(V \text{ km/godz.})^2}{r^m}; & 5,9 \frac{(V \text{ km/godz.})^2}{r^m}; & 4,7 \frac{(V \text{ km/godz.})^2}{r^m}. \end{matrix}$$

Zwykle podwyższamy tok zewnętrzny pozostawiając położenie toku wewnętrznego bez zmiany, by nie zmniejszać pod nim grubości warstwy żwiru i utrzymać niweletę toru.

4. Krzywa przejściowa. Przejście między prostą i łukiem łagodźmy przez włączenie krzywej przejściowej tak urządzonej, by w każdym jej punkcie zachodziła proporcjonalność przechyłki toru do promienia krzywizny (fig. 265).

$$\text{Z warunków} \quad h_x = \frac{sv^2}{g\rho} \quad \text{oraz} \quad h_x = \frac{x}{i}$$

otrzymujemy równanie krzywej przejściowej, powszechnie stosowanej

$$y = \frac{x^3}{6C}$$

przyczem

$$C = \frac{isv^2}{g}$$

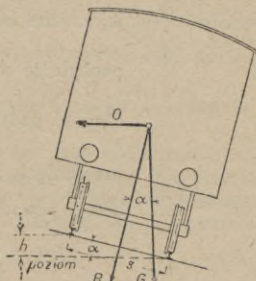


Fig. 264.

Ważniejsze elementy tej krzywej, potrzebne przy wytyczeniu:

$$\text{długość krzywej} \quad l = i h,$$

$$\text{jej rzędna końcowa} \quad e = \frac{l^2}{6r},$$

$$\text{pochylenie stycznej końcowej} \quad \text{tang } \varphi_0 = \frac{l}{2r},$$

$$\text{długość podstycznej} \quad z_0 = \frac{1}{3} l,$$

$$\text{przesunięcie stycznej głównej} \quad v = \frac{1}{4} l,$$

odstęp przesuniętego punktu styczności C od końca krzywej:

$$a = \frac{r l}{\sqrt{l^2 + 4r^2}} = \frac{l(r + v - e)}{2r}.$$

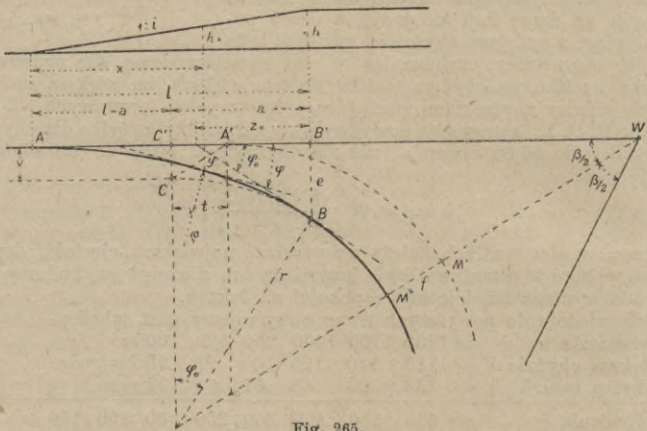


Fig. 265.

Dla łuków płaskich, z jakimi mamy do czynienia na kolejach głównych, w przybliżeniu:

$$a = \frac{l}{2},$$

przesunięcie łuku, wywołane włączeniem krzywej przejściowej:

$$f = v \cdot \text{cosec } \frac{\beta}{2},$$

rzut tegoż przesunięcia na styczną główną:

$$t = v \cdot \text{cotang } \frac{\beta}{2},$$

rzędna krzywej w punkcie C' : $y = \frac{v}{2}$.

Postępowanie przy wytyczeniu krzywej:

Dla danego kąta β i promienia łuku r obliczamy długość stycznej

$$A'W = r \cdot \text{cotang } \frac{\beta}{2}$$

oraz wymiar

$$t = v \cdot \text{cotang } \frac{\beta}{2}$$

i sumę tych długości odmierzymy na stycznej od wierzchołka W . Od otrzy-

manego w ten sposób punktu C' odmierzamy wprzód długość $(l - a)$, zaś wstecz długość a . Punkt A jest początkiem krzywej; na prostopadłych w punktach C' i B' odmierzamy długości $\frac{v}{2}$, względnie e , i otrzymujemy środkowy i końcowy punkt krzywej, które zazwyczaj wystarczają do jej ułożenia.

Tabele cyfrowe, przydatne w polu przy tyczeniu łuków z krzywymi przejściowymi, zawiera Skibińskiego „Tyczenie tras“.

Pochylenie rampy przechyłkowej $1 : i$ powinno być tem łagodniejsze, im większa jest chyżość jazdy. P. P. M. ustanawiają najmn. wartość tego pochylenia na $1 : 375$. Wartość ta wystarcza tylko przy niewielkich chyżościach jazdy. Zgodnie z podziałem kolei, wprowadzonym przez P. M. K., zawiera tablica 1 odpowiednie wartości dla i .

Tablica 1.

	v km/godz.	min. r^m	i	l^m
1. Koleje główne pierwszorzędne .	100	1000	1000	60,0
2. Koleje główne drugorzędne, prowadzące ruch pośpieszny . .	80	500	600	57,6
3. Koleje główne drugorzędne, nie prowadzące ruchu pośpiesznego	50	250	400	47,2
4. Koleje lokalne normalnotorowe i bocznicze	40	150	300	37,8
5. a) Koleje wąskotor.: $s = 1000$ mm	30	50	300	43,2
b) „ „ „ $s = 750$ mm	25	40	300	27,6
c) „ „ „ $s = 600$ mm	20	30	300	18,9

Dla łuków o wielkich promieniach wypada krzywa przejściowa krótka z bardzo małą rzędną końcową; nie stosujemy więc tu krzywych przejściowych, a zagubienie przechyłki toru uskuteczniamy całkowicie na prostej, przyczem pochylenie toku zewnętrznego przyjąć należy w wartości, odpowiadającej danemu typowi kolei. Dla przytoczonych typów największe promienie, dla których jeszcze zastosujemy krzywe przejściowe, są:

typ	1	2	3	4	5 a	5 b	5 c
$R = 3000$		2000	1000	600	250	150	100 m.

5. Proste między łukami. Długość prostych między łukami nie może spaść poniżej granicy, uwarunkowanej możliwością zagubienia przechyłki toru, oraz uzyskania pewnej długości toru bez przechyłki dla łagodnego przeprowadzenia pojazdu z jednego pochylenia w drugie.

a) Łuki odwrotne bez krzywych przejściowych. Wedle N. Z. należy pomiędzy odwrotnymi łukami wstawić prostą o takiej długości, aby między początkowymi punktami przechyłek toru pozostawał odcinek l_0 prostej bez przechyłki o długości conajmniej 30 m na liniach pierwszorzędnych i min. 10 m na drugorzędnych. Jeśli promienie łuków wynoszą r i r_1 , odpowiadające im przechyłki toru h i h_1 , zaś pochylenie ramp przechyłkowych $1 : i$, to całkowita długość prostej ma wynosić

$$L = i(h + h_1) + l_0.$$

b) Łuki odwrotne z krzywymi przejściowymi. Na planie trasy kolejowej nie uwzględniamy krzywych przejściowych, które wytyczamy dopiero w terenie, toteż dla łuków, kreślonych na planie w położeniu kreskowanym (fig. 266), należy dochować taką najmn. długość prostej L , by po

ułożeniu krzywych przejściowych pozostała między ich początkami prosta bez przechyłki o długości l_0 . Wtedy L wynosi conajmniej:

$$L = l_0 + (l - a) + (l_1 - a_1) + t + t_1.$$

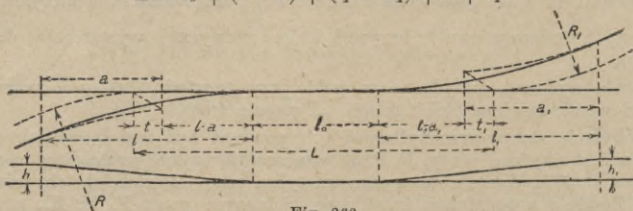


Fig. 266.

Dla podanych w tabl. 1. pięciu typów kolei i dla najmn. dopuszczalnych promieni otrzymujemy zestawienie wedle tablicy 2.

Tablica 2.

Typ kolei	min. R^m	h mm	i	l_0^m	$(l - a)^m$	t^m (w przy- bliżeniu)	L^m	
							dla przypadku	
							a)	b)
1	1000	60	1000	30,0	30,0	1,0	150,0	92,0
2	500	96	600	10,0	28,8	1,0	125,2	69,6
3	250	118	400	10,0	23,7	1,0	104,4	59,4
4	150	126	300	10,0	19,05	1,0	85,6	50,1
5 a	50	144	300	10,0	23,37	1,0	96,4	58,7
5 b	40	92	300	10,0	14,55	1,0	65,2	41,1
5 c	30	63	300	10,0	9,90	1,0	47,8	31,8

W przypadku b) potrzebne są zatem krótsze proste między łukami, niż w przypadku a), co stanowi jeszcze jedną korzyść zastosowania krzywych przejściowych.

Podług P.P.M. należy między odwrotnymi łukami wstawić przy trasowaniu prostą o długości conajmniej dostatecznej do umieszczenia krzywych przejściowych.

Wtedy prosta l_0 może odpaść z powyższych wzorów dla długości L , a proste L w powyższym zestawieniu skróca się o długość l_0 .

c) Łuki skierowane w tę samą stronę (łuki zgodne). Z uwagi na przechyłkę toru, występującą w obydwóch łukach w tym samym toku, krótkie wstawki proste są bardzo niesposobne dla ruchu. P.P.M. zalecają unikanie ich między łukami zgodnymi.

Jeśli przy układaniu trasy wypadła taka krótka prosta, lepiej zastąpić ją łukiem o jednym większym promieniu lub koszowym.

Wedle powyższych wskazówek określmy w warunkach technicznych najmn. dopuszczalny promień łuku, wielkość poszerzenia i przechyłki toru, oraz najmniejszą długość prostych między łukami.

Przekrój poprzeczny kolei. Tu powinny znaleźć określenie:

1. Ilość torów. Koleje główne pierwszorzędne budujemy zwykle jako dwutorowe, a w każdym razie należy w projekcie uwzględnić przyszłą budowę drugiego toru. Jeżeli odstęp czasu, w jakim budowa drugiego toru ma nastąpić, jest długi, ograniczamy się zwykle do wykupna gruntów pod kolej dwutorową; jeśli krótszy, budujemy większe mosty, wiadukty i tunele

fig. 267, a na wszystkich pozostałych torach skrajni, wskazanej po prawej stronie fig. 267 linjami pełnymi.

Przy budowie nowych kolei i przy przebudowie istniejących winna być pozostawiona poza skrajnią wolna odległość, wynosząca na stacjach i mostach 200 mm, na pozostałym zaś szlaku 500 mm (fig. 267, linje kreskowane AB i CD).

Na kolejach zębatych skrajnia między szynami ogranicza się dodatkowo na szerokość 500 mm i na wysokość 50 mm (fig. 267, linja kreskowana i kropkowana).

Dla zachowania skrajni w łukach należy uwzględnić przechyłkę i poszerzenie toru, a w łukach o promieniu mniejszym niż 400 m również długość wagonów.

Na kolejach lokalnych normalnotorowych obowiązuje ta sama skrajnia, co na kolejach głównych.

Dla kolei wąskotorowych, na które przechodzą wagony kolei normalnotorowych na kozłach, należy stosować skrajnię podług fig. 267, licząc od dolnego punktu okręgu tocznego kół wagonu kolei normalnotorowej, usta-

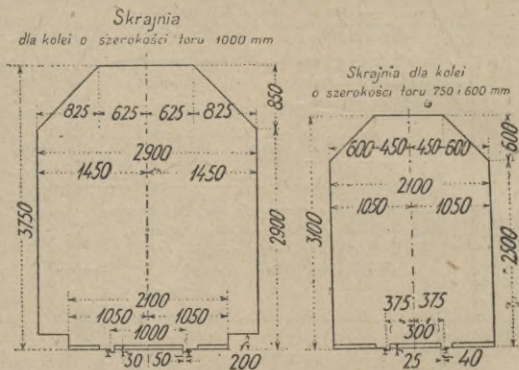


Fig. 268.

Fig. 269.

wionego na kozłach. M. K. może zezwolić na odstępstwo od przepisanej skrajni, o ile zapewniony jest wolny i bezpieczny przejazd taboru z ładunkiem.

Dla kolei wąskotorowych, na które nie przechodzą wagony kolei normalnotorowych, określa M. K. skrajnię podług taboru danej kolei; skrajnie, przedstawione na figurach 268 i 269, obowiązują jako dopuszczalnie najmniejsze. Przy dochodzeniu skrajni uwzględnić w łukach przechyłkę i poszerzenie toru.

3. Odstęp torów. P. P. M. postanawiają dla kolei głównych: Odległość między osiami dwóch torów sąsiednich na szlaku ma wynosić conajmniej 3,50 m. Odległość tę między dwiema parami torów lub jedną parą torów a torem trzecim zwiększyć conajmniej do 4,00 m; w razie zaś potrzeby ustawienia na międzytorzu sygnałów stałych, co najmniej do 4,70 m.

Odległość między osiami torów na stacjach conajmniej 4,50 m, za wyjątkiem torów przeładunkowych i zasadniczych torów głównych, pomiędzy którymi można ją zmniejszyć, zależnie od warunków miejscowych, do 3,50 m.

Odległość między osiami torów, między którymi mają być umieszczone perony, winna wynosić w wypadku peronów jednostronnych nie mniej niż 6,0 m, w wypadku peronów dwustronnych nie mniej niż 9,0 m.

Dla kolei lokalnych normalnotorowych osiowy odstęp torów na szlaku conajmniej 3,50 m. Na stacjach kolei lokalnych normalnotorowych, przez które ma przechodzić tabor kolei głównych, odstęp między osiami torów

nie może być mniejszym niż 4,0 m. Na stacjach takich kolei, na które tabor kolei głównych nie przechodzi, powinien osiowy odstęp torów przewyższać najw. szerokość taboru, względnie ładunku conajmniej o 600 mm; dla torów, przeznaczonych do wsiadania i wysiadania podróźnych, należy powyższy wymiar 600 mm powiększyć do 1350 mm.

Dla kolei wąskotorowych, na które nie przechodzą wagony kolei normalnotorowych, powinien osiowy odstęp torów na szlaku przewyższać o 400 mm największą szerokość taboru lub ładunku w zależności od tego, co daje większą szerokość. Na stacjach takich kolei należy powyższy wymiar 400 mm powiększyć do 600 mm, a dla torów przeznaczonych do wsiadania i wysiadania podróźnych do 1350 mm.

4. Szerokość toru. Koleje główne otrzymują zawsze normalną szerokość toru, wynoszącą na prostych 1435 mm. Niektóre państwa mają szerokość toru większą i tak: Rosja 1524 mm, Hiszpanja 1740 mm, Irlandja 1600 mm itp. Koleje te nazywamy kolejami szerokotorowymi.

Dla kolei lokalnych należy w każdym przypadku przeprowadzić badania, czy odpowiedni będzie tor normalny, czy wąski.

Korzyści toru wąskiego: mniejsze koszta budowy, lżejsza nawierzchnia, możność lepszego przystosowania trasy do terenu (małe dopuszczalne promienie krzywizny), co ułatwia także wprowadzenie toru wąskiego wewnątrz miejscowości i do zakładów przemysłowych.

Niekorzyści toru wąskiego: znaczne trudności ewentualnej przebudowy kolei na normalnotorową; niemożność posiłkowania się taborom innych kolei w okresie wzmożonego ruchu, wskutek czego kolej wąskotorowa musi otrzymać tabor w takiej ilości, by mogła zawsze odpowiedzieć wymaganiom ruchu; stosunek ciężaru martwego do użytecznego mniej korzystny; wreszcie niemożność przeprowadzania pojazdów z toru wąskiego na normalny i odwrotnie na stacjach włączenia obu szerokości toru, co pociąga za sobą konieczność przeładowywania towarów.

Ostatniej niekorzyści należy poświęcić nieco uwagi.

W transportach kolejowych rozróżniamy towar drobny (przewożony w poszczególnych kawałkach) i towar masowy (w ładunkach całowagonowych). Przeładowania towaru drobnego nie uważa się za niekorzyść toru wąskiego, jak i przesiadania podróźnych, gdyż i na stacjach włączenia kolei lokalnej normalnotorowej do kolei głównej następuje ono z reguły, a przyspieszenie i ułatwienie czynności przeładowczej uzyskamy, układając tory przeładowcze obu kolei równoległe i podwyższając niweletę toru wąskiego tak, aby podłogi obu wagonów znajdowały się w równej wysokości.

Konieczność przeładowywania towaru masowego stanowi wybitną niekorzyść toru wąskiego, gdyż zwiększa koszta przewozu i uniemożliwia przewóz towarów, które nie znoszą przeładowania, bo łatwo przytem doznają uszkodzeń albo są zbyt tanie. Dla takich ładunków przeprowadza się całe pojazdy z jednego toru na drugi.

Przenoszenie wagonów kolei wąskotorowej na wagony platformowe toru normalnego skutecznie można zapomocą żórawi, albo zap. ramp czołowych z torem wąskim, ułożonym w poziomie podłogi wagonu normalnotorowego, po którym wypycha się wagony kolei wąskotorowej na platformę wagonu normalnotorowego.

Przewóz całych wagonów kolei normalnotorowej po torze wąskim umożliwiony jest przy pomocy kozłów, tj. wózków zwykle dwuosiowych, opatrzonych silną platformą, na której ustawiony jest stojak z łożyskiem dla osi wozu normalnotorowego. Wymiary kozła: rozstaw osi 80—120 cm, średnica kół 47—50 cm, ciężar własny 1300—1400 kg, udźwig 10—12 t. Wzniesienie łożysk ponad tor takie, aby koła wozu normalnotorowego znajdowały się ponad poziomem szyn toru wąskiego.

Tor wąski ułożony w zagłębieniu wewnątrz toru normalnego, poczem podnosi się łagodną rampą do niwelety tegoż ostatniego. Na wgłębionej

części toru wąskiego ustawione są kozły. Lokomotywa popycha wagony wolnym ruchem po torze normalnym, a te, tocząc się nad wgłębieniem, zabierają z sobą kozły przy pomocy odp. urządzenia, prowadząc je dokładnie pod osią. Gdy kozioł przy dalszym ruchu dostanie się na rampę, ujmuje os wozu normalnego i unosi ją nieco w górę. Po wyjeździe na górę zamyka się sprzęgła i wóz normalny, ułożony na kozłach, jest gotowy do odjazdu. Z powodu skręcalności łożysk kozła około osi pionowej można przewozić nawet długie wozy normalnotorowe w ostrych łukach toru wąskiego, gdyż ruch kozłów jest wzajemnie niezależny podobnie, jak ruch trucków. Inny sposób przewożenia wagonów normalnotorowych po torze wąskim: zastosowanie niskich, zw. czteroosiowych wozów platformowych, zw. transporterami, przyczem ramę platformy tworzy tor normalny. Przy pomocy rampy czołowej następuje wtaczanie wozu normalnotorowego na platformę. Opisane urządzenia stanowią wprawdzie znaczne ułatwienie, gdyż czas potrzebny na manipulację jest nieznaczny, a koszt jej wynosi zaledwie tyle, jakby wóz kilka kilometrów dłużej jechał, mimo tego jednak przedstawiają one niedogodności. Przy tym sposobie przewozu trzeba na kolei wąskotorowej dochować wydatnie zwiększoną skrajnię i transportować znaczny ciężar martwy, a nadto z uwagi na bezpieczeństwo ruchu nie można składać pociągu tylko z takich pojazdów, lecz trzeba je przegradzać wozami zwykłymi, co stanowi utrudnienie czynności zestawczej.

Zatem: W łatwym terenie nizinnym nie oplaci się budowa toru wąskiego, chyba dla linii bardzo podrzędnych. Wobec nieznacznych robót ziemnych i niekosztownych obiektów jest linja normalnotorowa w takim terenie nie wiele droższa od wąskotorowej. W trudnym terenie różnica w kosztach budowy może wypaść bardzo znaczna, a wtedy tor wąski bardzo korzystny, a nawet jedynie możliwy, gdy oczekiwany ruch jest niewielki i rozporządzamy małym kapitałem na budowę. Tylko, gdy kolej podrzędna łączy dwie koleje normalnotorowe, a jest krótka, wykonamy tor normalny, aby uniknąć podwójnego przeładowania.

W powszechnem użyciu są trzy szerokości toru wąskiego: 1000 mm, 750 mm i 600 mm.

Według Liebmann'a zachodzi następujący stosunek kosztów budowy i wydajności ruchu przy szerokości toru 1435 mm, 1000 mm, 750 mm i 600 mm:

koszta budowy 1 : 0,67 : 0,58 : 0,33

wydajności ruchu 1 : 0,78 : 0,72 : 0,55.

Nie powinno się schodzić z szerokością toru poniżej 750 mm dla adhezyjnych kolei parowozowych, zaś poniżej 1000 mm dla lokomotyw elektrycznych i dla kolei zębatach przy nieco silniejszym ruchu. Nie należy też schodzić poniżej 1000 mm dla kolei, prowadzących ruch przy pomocy kozłów, gdyż inaczej potrzebne są urządzenia, zabezpieczające stałość wysokich pojazdów.

Zresztą o wyborze między szerokością 1000 mm i 750 mm decyduje wielkość oczekiwanego ruchu.

Szerokość 600 mm jest dla kolei o nieco wydajniejszym ruchu bezwzględnie za mała, gdyż tor i pojazdy są zbyt lekkie i koszty utrzymania niestosunkowo wysokie. Dla ruchu osobowego ta szerokość jest również zbyt mała; wagony wąskie i niewygodne; ze względu na bezpieczeństwo ruchu można stosować tylko nieznaczne chyżości, a podczas silnego wiatru zagraża niebezpieczeństwo wywrotu. Natomiast szerokość toru 600 mm nadaje się dobrze dla kolejek konnych z ruchem wyłącznie towarowym, gdyż można trasę łatwo dostosować do terenu i układać ją na drogach zwykłych.

5. Szerokość korony kolei zależy od typu kolei i od szerokości toru. Por. dział o budowie toru. Granica wywłaszczenia wedle P.P.M. powinna przechodzić w odległości conajmniej 1,0 m od krawędzi budowli i urządzeń kolejowych. O ile tego wymagają warunki miejscowe, należy

wzdłuż granicy wywłaszczenia pozostawić wolny pas ziemi o szerokości conajmniej 3,0 m dla drogi kołowej, ułatwiającej dostęp do pól przeciętych koleją.

Typ lokomotyw i nawierzchni. Szybkość jazdy. Typ lokomotyw dobiera się odpowiednio do ciężaru pociągów, spadku miarodajnego i wymaganej szybkości jazdy. Związek zachodzący między temi czynnikami por. p. 2 i 3; szybkość jazdy zależy od typu kolei, spadków i rodzaju pociągu. Na kolejach głównych największa chyżość pociągów towarowych 40—50 km/godz., osobowych 50—60 km/godz., pospiesznych 60—100 km/godz., na liniach z większemi spadkami przyjmuje się mniejsze wartości. Na kolejach lokalnych normalnotorowych nie powinna chyżość przekraczać 30 km/godz., jednak na takich kolejach z własnem torowiskiem można dla pociągów osobowych z hamulcami zespolonemi dopuścić chyżość 40 km/godz.

Na kolejach wąskotorowych największa dopuszczalna chyżość nie powinna przekraczać przy zastosowaniu hamulców ręcznych: 30 km/godz. przy szerokości toru 1000 mm, 25 km/godz. przy szerokości toru 750 mm i 20 km/godz. przy szerokości toru 600 mm; zaś przy zastosowaniu hamulców zespolonych odpowiednio 40, 35 i 30 km/godz. Na kolejach drogowych najw. dop. prędkość jazdy 15 km/godz. Typ parowozu odpowiadać musi wymaganej sile pociągowej i chyżości jazdy, typ nawierzchni przyjętemu obciążeniu osi parowozu.

Rozkład, wielkość i wyposażenie stacyj. Obok względów, podyktywanych trasą handlową, wywierają wpływ na wybór ilości stacyj wymagania ruchu. Największy odstęp stacyj ze względów ruchowych unormowany jest wymaganą przelotnością kolei oraz potrzebą zaopatrywania parowozów w paliwo i wodę. Dla kolei jednotorowej można go wyznaczyć w przybliżeniu w następujący sposób:

Jeśli w czasie m godzin ma przejechać w każdym kierunku n pociągów z przeciętną chyżością v km/godz. z czasem postoju na stacji t godzin, to dla odstepu stacyj x km czas potrzebny dla jednej pary pociągów wynosi

$$2 \left(\frac{x}{v} + t \right) \text{ godzin,}$$

a więc dla n par pociągów w m godzinach:

$$2n \left(\frac{x}{v} + t \right) = m,$$

$$\text{skąd } x = \left(\frac{m}{2n} - t \right) v.$$

Określony w ten sposób najw. dopuszczalny odstęp stacyj służy za wskazówkę przy opracowaniu projektu wstępnego; dopuszczalność tego odstepu potwierdzi następnie badanie przelotności linii podług ust. 2.

Wedle P. P. M. stacje, mijalnie i posterunki blokowe winny być rozstawione możliwie równomiernie co do czasu przebiegu między niemi pociągów i w takim odstepie, aby projektowana kolej mogła osiągnąć wymaganą przelotność. Przy otwarciu ruchu winny być czynne te stacje, mijalnie i posterunki blokowe, które są niezbędne ze względu na wymaganą początkową przelotność linii i na zaspokojenie współczesnych potrzeb parowozu.

Najw. odstęp stacyj zaopatrywania parowozów w opał i w wodę można określić wzorami Brosiusa i Kocha:

$$S_o^{km} = 1000 \frac{K}{R} \cdot \frac{w_o + s_{max}}{w_o + s}$$

$$S_w^{km} = \frac{D}{K} \cdot \frac{S_o}{8},$$

gdzie: K zapas węgla na tendrze w kg ,
 R ciężar adhezyjny parowozu w kg ,
 w_0 współczynnik oporu ruchu na torze prostym i poziomym w kg/t ,
 s_{max} największy spadek badanego szlaku w ‰ ,
 s średni spadek między obydwiema stacjami opałowemi w ‰ ,
 D zapas wody w tendrze w kg .

Przeciętnie wynoszą te zapasy: przy parowozach z osobnym tendrem $K = 3,5-12,0$ tonn, $D = 8-32$ tonn; przy parowozach beztendrowych $K = 1-4$ tonn, $D = 3,5-20$ tonn.

Przeciętny odstęp stacyj wodnych wynosi na kolejach głównych 25—30 km , a na liniach z silnymi spadkami 5—16 km , co odpowiada różnicy wysokości 150—250 m .

Według P. P. M. stacje wodne powinny być tak rozstawione i posiadać taką wydajność, aby były w stanie o każdym czasie zaspokoić własne potrzeby stacji i zaopatrzyć w wodę parowozy całkowitej ilości pociągów, przewidzianej według szczegółowych warunków technicznych, oraz, aby posiadały możliwość dalszego rozwoju odpowiednio do przewidywanego zwiększenia przelotności linii.

Na każdej większej stacji, a szczególnie na stacji skrzyżowania dwóch linii kolejowych, należy przewidzieć urządzenie stacji lokomotywowej z remizą dla lokomotyw.

Według P. P. M. powinno rozmieszczenie remiz lokomotywowch, oraz ilość w nich stanowisk odpowiadać warunkom i potrzebom gospodarki parowozowej i ma być odpowiednio do tychże określone dla każdej linii w szczegółowych warunkach technicznych. Przy rozmieszczeniu parowozowni na linii należy uwzględnić również późniejszą zmianę warunków obrotu parowozów odpowiednio do przewidywanego rozwoju sieci kolejowej.

Wielkość stacji, a więc obszar układu torów i budowli stacyjnych należy projektować odpowiednio do rzeczywistych potrzeb obrotu handlowego i oczekiwanych przewozów, przyczem należy mieć wzgląd na możliwość łatwego powiększenia. Długość użytkowa torów przyjęcia i wyprawiania pociągów (torów głównych) powinna odpowiadać największej przewidywanej długości pociągów.

Sposób wykonania obiektów (por. też dział: „Mosty“).

Najlepszym materiałem do budowy przepustów i mostów jest kamień, zaś do budynków cegła. Obiekty kamienne, wykonane należycie z dobrego kamienia, są bardzo trwałe i wymagają niewielkich kosztów utrzymania, potrzebują jednak znacznej rozporządzalnej wysokości. Gdy tej wysokości nie mamy, zastępujemy kamień przy mniejszych rozpiętościach betonem i żelbetem, a przy większych rozpiętościach żelazem.

W okolicach lesistych wykonujemy obiekty kolei podrzędnych z drzewa; dla kolei ważniejszych używamy drzewa tylko do budowy obiektów ezasowych.

Odpowiednio do typu kolei i jakości materiałów budowlanych, jakimi rozporządza okolica, określamy w warunkach technicznych materiał i sposób wykonania przepustów i mostów.

Przepisy P. P. M.: 1. Na przecięciu ze ściekami, po których woda przepływa stale lub w czasie deszczów i topnienia śniegu, powinien być wybudowany most lub przepust o odpowiednim otworze, zapewniający swobodny i bezpieczny przepływ całej ilości wody przy najwyższym poziomie. Zależnie od warunków miejscowych woda z niewielkich zlewni może być odprowadzona zapomocą rowów do sąsiedniego mostu lub przepustu.

Obliczenia otworów mostów i przepustów ustaliło M. K. rozporządzeniem z dnia 5 kwietnia 1923, Nr. V, 7384/23.

2. Jeżeli pod mostem lub przepustem przewiduje się przepędzanie bydła, to szerokość otworu takiego mostu lub przepustu powinna być nie mniejsza niż 3,0 m , wysokość zaś nie mniejsza niż 2,0 m .

3. Szerokość otworu w świetle mostów kolejowych nad drogami kołowemi winna wynosić od 5,0 do 6,6 m , w zależności od potrzeb ruchu kołowego. Wysokość otworów w świetle tych mostów winna wynosić nie mniej niż 4,50 m nad jezdnią i 2,50 m nad chodnikami. Na drogach kołowych podrzędno znaczenia wskazane wymiary otworu

w świetle mogą być zmniejszone, jednakże w każdym razie powinny wynosić: szerokość nie mniej niż 4,0 m i wysokość nie mniej niż 3,20 m. Przyjęcie szerokości otworu mniejszej niż 5,0 m i wysokości otworu mniejszej niż 4,5 m winno być uzgodnione z odnośnym zarządem dróg kołowych. W mostach sklepionych wskazane powyżej wysokości otworów w świetle winny być zachowane na szerokości nie mniejszej niż 4,0 m.

Szerokość i wysokość otworów mostów kolejowych nad ulicami miejskimi, oraz szerokość jezdni i chodników wiaduktów dla ulic miejskich nad koleją żelazną, powinny być uzgodnione z zarządem odnośnej gminy miejskiej.

4. Siła nośna mostów powinna odpowiadać normom największego obciążenia, ustalonym przez M. K. (rozp. z dnia 10 marca 1923), ustrój zaś szczegółowym warunkom i przepisom technicznym, obowiązującym przy projektowaniu i budowie mostów.

5. Otwory przepustów muszą posiadać szerokość nie mniejszą niż 0,6 m, wyznaczoną w założeniu, że najwyższy poziom spiętrzonej wody nie zajmie więcej niż $\frac{3}{4}$ wysokości otworu.

6. Przepusty sklepione powinny być przykryte warstwą ziemi takiej grubości, aby odległość spodu szyn od górnej powierzchni sklepienia wynosiła co najmniej 0,65 m. Dla przepustów i mostów z płytą płaską grubość warstwy podsypki, mierzona od podstawy szyny do warstwy ochronnej, winna wynosić co najmniej 0,35 m.

7. Zaprawy cementowe oraz inne materiały, używane do budowy mostów i przepustów, winny odpowiadać normom wytrzymałości, ustalonym przez M. K.

III. Opracowanie trasy.

Wyniki badań handlowych w związku z zestawieniem warunkami technicznymi stanowią podstawę do wyszukania w terenie trasy najkorzystniejszej pod względem technicznym.

Zazwyczaj rozpoczynamy trasowanie studjami ogólnymi, których celem jest ustalenie położenia trasy w rzucie pionowym i poziomym, oraz określenie przybliżonych kosztów budowy. Wypracowany na podstawie tych studjów projekt wstępny służy jako załącznik do podania o udzielenie koncesji na budowę i eksploatację kolei dla osób prywatnych, względnie do wniosku rządowego w Sejmie o uchwalenie kredytów na budowę kolei państwowej.

Projekt wstępny. Mając określony typ kolei, oraz oznaczone miejscowości, których trasa ma dotknąć, wyszukujemy przybliżony przebieg trasy na mapach najdokładniejszych, jakie dana okolica posiada, i określamy położenie stacyj, orientując się równocześnie co do spadków między stacyjami. Zazwyczaj wypadnie nam określić do mapy kilka alternatyw, tak zwanych warjant, z których następnie wybrać trzeba najkorzystniejszą.

W Małopolsce są do rozporządzenia mapy austriackiego sztabu generalnego w podziale 1:200.000, mapy austr. instytutu wojskowo-geograficznego w podziale 1:75.000 z warstwicami co 100 m, oraz tak zwane mapy topograficzne w podziale 1:25.000 z warstwicami co 20 m. Na obszarze Królestwa znajdują się mapy rosyjskiego sztabu głównego w podziale 1:126.000 i karty topograficzne w podziale 1:21.000. W Poznańskim i na Pomorzu istnieją mapy pruskie w podziale 1:50.000 i 1:25.000.

Po określeniu do mapy przybliżonych kierunków trasy należy wykonać objazd czyli rekonesans linii, celem sprawdzenia zgodności map z rzeczywistością i uzupełnienia tychże, oraz zbadań stosunków i zebranie dat, potrzebnych do ustalenia trasy. Podczas objazdu ustalamy poziome i pionowe położenie stacyj kolejowych, przekroczenia rzek i większych jarów, skrzyżowania z ważniejszymi drogami, innymi kolejami i kanałami żeglugi i uzyskane daty wkreślamy do mapy. W terenie górskim wyszukujemy ponadto korzystne przekroczenia działu wód, oraz w razie potrzeby doliny boczne, odpowiednie do wykonania rozwinięcia trasy. Wymienione punkty stanowią t.zw. stałe punkty techniczne trasy. Następnie badamy podczas objazdu przebieg trasy między punktami stałymi, a więc badamy formacje geologiczne gruntu i sposób jego zagospodarowania; badamy czy i o ile trasa wkracza w tereny zalewowe lub bagniste; badamy stałość i ukształtowanie stoków, o ile trzeba na nie z trasą wkroczyć, a jeśli wypadnie nam przetrzcąć się z trasą z jednej strony doliny na drugą, wy-

szukujemy odpowiednie miejsce przekroczenia doliny. Podczas tych badań zajdzie potrzeba uzupełnienia map pomiarami wysokościowymi (najłatwiej zapomocą aneroidu). Wreszcie orientujemy się podczas objazdu co do obecności materiałów, potrzebnych do budowy i sposobu dowozu tychże do miejsc przeznaczenia. Już przy takim badaniu okaże się, że ta lub owa trasa, dolina, przełęcz lub strona doliny są dla trasy wręcz niekorzystne i pozostanie albo tylko jedna trasa, mniej lub więcej ustalona, albo też jeszcze jedna warjanta, którą poddać należy dalszym studjom. Objazd wyznaczy nam wreszcie kategorję, do jakiej podług terenu mamy naszą trasę zaliczyć.

Ustaliliśmy w ten sposób na mapie kierunki trasy, wykreślamy szkic profilu podłużnego, który pouczy, czy spadki trasy są możebne, oraz da wskazówki, w jakim kierunku należy trasę poprawić lub zmienić.

Przy opracowaniu projektu wstępnego może okazać się potrzeba wprowadzenia pewnych zmian w warunkach technicznych, które w ten sposób zostaną ustalone.

Uskuteczniejszy wybór pewnych alternatyw i ujawnszy ich położenie w ciśniejsze granice, przystępujemy do ich bliższego zbadania. Badania te muszą się odnieść przedewszystkiem do stałych punktów, oznaczonych podczas rekonesansu.

Wymiary stacji (długość i szerokość) ustalamy podług jej ważności i podług wielkości spodziewanego ruchu. Należy starać się o ułożenie stacji w pobliżu miejscowości, aby dojazdy nie były długie, równocześnie jednak niezbyt blisko, gdyż grunta stają się zbyt drogie i można utrudnić przyszły rozwój stacji i miejscowości. Grunt pod stacją powinien być płaski, nie poprzerynany ściekami, łatwy do odwodnienia. Stacja nie powinna leżeć w przekopie; przed stacją należy unikać przekopów, zwłaszcza w łuku, utrudniających swobodny przegląd szlaków sasiadnych. Najlepiej ułożyć ją w niskim nasypie, gdyż wówczas przy niewielkiej robocie ziemnej uzyskujemy łatwe fundowanie budynków i łatwe odwodnienie placu stacyjnego. Bezpośrednio poza końcami stacji nie powinny znajdować się rzeki, większe potoki, lub ważniejsze drogi, utrudniające przedłużenie stacji. Uwzględniając wymienione czynniki ustalimy ostatecznie położenie stacji w planie i jej niweletę.

Na przekroczeniach rzek trzeba ustalić kierunek trasy, położenie niwelety z uwagi na stan wysokiej wody i przeprowadzić studja nad światłem mostu. Przy skrzyżowaniu drogi z koleją w jednym poziomie unikać należy wielkich zmian niwelety drogi i układania przejazdu w głębszym przekopie, zakrywającym swobodny przegląd. Jeśli droga ma być poprowadzona ponad, lub pod koleją, trzeba wyznaczyć potrzebne położenie niwelety. To samo dotyczy skrzyżowania z kanałem żeglugi (zwykle pod koleją). Przy skrzyżowaniu z koleją istniejącą należy teje kolei nie naruszać i nie krzyżować ukośnie.

Między punktami stałymi, ustalonymi w ten sposób, dokonać należy korzystnego układu trasy.

Dla ułatwienia pomiarów wysokościowych zakładamy wzdłuż projektowanej linii stałe punkty wysokościowe. Obieramy je na obiektach stałych, jak murowane figury przydrożne, przyczółki kamiennych obiektów drogowych, cokoly domów, ścięte pnie grubych drzew itp. Wysokość ich w odniesieniu do poziomu morza oznaczamy zapomocą starannej niwelacji.

Podług terenu rozróżniamy trasę w równinie, w terenie podgórskim i górskim.

W łatwym terenie równinnym można często jednym objazdem zebrać potrzebną ilość danych dla ostatecznego ustalenia trasy, przenieść kierunki z mapy na teren i dokonać pomiarów dla projektu szczegółowego.

W terenie podgórskim i górskim wykres linii na mapie, sporządzony na podstawie rekonesansu, jest zbyt mało dokładny i trzeba wykonać zdjęcie

terenu, aby położenie trasy szczegółowo ustalić. W tym celu przenosimy na teren wielobok zgodny z kierunkami trasy wstępnej, który mierzymy i niwelujemy i na tak uzyskaną podstawę zdejmujemy teren zapomocą przekrojów poprzecznych lub tachymetrycznie, przyczem szerokość zdjętego pasu terenu powinna odpowiadać potrzebom. Wykreślamy następnie znanymi sposobami plan warstwowy, na którym szukamy trasy najodpowiedniejszej. Używane podziałki planu warstwowego: 1:5000, 1:2500, 1:2000, w trudnych warunkach nawet 1:1000. W Małopolsce chętnie używana dla tego celu podziałka 1:2880, zastosowana w mapach katastralnych.

Trasa w równinie charakteryzuje się tem, że mniej uwagi wymagają spadki, gdyż są wogóle nieznaczne, a trudność leży w należytem ułożeniu kierunków. Najkorzystniejsza jest trasa najkrótsza, to też staramy się oznaczone punkty stale połączyć kierunkami prostymi, od których odstępujemy, gdy nas potrzeba do tego zniewala. Omijać należy teren zalewowy, wymagający wzniesienia niwelety ponad wysoki stan wód (dla kolei głównych conajmniej 0,60 m ponad najwyższy znany stan, dla lokalnych ponad częściej powtarzające się stany wysokiej wody) i kosztownego zazwyczaj ubezpieczenia skarp. Podobnie omijać należy zabudowania, od których odstąpić trzeba z trasą conajmniej na odległość, ustaloną przepisami ogniochronnemi, moczary, cmentarze, drogie grunta, kultury leśne itp. Niweletę wznosimy nad teren na wysokość około 1 m, aby zapewnić sobie suche utrzymanie korony podtorza i urządzamy często przepusty, aby nie tamować odpływu wód opadowych ze szkodą dla okolicznych gruntów. Unikać należy płytkich przekopów, narażonych zimą na zawianie śniegiem.

Spadki, mieszczące się w granicach spadków nieszkodliwych, ustalimy łatwo podług poznanych zasad.

Trasa w terenie podgórskim różni się tem od nizinnej, że tu nie kierunki, lecz spadki rozstrzygają o jej dobroci, a warunki terenowe wymagają często odstępiania od trasy handlowej.

Łatwiejszy jest przypadek, gdy mamy połączyć trasą dwie miejscowości, położone w tej samej dolinie. Najkorzystniej jest układać trasę u podnóża stoku doliny, a to z powodu tańszych gruntów i możności odświeżenia się od ścieku. W ciasnej dolinie zmuszeni jesteśmy dotykać trasą ścieku. Jeśli krzywizny tego ścieku są dość łagodne, prowadzimy trasę równoległą do niego, starając się uzyskać jak najmniejsze roboty ziemne, choć często nie obejdzie się bez wkroczenia w ściek, względnie przecinania występów stoku przekopami, a nawet krótkimi tunelami (np. linja z Nowego Sącza do Muszyny w dolinie Popradu). Przy ostrych skrętach doliny może okazać się korzystniejsze włożenie trasy w środek doliny z zastosowaniem częstych przekroczeń ścieku (np. kolej ze Stryja do Ławocznego w dolinie Oporu). Mogą zajść także przypadki pośrednie, a mianowicie okaże się raz prawa, a raz lewa strona doliny korzystniejszą dla prowadzenia trasy. Wówczas przrzućmy się przez ściek, wyszukując dogodnie miejsce przekroczenia. Wogóle w takich warunkach zajdzie potrzeba sporządzenia planu warstwowego, na którym poddamy przebieg trasy szczegółowym badaniom, studując ewentualnie kilka alternatyw. Spadki trasy dostosujemy do spadków doliny, starając się zachować na długich przestrzeniach spadek jednostajny.

Znacznie trudniej przedstawia się trasa, gdy mamy połączyć dwie miejscowości, położone w różnych dolinach, albowiem mamy tu do czynienia z przekroczeniem działu wód między dolinami. Punkty opuszczenia dolin przez trasę i przekroczenia działu wód stanowią stałe punkty techniczne trasy, które należy dobrać z całą starannością. Między temi punktami otrzymujemy trasę stokową z wszystkimi trudnościami, jakie taka trasa nastrecza, a więc znaczne roboty ziemne, liczne i długie przepusty, ukośne, więc trudne skrzyżowania z drogami, niepewna stałość stoku, stromość stoku itp.

Przy przekraczaniu głębszych jarów należy zbadać, czy korzystniej jest wykonać nasyp z objektem, czy wiadukt. Wpływ wywierają tutaj: stałość terenu pod nasypem, jakość materiału ziemnego na nasyp, wysokość nasypu, a wreszcie koszt.

Koszt wiaduktu jest w przybliżeniu proporcjonalny do powierzchni jego widoku bocznego wraz z otworami. Oznaczając literą c koszt wiaduktu na $1 m^2$ widoku bocznego, zaś literą h wysokość wiaduktu, otrzymamy koszt $1 m$ b. wiaduktu

$$K = c h.$$

Ilość c jest zmienna w dość ciasnych granicach i jest tem mniejsza, im większa jest rozpiętość i wysokość wiaduktu.

Dla wiaduktów linii Stanisławów—Woronienka wahała ta ilość w granicach od 83 do 102 koron = 87 do 109 złotych. Na linii Krems—Reichenberg wynosiła 65—100 koron = 68—105 złotych¹⁾.

Dla szerokości korony nasypu b , wysokości h i pochylenia skarp $1 : m$ otrzymamy przy poziomym terenie w przekroju poprzecznym koszt $1 m$ b. nasypu

$$K_1 = c_1 (b + m h) h,$$

jeśli c_1 oznacza koszt $1 m^3$ nasypu.

Dla równości kosztów nasypu i wiaduktu otrzymamy

$$c h = c_1 (b + m h) h,$$

skąd

$$h = \frac{c - c_1 b}{c_1 m}$$

jako wysokość, powyżej której taniej jest zastąpić nasyp wiaduktem.

Dla $c = 50$ i 100 zł, $c_1 = 2$ zł, $b = 6 m$, $m = 1,5$ i $2,0$ otrzymujemy $h = 13$ i $28 m$ względnie 9 i $22 m$. Przeciwnie biorąc, już przy wysokości 15 — $20 m$ wiadukt tańszy jest od nasypu.

Podobne badanie należy przeprowadzić, czy nie opłaca się zastąpić przekopu tunelem.

Przy przekraczaniu głębszej wklęsłości nasypem wypadnie na jej dnie ułożyć przepust, który otrzyma znaczną długość. Pewną oszczędność można uzyskać przez częściowe zasypianie jaru od strony góry i ułożenie obiektu na jego stoku. Szczególnie korzystne jest takie rozwiązanie, gdy jar przebiega ukośnie do trasy, a dno ma wąskie.

W razie możliwości poprowadzenia dwu lub więcej alternatyw, łączących te same punkty stałe, wybór zależy od kosztów. Wystarczy tu określenie kosztów budowy, utrzymania i ruchu dla szlaku z pominięciem kosztów ogólnego zarządu i kosztów stacyj. Wysokość kosztów budowy określi kosztorys; koszt utrzymania ustalimy na podstawie danych statystycznych kolei istniejących, zaś koszt ruchu podług wzorów Launhardta. Dla różnych linii, których spadki miarodajne niewiele się różnią, można dość żmudny rachunek kosztów ruchu pominąć i zorientować się co do wzajemnego stosunku tych kosztów przez porównanie t. zw. długości równomiernych. Długość równomierna pewnej linii jest to długość prosta i pozioma, na której koszt siły pociągowej potrzebnej do przewożenia jednostki ciężaru daną lokomotywą równe są tymże kosztom na rzeczywistej linii z jej spadkami i łukami.

Dla wzniesień określa tę długość l_0' wzór (podług Foerstera):

$$l_0' = \frac{1 + \frac{sm}{w_0''}}{1 - \frac{sm}{af - w_0'}} \cdot l$$

¹⁾ Ceny przedwojenne, niższe od dzisiejszych.

a dla spadków wzór:

$$l_0'' = \frac{1 + \frac{a}{B_0} L \left[\frac{\alpha f' - w_0'}{w_0''} (w_0'' + w_r - s) + (w_0' + w_r - s) \right]}{1 + \frac{a}{B_0} L \alpha f} \cdot l,$$

gdzie: L = całkowity ciężar lokomotywy; aL jej ciężar adhezyjny; f współczynnik adhezyjny; s spadek danego odcinka trasy; s_m spadek miarodajny badanej linii; w_0' współczynnik oporu ruchu na torze prostym i poziomym dla lokomotywy w ku/t ; w_0'' taki współczynnik dla wozów; w_r współczynnik dodatkowego oporu w łuku; l rzeczywista długość danego odcinka; B_0 koszt jazdy samej lokomotywy, której koszt siły pociągowej na 1 km długości linii dadzą się wyrazić równaniem

$$h = B_0 + aZ,$$

jeśli Z oznacza siłę pociagową lokomotywy.

Wartość wyrażenia $\frac{a}{B_0}$ określił Hebenstreit z danych statystycznych kolei saskich z lat 1912/13 na $\frac{31}{39}$ dla pociągów osobowych i $\frac{14}{47}$ dla pociągów towarowych.

Powyższe równanie dla l_0'' ważne jest tylko dla $s < w_0'' + w_r$. Dla spadku $s = w_0'' + w_r$ i dla spadków większych pozostaje niezmienna wartość graniczna

$$\text{min. } l_0'' = \frac{1 + \frac{a}{B_0} L (w_0' - w_0'')}{1 + \frac{a}{B_0} L \alpha f} \cdot l.$$

Długość równomierna całego ciągu trasy między punktami A i B równa się sumie tychże długości poszczególnych odcinków.

Przy równoważnym ruchu w obu kierunkach długość równomierna ciągu AB równa się średniej arytmetycznej tychże długości dla kierunku ruchu od A do B i od B do A .

Austr. koleje państwowe używają dla wyznaczenia długości równomiernej odcinka nast. wzoru (dla wzniesień):

$$l_0'' = \alpha l,$$

przyczem

$$\alpha = \sqrt{1 + (0,28 s''/s_0'')^2}.$$

Dla odcinków poziomych i położonych w spadku

$$l_0 = l.$$

Trasa w terenie górskim. Charakterystyczną cechą jest krótka zazwyczaj i stroma dolina, do której wkraczamy linią, aby następnie wydostać się na dział wód. Spadki doliny znaczne, zmuszające do stosowania wielkich spadków na trasie, a niejednokrotnie potrzeba rozwinięcia trasy, aby dojść do oznaczonego punktu na dział wód. Najpierw należy ustalić najkorzystniejsze przekroczenie działu wód w sytuacji i co do wysokości. Zw. obierzemy siodło najniższe i najwęższe, jeśli doprowadzenie doń trasy możliwe. W większych górach (Alpy, Karpaty) wywierają stosunki klimatyczne wielki wpływ na wysokość przekroczenia (w porze zimowej opady śnieżne i trudność utrzymania prawidłowego ruchu). Im kolej ważniejsza, tem bardziej obniżyć punkt kulminacyjny zwłaszcza, że wówczas można zmniejszyć spadki na rampach dojazdowych.

Przy takim obniżeniu poziomu przekroczenia działu wód zajdzie potrzeba przebicia grzbietu górskiego tunelem. Wybór odpowiedniej wysokości dla przeprowadzenia tunelu wymaga rozległych studjów, przyczem należy zwraca-

cać uwagę na możliwość założenia tanich placów instalacyjnych, na stosunki geologiczne góry i na jakość obustronnych dojazdów do tunelu. Ostateczną odpowiedź przy porównaniu alternatyw dadzą koszty.

Po ustaleniu przekroczenia działu wód należy opracować trasę obustronnych dojazdów. Biegają one zw. doliną górską, posiadającą spadki ziemne, malejące w miarę oddalania się oddziału wód (fig. 270). Prowadzenie trasy może tu nastąpić dwojako:

1. W punkcie *A* opuszczamy dolinę i wznosimy się po stoku spadkiem miarodajnym s_m tak, aby w punkcie *B* osiągnąć oznaczoną wysokość. W ten sposób długość trasy dla danej różnicy wysokości

$$L = \frac{H}{s_m}.$$

2. Pozostajemy z trasą w dolinie, dostosowując spadki trasy s_1, s_2 itd. do spadków doliny, a w miejscu *C*, gdzie spadek doliny jest większy od miarodajnego, stosujemy

rozwiniecie trasy, aby odzyskać wysokość, utraconą na mniejszych spadkach.

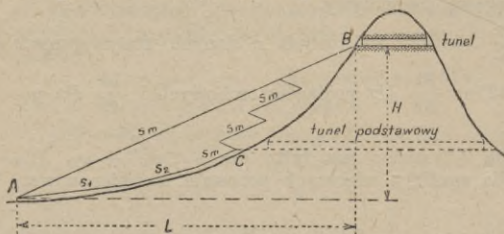


Fig. 270.

dojazdów do miejscowości, położonych w dolinie. W drugim — wszystkie korzyści trasy, leżącej w dolinie, ale linja dłuższa z rozwinięciem. Zwykle drugi sposób prowadzenia trasy lepiej odpowiada celowi kolei, a niejednokrotnie jest tańszy.

Jeśli wykonanie rozwinięcia trasy między punktami *C* i *B* przedstawia trudności, oraz wykonanie tunelu przy *B* jest z jakichś powodów nieodpowiednie, może na kolei głównej pierwszorzędnej okazać się rzeczą najwłaściwszą obniżenie kulminacji i przebiecie grzbietu długim tunelem podstawowym (np. trasa kolei przez Simplon).

Na kolejach żelaznych stosowane są następujące sposoby rozwinięcia trasy: rozwinięcie w bocznej dolinie (kolej przez Semmering i Brenner), serpentyna na stoku (kolej Gottharda, Albuli i Lötschbergu), tunele zwrotne (kolej Gottharda, Albuli) i ostre zwroty (stosowane niejednokrotnie na kolejach amerykańskich). Ostatni sposób jest najtańszy, lecz stanowi znaczne utrudnienie ruchu; dopuszczalny tylko dla kolei podrzędnych.

Kosztownego zwykle rozwinięcia trasy uniknąć można przez zastosowanie kolei o ruchu mieszanym (kolej częścią adhezyjna, a częścią zębata) systemu Abta (por. dział: Koleje strome).

Po ustaleniu położenia trasy podług powyższych zasad wykreślamy profil podłużny oraz potrzebne przekroje poprzeczne, podług których orientujemy się, czy nastąpi pożądane wyrównanie robót ziemnych.

Następnie oznaczamy położenie i wymiary przepustów w myśl warunków technicznych, szkicujemy większe mosty i wiadukty, określamy położenie przejazdów w poziomie i ewentualne przełożenia dróg i ścieków, oznaczamy rodzaj i rozmiary potrzebnych ubezpieczeń skarp brukiem, oskałowaniem i murami oporowymi, a wreszcie sporządzamy szkice stacyj z rozkładem torów, budynków i dojazdów. Wszystkie te szkice posłużą do sporządzenia przybliżonego kosztorysu projektowanej kolei.

Urządzenia uboczne na szlaku. Obok urządzeń głównych należy uwzględnić nast. urządzenia uboczne, stanowiące części niezbędne wyposażenie szlaku.

1. Odwodnienie torowiska. Podtorze kolei należy zabezpieczyć od dopływu wód opadowych i zaskórnych zapomocą rowów i sączków albo drenowania. Rowy boczne i ukopy (rezerwy) założyć w spadku podłużnym conajmniej 0,2%. Równie stacyjne i przekopy, położone na gruncie nieprzepuszczalnym, odwodnić sączkami lub drenami.

Dno rowów bocznych przeciętnie 0,9—1,1 m poniżej niwelety; w suchym gruncie może głębokość być mniejsza, aż do 0,3 m pod krawędzią podtorza. Szerokość dna rowów bocznych 0,4—0,6 m, w suchym gruncie mniej (do 0,3 m). Rowy w spadku ponad 3% wymagają ubezpieczenia dna i skarp.

Przekopy otrzymują rowy obustronne, nasypy od strony góry.

Rowy górne (nad skarpią przekopu) należy odsunąć od krawędzi skarpy conajmniej 1,5 m, nadać im należyty spadek i starannie odprowadzić wodę.

2. Przejazdy w poziomie szyn. Przejazdów takich unikać na kolejach głównych i ograniczyć je do dróg bardzo podrzędnych; na lokalnych dopuszczalna większa swoboda.

Kąt skrzyżowania conajmniej 45°. Przegląd przejazdu z kolei i z drogi wymagany, więc unika się przejazdów w przekopach głębszych niż 2 m. Jeśli w punkcie skrzyżowania drogi z koleją znaczna różnica niwelet, przekładamy drogę, aby przejazd przenieść w dogodniejsze miejsce.

Szerokość przejazdu stosuje się do szerokości drogi, a w każdym razie nie mniejsza niż 4,0 m dla dróg powiatowych i gminnych, a 5,0—7,0 m dla państwowych i wojewódzkich. Dla dróg polnych zwykle 3,0—4,0 m, przepędy bydła 5,0—7,0 m.

Krzywizny przełożeń dróg nie mniejsze, niż istniejące na drodze. Najmniejszy promień dla dróg I klasy 50 m, dla dróg II klasy i w górach 25 m; por. dział „Drogi“. Na drogach polnych można zejść do 15, 10, a nawet 8 m.

Spadki na przełożeniach dróg i na dojazdach do przejazdu w poziomie dostosować należy do spadków, istniejących na drodze. Niweletę przejazdu obustronnie od osi toru skrajnego układa się w poziomie lub w małym spadku (1—2%) na takiej długości, aby pojazdy drogowe mogły zatrzymać się swobodnie, nim zaprzęg dosięgnie rogatki, zw. 12—15 m.

Przekroczenie toru wymaga wypełnienia przestrzeni między szynami z zachowaniem żłobków dla rąbków kół. Najmn. szerokość żłobka 67 mm, głębokość przy użytej szynie conajmniej 38 mm. Żłobek należy tak ukształtować, aby zwierzęta nie mogły zaciskać w nim kopyt.

Utrwalenie powierzchni drogi na przejeździe: zwykle makadam; przy silniejszym ruchu na drodze bruk kamienny. Osobne utrwalenie żłobków w zazwyczaj niepotrzebne. W pokładzie żwirowanym wygniatają żłobek koła lokomotywy; przy bruku kamiennym uzyskujemy żłobek przez ścięcie skrajnych kostek. Na silniej uczęszczanych przejazdach utrwalamy żłobek kierownicami drewnianymi lub z szyn. Długość kierownic o 1 m większa od szerokości przejazdu w obie strony, a końce ich powinny otrzymać ścięcie lub odgięcie. Kierownice takie stosujemy i przy słabszym ruchu, jeśli kąt skrzyżowania jest mniejszy niż 60°.

Unikać należy styków szyn na przejazdach, gdyż utrudniony jest nadzór złącza i przyciąganie śrub stykowych.

Ponieważ cienka warstwa pokładu drogowego, spoczywająca nad podkładami, łatwo ulega zniszczeniu, przeto korzystne jest ułożenie pod szynami podłużnych belek drewnianych, albo zastosowanie odrębnych, wysokich płyt podkładowych i uzyskanie w ten sposób pożądanego zagłębienia podkładów.

Konieczne należyte odwodnienie podtorza sączkami lub drenami.

Rowy boczne przeprowadzamy pod przejazdami zapomocą kanałów ramowych, wykonanych jako przepusty rurowe lub płytowe.

Wedle P. P. M.:

Przejazdy z ożywionym ruchem kołowym lub uznane za niebezpieczne z powodu niedostatecznej widoczności i stosunkowo znacznej prędkości pociągów winny być ogrodzone rogatkami, obsługiwane przez strażników ręcznie lub mechanicznie (z odległości). Posterunki dróżnicze, obsługujące przejazdy, należy zaopatrzyć w urządzenia do porozumiewania się strażników pomiędzy sobą i z sąsiednimi stacjami. Przejazdy w poziomie szyn winny być zaopatrzone w tablice ostrzegawcze dla przejezdnych, nadto zaś przed niestrzeżenymi przejazdami należy ustawić znaki ostrzegawcze dla maszynistów pociagowych. Szczegóły ustroju przejazdów wykonać wedle przepisów M. K. Ż.

Na kolejach lokalnych zamknięcie rogatkami tylko na przejazdach z ruchem ożywionym; w innych wypadkach wystarczają tablice ostrzegawcze dla przejezdnych i znaki ostrzegawcze dla maszynistów.

Jeśli trasa kolejowa przecina w niewielkich odstępach kilka dróg polnych, wykonywamy dla nich w dogodnym miejscu jeden wspólny przejazd w poziomie i łączymy je z nim zapomocą dróg równoległych. Szerokość tych dróg, biegnących zasadniczo po terenie, stosujemy do szerokości tych dróg, zw. 3—4 m.

3. Zabezpieczenia od pożarów. W lasach i na torfowiskach trzeba wzdłuż kolei parowozowych urządzić obustronne pasy ochronne przed rozszerzeniem się ognia, pochodzącego od iskier lokomotywy, o szerokości 8—16 m. Na tej szerokości wycina się drzewa i usuwa łatwopalne materiały.

Na kolejach pruskich ochronę główną stanowi pas 12—15 m szeroki, odpowiednio zalesiony (fig. 271). Ziemię na tym pasie należy oczyścić z materiałów palnych, jak krzaki, igliwie, zeschnięte chwasty, spadłe suche gałęzie itp. Drzewa muszą mieć obcięte gałęzie do wysokości 1,5 m nad terenem z wyjątkiem gałęzi drzew rosnących na brzegu pasa od strony kolei, gdyż one wstrzymują lekkie, zwykle daleko lecące iskry.

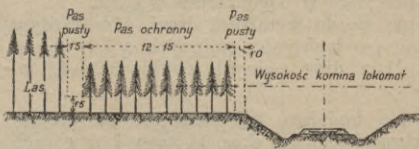


Fig. 271.

Wysokość drzew (iglastych) powinna przekraczać nieco wysokość korony parowozu. Od strony kolei zostawia się między krawędzią skarpy, a pasem leśnym pusty pas ochronny o szerokości 1 m, aby przeszkodzić przeniesieniu się ognia, powstającego łatwo na skarpie. Podobny pusty pas 1,5 m szeroki, ułożyć należy między pasem ochronnym a lasem; obydwie te pasy łączy się poprzecznie pasekami o szerokości 1 m w odstępach co 20—40 m. W ten sposób unika się niepotrzebnego wycinania lasu, byle obustronne pasy były należycie utrzymane.

Torfowiska ochrania się przez wykopanie obustronnych rowów w odstępach 10—15 m od krawędzi korony kolei, które utrzymywać należy wolne od wszelkich materiałów palnych. Powierzchnię pasów między torem i rowami zabezpiecza się przed pożarem przez posianie trawy lub posypanie piaskiem.

Osobną uwagę poświęcić należy ochronie przed pożarem budynków, znajdujących się w pobliżu toru. Według przepisów, obowiązujących w Małopolsce, należy za rejon ogniowy uważać przestrzeń, nakrytą idealnym dachem dwuspadowym podług fig. 272. Każdy budynek, wchodzący w całości lub częściowo w obręb tego rejonu, należy zabezpieczyć, o ile nie jest wykonany z materiałów niepalnych. Ściany ryglowe z murowaniem wypełnieniem i ściany drewniane wyprawione, albo wylepione gliną, przykryte papą, lub pomalowane ogniotrwałe, uważa się za ogniotrwałe. Jako ogniotrwałe pokrycie dachu uważa się wszystkie twarde pokrycia (blacha, dachówka, łupek, eternit itp.) i papę; stosowanie tej ostatniej do krycia domów mieszkalnych, stajen, spichrzów i stodół dopuszczalne tylko za zgodą właściciela. Przy budynkach, stojących osobno, dopuszcza się pewne ułatwienia przy korzystnym

kierunku wiatru lub innych sprzyjających okolicznościach, np. pozostawienie pokrycia dachu gontem, ścian drewnianych z wypełnionymi szparami, lub ścian z pionowych, listwianych desek itp. Jeśli przy małym budynku część dachu lub ściany wkracza w rejon ogniowy, należy cały dach, wzgl. całą ścianę pokryć ogniotrwale; przy większych budynkach należy linje, ograniczające ogniochronne pokrycie, projektować przy ścianach prostokątnie, a przy dachach równoległe do linii czołowej lub szczytowej.



Fig. 272.

4. Ogrodzenia. Na kolejach głównych należy tor ogrodzić w tych miejscach, gdzie ukształtowanie torowiska i zwykły nadzór nie wystarczają do przeszkodzenia ludziom i zwierzętom we wstępowaniu na tor.

Na kolejach lokalnych można ogrodzenia ograniczyć do miejsc niebezpiecznych, a nawet zupełnie pominąć, jeśli chyżość jazdy nie przekracza 40 km/godz.

Ogrodzenia: żywopłot, ogrodzenie druciane, drewniane albo kamienne, rów z boczną grobelką.

Żywopłot o wys. $1,20-1,50 \text{ m}$ jest tani i wymaga niewielkich kosztów utrzymania, ale nieodpowiedni, gdzie możliwe są zawiania toru śniegiem, nadto czekać trzeba kilka lat, dopóki nie wyrosnie. Ogrodzenie drewniane składa się z drewnianych słupków w odstępach co $2,5 \text{ m}$, między którymi przeciągnięty jest drut pocynkowany, $4-5 \text{ mm}$ gruby, albo skrecona taśma żelazna pocynkowana w dwóch lub trzech rzędach.

Ogrodzenia sztachetowe kosztowne, więc tylko na stacjach. Ogrodzenia z muru z suchego kamienia, gdzie odp. kamień pod ręką. Na przejazdach w poziomie i na przełożeniach dróg należy ustawić obustronne poręcze, jeśli korona drogi wznosi się więcej niż 1 m ponad teren.

5. Wyposażenie szlaku: a) Znaki odległościowe, podające odległość od punktu początkowego trasy. Na kolejach głównych oznacza się podział linji na kilometry i hektometry; na lokalnych obowiązuje podział na kilometry, a zalecony jest podział na hektometry. Znaki te wykonywa się w postaci słupków lub tabliczek z kamienia, drzewa, betonu lub żelaza z napisem, podającym odległość, a widocznym w obu kierunkach jazdy.

b) Znaki spadkowe należy na kolejach głównych umieścić w każdym punkcie załomu spadku; na lokalnych przynajmniej na końcach odcinków o długości ponad 500 m , posiadających spadek większy niż 10% . Wykonywa się je z drzewa lub żelaza, z napisem, podającym wielkość i długość spadku i tak umieszczonym, aby w ciemności wpadał w obręb światła latarni na lokomotywie.

c) Oznaczenia łuków na początku i końcu. Na tabliczce podane są: wielkość promienia, przechyłki i poszerzenia toru, oraz długość krzywej przejściowej. Na kolejach lokalnych z szybkością jazdy ponad 20 km/godz. oznacza się łuki o promieniu mniejszym niż 300 m przy normalnej szerokości toru, 150 m przy szerokości toru 1000 mm , a 100 m przy szerokości 750 i 600 mm .

d) Słupy, określające granice odcinków, podległych nadzorcom toru i poszczególnych działek strażniczych.

Projekt szczegółowy.

Opracowanie projektu szczegółowego następuje na podstawie bezpośrednich zdjęć terenowych. Na teren przenosimy linje, ustaloną w projekcie wstępnym i zatwierdzoną przez władze, przyczem najkorzystniej jest wyznaczyć na terenie położenie punktów wierzchołkowych, między którymi trzymamy kierunki proste, mierzymy kąty wierzchołkowe i wytyczamy łuki z krzywymi

przejęciowemi. Następuje pomiar długości linii, z równoczesnem wypaliko-
waniem charakterystycznych punktów terenu (oznaczenie hektometrów
konieczne), niwelacja całego ciągu, nawiązana do danych stałych punktów
wysokościowych i zdjęcie przekrojów poprzecznych. Nadto należy wykonać
zdjęcia szczegółowe w miejscach przełożeń dróg i ścieków, oraz budynków
wpadających w rejon ogniowy, wreszcie próby gruntu w miejscach przy-
szłych przekopów celem określenia materiałów ziemnych, oraz w miejscach
budowy obiektów. Z pomiarami dla celów projektu łączą się pomiary i zdje-
cia dla operatu wywłaszczenia.

Przy opracowaniu projektu szczegółowego może zajść potrzeba zmiany
kierunków lub niwelety trasy, zatwierdzonej w projekcie wstępnym.

Zmiany nieznaczne można przeprowadzić swobodnie. Jeśli natomiast
zmiany te obejmują większe długości i wywołują potrzebę odmiennego uło-
żenia stacyj albo ważniejszych obiektów, traktuje się je jako warjanty
i wymienia szczegółowo w sprawozdaniu technicznym celem dodatkowego
zatwierdzenia. W tym celu należy w planie sytuacyjnym i w profilu po-
dłużnym zaznaczyć obok projektowanego, zmienionego przebiegu trasy jej
przebieg poprzedni, kreśląc oś pierwotnej trasy z podaniem kilometrowania,
kierunków i spadków.

IV. Kosztorys.

Rozróżniamy kosztorys ogólny, stanowiący załącznik projektu wstę-
pnego i sporządzony celem uzyskania danych do oceny rentowności projek-
towanej kolei, porównania warjant i poinformowania odnośnych czynników
o wysokości kapitału, potrzebnego do wykonania budowy, oraz kosztorys
szczełogłowy, zestawiony na podstawie projektu szczegółowego i służący
do rozpisania i oceny ofert na wykonanie budowy, oraz do sprawdzenia
rzeczywistych kosztów po ukończeniu budowy.

Kosztorys, oparty na memorjale, dołączonym do projektu i na ustalonych
warunkach budowy (warunki ogólne natury prawnej i warunki szczegółowe
natury technicznej, zawierające szczegółowe określenia sposobu wykonania
robót), obejmuje przedmiar, cennik i obrachowanie kosztów.

Wobec różnorodności robót i dostaw przy budowie kolei przeprowadzamy
w kosztorysie podział ich na grupy.

M. K. ustanawia w rozp. z dn. 30 września 1922 podział ten na 12 grup,
a mianowicie:

1. Wywłaszczenie gruntów. Tu należą koszta zakupna gruntów,
odszkodowania za utrudnienia gospodarze, odszkodowania za wykupione
budynki, koszta urządzeń ogniochronnych, koszta czasowego najmu gruntów,
odszkodowania za zniszczone plony, koszta ograniczenia własności kolejowej
i wydatki nieprzewidziane.

Ilość potrzebnych gruntów w przybliżeniu na 1 km kolei:

	Kolej główna		Kolej lokalna	
	dwutorowa	jednotorowa	normalnotorowa	o szer. 750 mm
Teren równinny . . .	3,5 ha	2,8 ha	2,1 ha	1,3 ha
„ podgórski . . .	4,2 ha	3,2 ha	2,5 ha	1,6 ha
„ górski . . .	5,0 ha	4,0 ha	3,2 ha	2,0 ha

Odszkodowania za utrudnienia gospodarze przyjmuje się przy gęstym
podziale parcel 25—50% całkowitej wartości, przy szerszych parcelach
10—20%. Odszkodowania za zniszczenie zasiewów i inne straty 8—10%.

2. Torowisko. Zaliczamy tu roboty ziemne wszelkiego rodzaju, roboty
przygotowawcze do wykonania nasypów i przekopów, roboty osuszające,
wyrównanie korony podtorza i skarp, ubezpieczenia skarp przez pokrycie
ziemią urodzajną i zasianie, darniowaniem, płótkami, brukiem suchym i na
zaprawie, oskałowania, mury oporowe, koszta potrzebnych rusztowań, torów
robozych, tymczasowych przełożeń dróg i dojazdów, koszta utrzymania tych

robót do chwili otwarcia ruchu normalnego i wydatki nieprzewidziane. Wielkość robót ziemnych i kamiennych ubezpieczeń skarp określamy w jednostkach objętości; inne roboty tej grupy oceniamy ryczałtowo na 1 km kolei, przyczem na koszty utrzymania liczyć należy 2—5% całkowitych kosztów.

Dla ogólnikowych obliczeń można przyjmować nast. objętości na 1 m b. kolei:

	Jednotorowa kolej główna	Kolej lokalna normalnotorowa		
	Roboty ziemne	Oskałowania i mury suche	Roboty ziemne	Oskałowania i mury suche
Teren równinny	6—10 m ³	—	2—5 m ³	—
„ podgórski łatwy . . .	15—30 m ³	1,5 m ³	8—17 m ³	1,0 m ³
„ górski trudny	45—90 m ³	2,4 m ³	25—50 m ³	2,0 m ³

3. Przepusty, mosty i tunele. Na podstawie danych w projekcie sporządzamy tabelaryczne zestawienie przepustów podług rozpiętości i rodzaju konstrukcji (przepusty rurowe, płytowe, sklepione, żelbetowe itp.) z podaniem długości przepustu i zaznaczeniem w uwadze, czy fundament ma być normalny, wzgl. z podaniem zamierzonego sposobu fundowania, poczem określamy koszt 1 m długości przepustu każdego typu, uwzględniając pewien dodatek na nienormalne fundowanie, oraz na wykonanie czoła i skrzydeł. Koszta konstrukcyj drewnianych i żelbetowych określamy podług powierzchni lub objętości, koszta konstrukcyj żelaznych podług ciężaru.

Podobnie sumarycznie objąć można w kosztorysie przejazdu dla dróg nad koleją, otrzymujące zwykle jednakową rozpiętość i konstrukcję. Większe mosty i wiadukty należy kosztorysować oddzielnie na podstawie sporządzonych szkiców.

Podobnie zestawiamy kosztorys tunelów, określając ich długość i koszt 1 m b. z dodatkiem na wykonanie portali.

Do otrzymanej sumy kosztorysowej dodać należy pewien ryczałt na utrzymanie kolei do dnia otwarcia ruchu i na wydatki nieprzewidziane. W projekcie szczegółowym sporządza się zw. plany obiektów, więc oczywiście zestawienie kosztów będzie nieporównanie dokładniejsze.

Tu należą też koszta mostów i przepustów tymczasowych, przewidzianych w projekcie, oraz koszta ubezpieczenia stożków i łożysk obiektów.

4. Nawierzchnia. Tu zaliczamy koszta żwirowania torów na szlaku i na stacjach, koszta zakupna i dostawy materiałów nawierzchni, oraz koszta ułożenia tejsze i utrzymania przez umówiony okres czasu.

Z projektu określamy długość torów na szlaku i na stacjach, z wyłączeniem rozjazdów i ustalamy objętość żwiru potrzebną na 1 m b. toru i tak otrzymamy potrzebną objętość żwiru, którą uzupełniamy dodatkiem na żwirowanie placów stacyjnych poza obrębem torów, na żwirowanie rozjazdów oraz żwiru zapasowego na utrzymanie. Zapas ten przyjmujemy zwykle w ilości 10% objętości potrzebnej.

Dla obranego typu nawierzchni obliczamy koszt zakupna i przewozu 1 m b. toru, dodając 1% kosztu szyn i 3% kosztu reszty materiałów nawierzchni na straty podczas transportu i układania toru.

Osobno określamy ilość i koszta rozjazdów na podstawie szkiców względnie planów stacyjnych.

Do wyznaczonych kosztów nawierzchni należy dodać pewien ryczałt na koszta utrzymania i na wydatki nieprzewidziane.

5. Przynależności drogowe. Do tej grupy zaliczamy koszta znaków odległościowych i spadkowych, oznaczeń łuków i innych znaków na szlaku, koszta ogrodzeń szlaku, urządzeń przeciw zawiejom śnieżnym, urządzenia pasów ochronnych przeciw pożarom, a wreszcie koszta zakupna narzędzi potrzebnych do utrzymania toru. Wysokość tych kosztów określamy w kosztorysie ogólnym ryczałtowo na 1 km kolei, w kosztorysie szczegółowym na podstawie osobno sporządzonych wykazów.

6. Telegraf i telefony. W tej grupie uwzględniamy koszta słupów telegraficznych z ustawieniem, koszta urządzenia przewodów i stacyj telegraficznych i telefonicznych, koszta sygnalizacji linjowej i koszta utrzymania tych urządzeń.

7. Domy dróżnicze i przejazdy w poziomie szyn. Tu należą koszta domów mieszkalnych, zabudowań gospodarczych i studni dla strażników i torowych, budek posterunkowych, oraz budowy i urządzenia przejazdów w poziomie szyn, a więc koszta utrwalenia jezdni, kanałów rampowych, przepustów i mostów drogowych, kierownice, poręczy, zamknięć rogatkami, tablice ostrzegawczych itp.

8. Budynki stacyjne. Należy tu pomieścić koszta wszystkich budynków na stacjach, więc budynków głównych, administracyjnych i mieszkalnych, budynków gospodarczych, peronów, ustępów, magazynów, ładowni, remiz lokomotywowych z warsztatami, wieży ciśnień, stacji pomp itp.

W kosztorysie zestawiamy te koszta grupami, obejmującymi poszczególne rodzaje budynków, albo też podług stacyj.

Do całkowitych kosztów tej grupy należy dodać pewien ryczałt na wydatki nieprzewidziane.

9. Wodociągi. Należą tu koszta urządzeń do zaopatrywania lokomotyw w wodę (z wyjątkiem kosztów budynku wieży ciśnień i stacji pomp), oraz wszelkie koszta urządzeń wodociagowych w lokalnościach stacyjnych. Można je w kosztorysie ogólnym określić w przybliżeniu na podstawie danych statystycznych, a w kosztorysie szczegółowym na podstawie dokładnej analizy po zaciągnięciu informacji u firm, dostarczających podobnych urządzeń.

10. Przynależności stacyjne. Grupa ta obejmuje wszelkie urządzenia stacyjne, nieuwzględnione w poprzednich pozycjach, a więc: utrwalenie powierzchni placu przedstacyjnego i podwórzy, obrotnice i przesuwnice, wagi wagonowe, skrajniki, odboje, popielniki, sygnały stałe, ogródy, oświetlenie stacji, przyrządy pożarowe, urządzenie wewnętrzne poczekalni, biur, remiz i warsztatów, kanalizacja stacji, ogrodzenia itp. Tu wlicza się też część kosztów budowy dojazdu kolejowego, przypadającą na zarząd kolei oraz koszta utrzymania tych urządzeń do chwili otwarcia ruchu i wydatki nieprzewidziane.

11. Tabor. Tu należą koszta zakupna parowozów, wagonów osobowych, towarowych i służbowych, pługów do śniegu itp. Ilość taboru ustalamy odpowiednio do potrzeb ruchu.

12. Administracja, koszta ogólne i nadzwyczajne. Zaliczamy tu koszta studjów, pomiarów i wypracowania projektów, koszta komisyjne, koszta kierownictwa, nadzoru i administracji budowy, koszta najmu, urządzenia i utrzymania biur, koszta zakupna przyrządów mierniczych, oraz koszta ogólnego zarządu i nadzoru państwowego. Należy tu ryczałt na pokrycie wstępnych wydatków na ruch, oraz t.zw. interkalarja, tj. procentowanie kapitału budowy za czas do dnia rozpoczęcia eksploatacji kolei.

Jeśli zestawiamy kosztorys kolei prywatnej, należy uwzględnić utworzenie funduszu odnowy na pokrycie kosztów uzupełniania materiałów nawierzchni i taboru; fundusz zapasowy na pokrycie wydatków nadzwyczajnych, oraz fundusz umorzenia dla spłaty akcjonarjuszy po wygaśnięciu koncesji. Wysokość tych funduszy określona zwykle w dokumencie koncesyjnym. Osobną pozycję stanowią koszta przebudowy i powiększenia stacji włączenia kolei istniejącej.

* * *

Po zestawieniu przedmiaru podług podanych grup wpisujemy we wszystkich pozycjach ceny jednostkowe na podstawie bardzo starannej analizy cen i otrzymujemy obrachowanie kosztów.

Wreszcie sporządzamy zestawienie sumaryczne, w którym podajemy kosztą każdej grupy w całości i na 1 km długości kolei i ostateczną sumę kosztów w całości i na 1 km kolei.

Do kosztorysu należy dołączyć wszelkie zestawienia, wykazy, obliczenia i szkice, objaśniające ilości, wprowadzone do przedmiaru, oraz analizę cen, uzasadniającą przyjęte ceny jednostkowe.

V. Postępowanie przy projektowaniu i budowie kolei.

Koleje żelazne może budować i eksploatować Państwo w własnym zarządzie (koleje państwowe), albo osoba prywatna (koleje prywatne).

Osoba prywatna (fizyczna lub prawna), zamierzająca wybudować i eksploatować kolej użyteczności publicznej, musi uzyskać pozwolenie władz, czyli t. zw. koncesję. Prawa i obowiązki, związane z koncesją, oraz warunki, pod jakimi może ona być udzielona, określa w Państwie Polskiem ustawa koncesyjna z dnia 14 października 1921 (Dz. U. Nr. 88 z 10 listopada 1921). Do ustawy tej wydało M. K. Ż. rozporządzenie wykonawcze z dn. 30 września 1922.

W podaniu o zezwolenie na przeprowadzenie studjów wstępnych, wnoszonem do M. K. Ż., należy wskazać kierunek projektowanej kolei, oraz terminy rozpoczęcia i ukończenia studjów i wymienić osoby, prowadzące studja.

M. K. Ż., udzielając (w porozumieniu z M. S. Wojsk.) pozwolenia na studja wstępne, ogłasza swą decyzję w dzienniku urzędowym z wymienieniem osób uprawnionych do studjów, kierunku projektowanej kolei i terminu, na który wydano pozwolenie. Równocześnie ogłasza Ministerstwo termin prekluzyjny na udzielanie pozwoleń na analogiczne studja wstępne, oraz termin wnoszenia podań o udzielenie koncesji.

Po ukończeniu studjów należy wnieść do M. K. Ż. podanie o koncesję, do którego dołącza się wstępny projekt kolei, opracowany na podstawie studjów i składający się z nast. danych:

1. memorjału, zawierającego działą: a) uzasadnienie ekonomicznego znaczenia i potrzeby danej kolei, b) opis techniczny, c) wykaz przypuszczalnych rocznych wydatków i dochodów eksploatacyjnych z ich uzasadnieniem, d) plan wykonania robót;
2. projektu sfinansowania przedsięwzięcia;
3. planu linii na mapie topograficznej w podziałce 1 : 300.000 lub większej;
4. profilu podłużnego w podziałce pionowej 1 : 1000 i poziomej 1 : 10.000;
5. takiegoż profilu w podziałce pionowej 1 : 1000 i poziomej 1 : 50.000;
6. kosztorysu ogólnego budowy z koniecznymi wykazami, podzielonego na 12 działów (wymienionych w poprzednim ustępie).

Memorjał powinien być krótki i treściwy i powinien zawierać:

W dziale a) podanie nazwy projektowanej kolei (zgodnie z oznaczeniem, przyjętem w pozwoleniu na przeprowadzenie studjów wstępnych), długości kolei w całości i w częściach, przypadających na poszczególne województwa, powiaty i gminy, oraz wielkości obszaru ciężenia, odpowiadającego tym długościom, następnie opis trasy handlowej z wymienieniem stacyj, projektowanych z uwagi na potrzeby handlowe, charakterystykę obszaru ciężenia (stopień i rodzaj zagospodarowania), ilość i rodzaj zatrudnienia mieszkańców, opis istniejących komunikacji, bogactwa naturalne, stan przemysłu istniejącego i jego oczekiwanego rozwoju. Należy wreszcie podkreślić, o ile kolej przyczyni się do poparcia interesów ogólnopństwowych.

W dziale b) należy przytoczyć ustalone warunki techniczne z uzasadnieniem, treściwy opis trasy technicznej, charakterystykę stosunków geologicznych i zebrane daty co do dróg i wód, stykających się z koleją, dalej charakterystykę studjowanych alternatyw z uzasadnieniem wyboru najodpowiedniejszej.

W zakończeniu memoriału podać sumaryczne zestawienie kosztów budowy w całości i na 1 km kolei.

W załączniku 2 podać plan zebrania potrzebnego kapitału z umotywowaniem zaznaczeniem, czy brana jest pod uwagę pomoc finansowa ze strony Państwa.

Sposób opracowania innych załączników j. w.

Załączniki projektu wstępnego podaje się w trzech egzemplarzach, z których jeden plan techniczny na kalce, zdatny do powielania. Przedłożony projekt bada M. K. Ż., zarządzając w razie potrzeby badania na miejscu na koszt proszącego, przyczem sprawę ewentualnej pomocy finansowej ze Skarbu Państwa wyodrębnia jako wniosek rządowy do uchwalenia w drodze ustawodawczej. W razie rezultatów pomyślnych, ustala Ministerstwo ogólne warunki koncesji i zawiadania o nich proszącego, oznaczając mu termin do ostatecznego oświadczenia się.

Koncesja na budowę i eksploatację kolei zawiera: 1. wymienienie osoby koncesjonariusza i jego siedziby, 2. oznaczenie linii kolejowej, 3. przeciąg czasu, na który udzielono koncesji, 4. zasadnicze warunki finansowe, 5. zobowiązanie koncesjonariusza do wykonania warunków, zawartych w dokumencie koncesyjnym.

Po nadaniu koncesji przez Prezydenta Rzeczypospolitej na podstawie uchwały Rady Ministrów, minister K. Ż. ustala szczegółowe warunki techniczne koncesji i wydaje dokument koncesyjny z równoczesnym ogłoszeniem go w Dzienniku Urzędowym. Koncesji udziela się najwyżej na 90 lat, związkiem samorządowym najwyżej na 99 lat.¹⁾

Osoby prawne, ubiegające się o koncesje, muszą dołączyć zatwierdzony statut i ostatecznie zamknięcie rachunkowe; związki samorządowe, ważnie powzięte uchwały, zatwierdzone przez kompetentne władze zwierzchnie.

Projekt szczegółowy przedkłada koncesjonariusz również Ministerstwu do zatwierdzenia.

Niema dotychczas przepisów polskich co do formy przedkładanego projektu szczegółowego i co do sposobu dalszego postępowania, dlatego przytaczamy w dalszym ciągu przepisy austriackie, stosowane dotychczas na terenie Małopolski.

Projekt szczegółowy ma zawierać nast. załączniki:

1. mapę topograficzną (1 : 25.000) z wkreśloną czerwono linią trasy;
2. plan sytuacyjny (zarazem plan wywłaszczenia gruntów), w podziale dla kolei głównych 1 : 1000, dla lokalnych 1 : 2880, zawierający szczegółowe przedstawienie robót ziemnych na szlaku i stacjach, torów i budowli stacyjnych, budynków na szlaku, przełożeń dróg i ścieków, przepustów i mostów z podaniem rodzaju konstrukcji oraz światła i wysokości otworów, przejazdów w poziomie szyn z podaniem szerokości, ograniczenia własności kolejowej z drogami równoległymi, oraz granice parcel przeciętych trasą z podaniem ich numeru i nazwiska właścicieli. Plan sytuacyjny powinien być sporządzony żywymi kolorami;
3. profil podłużny szczegółowy w podziale długości 1 : 2000 i wysokości 1 : 200;
4. zbiór charakterystycznych przekrojów poprzecznych z zaznaczonymi wynikami prób gruntu;
5. zbiór profilów podłużnych i przekrojów poprzecznych dla przełożeń dróg i ścieków;
6. wykaz dróg i ścieków przeciętych koleją z podaniem wymiarów otworów w obiektach i szerokości przejazdów w poziomie i oznaczeniem osoby, do której należało i dalej ma należeć utrzymanie drogi, względnie ścieku;

¹⁾ Do budowy kolei prywatnych do użytku własnego na własnym gruncie wystarcza zezwolenie M. K. Ż. (jeżeli ustawy specjalne nie stanowią inaczej).

7. memoriał, zawierający uzasadnienie obranych wymiarów większych mostów (obliczenie światła), oraz opis warjant, wprowadzonych odmiennie od zatwierdzonego projektu wstępnego z uzasadnieniem, a wreszcie wnioski techniczne i finansowe co do sposobu wykonania dojazdów kolejowych;

8. plany urządzeń do poboru wody dla celów kolejowych, jeśli pobór ten ma nastąpić z wód publicznych;

9. wykaz zajętych gruntów z podaniem okręgu sądowego, gminy, numeru parceli, wielkości zajętej powierzchni, rodzaju gruntu, oraz nazwiska i siedziby właściciela;

10. operat ubezpieczeń budynków, leżących w rejonie ogniowym, obejmujący wyciągi z planu sytuacyjnego, potrzebne przekroje poprzeczne z zaznaczonym przekrojem torowiska i budynku, oraz ograniczeniem rejonu ogniowego, a wreszcie wykaz budynków z podaniem ich sposobu wykonania, stanu, nazwiska i siedziby właściciela i projektem sposobu ubezpieczenia.

M. K. Ż. bada przedłożony projekt i zarządza badanie na miejscu przez komisję obchodową, zwołaną przez Województwo, w której biorą udział zastępcy Województwa, Starostwa, władz wojskowych i kolejowych i zastępca projektu.

Zadania komisji obchodowej:

1. Ocena projektu ze stanowiska interesów publicznych i podniesionych przeciwko niemu zarzutów przez strony interesowane, zwłaszcza co do dróg i ścieków, położenia i wymiarów obiektów i przejazdów w poziomie, dróg równoległych, stacyj z dojazdami itp.

2. Badanie, czy powierzchnie gruntów, zajęte pod projektowaną budowę, są niezbędnie potrzebne, oraz łącznie z tem badanie i załatwianie zarzutów, podniesionych przeciw wywłaszczeniu.

Plan sytuacyjny, oraz plany i wykazy, dotyczące wywłaszczenia, należy wyłożyć przed terminem komisji na 14 dni w poszczególnych gminach. Wynik postępowania komisyjnego spisuje się w protokole, sporządzonym gminami, który Województwo opinuje i przedkłada Ministerstwu Kolei do zatwierdzenia.

Po zatwierdzeniu projektu szczegółowego koncesjonariusz uzyskuje pozwolenie na rozpoczęcie robót, czyli t. zw. konsens budowlany, wydany oddzielnie dla poszczególnych robót, poczem może przystąpić do wykonania budowy.

Po ukończeniu budowy przeprowadza się nast. czynności:

1. Kolaudacja urządzeń ogniochronnych (przez delegata Starostwa).

2. Próba mostów (przez delegata Ministerstwa K. Ż.).

3. Komisyjne badanie budowy. Do podania, wnoszonego do M. K. Ż. o pozwolenie na otwarcie ruchu normalnego, dołącza się mapę topograficzną (1:25.000) z wkreśloną linią trasy, profil podłużny w podziałce 1: $\frac{50.000}{1.000}$,

drugi profil podłużny w podziałce 1: $\frac{10.000}{1.000}$, plany stacyj i mostów o rozpiętości ponad 50 m. Ministerstwo bada, czy nowa linja kolejowa odpowiada warunkom prawidłowego i bezpiecznego ruchu, czy posiada dostateczny i odpowiedni tabor, oraz urządzenia do zapobiegania wypadkom i urządzenia ratunkowe w razie wypadku, a wreszcie czy personal jest dostateczny i wyszkolony.

Na usunięcie znalezionych usterek określa komisja pewien termin, po upływie którego następuje urzędowe stwierdzenie tego usunięcia.

LITERATURA.

Dziennik ustaw Rzeczypospolitej Polskiej Nr. 88 z r. 1921 i Nr. 92 z r. 1922.

Dziennik urzędowy Ministerstwa kolei żelaznych Nr. 10 z r. 1923.

Kühnel: Drogi. 1922.

Skibiński: Tyczenie tras. 1909.

Wątorrek: Budowa kolei żelaznych. T. II. 1924.

Die Eisenbahntechnik der Gegenwart. II. Band, 1. Abschnitt. 1906.

Esselborn: Lehrbuch des Tiefbaues. I. Band. 1922.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften. I. Teil. 1. Band, 1904 i 5. Band, 1. Abteilung. 1897.

Launhardt: Theorie des Trassierens. I. Kommerzielle Trassierung. 1887. II. Technische Trassierung. 1888.

Schau: Der Eisenbahnbau. I. 1914.

Schubert: Schutz der Eisenbahnen gegen Schneeverwehungen. 1903.

Stacje.

Rodzaje stacyj. Stacje są to miejsca zatrzymania pociągów dla przyjmowania i wydawania transportów i do dokonywania czynności technicznych, związanych z ruchem pociągów. Posiadają zatem urządzenia potrzebne dla służby handlowej (przyjmowanie i wydawanie transportów) i urządzenia, służące celom technicznym eksploatacji (zestawianie, wyprawianie pociągów, urządzenia dla trakcji itp.).

Miejsca, w których pociągi zatrzymują się jedynie dla wsiadania i wysiadania podróżnych, nazywają się przystankami; stacje, służące wyłącznie tylko celom ruchu do mijania pociągów, na których nie przyjmuje się ani podróżnych, ani ładunków, nazywają się mijankami.

Zależnie od znaczenia stacji pod względem handlowym i techniczno-ruchowym można podzielić stacje na pewną ilość klas, jednak podział ten nie da się zupełnie ściśle przeprowadzić.

Zależnie od położenia stacji względem danej linii kolejowej, względnie sieci kolejowej, rozróżnia się:

a) Stacje końcowe na krańcach danej linii; stacja końcowa danej linii, która równocześnie służy jako stacja początkowa dla jednej lub więcej linii obcego zarządu kolejowego, nazywa się także stacją zdawczą — na granicy państwa graniczną;

b) stacje pośrednie wzdłuż danej linii kolejowej;

c) stacje węzłowe, w których zbiegają się (fig. 273) lub krzyżują się (fig. 274) dwie lub więcej linii kolejowych.

Zależnie od formy stacji rozróżnia się:

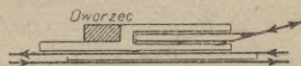


Fig. 273.

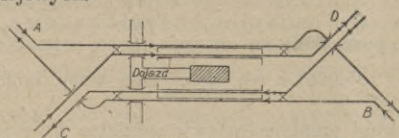


Fig. 274.

Stacje czółowe (fig. 275 i 276), w których tory kończą się niejako ucięte, a dla wyprawienia pociągu w dalszą drogę, trzeba parowóz przestawić na drugi koniec pociągu; — używane jako stacje końcowe, gdy nie przewiduje się w przyszłości przedłużenia linii, także jako stacje pośrednie, o ile się chce wejść ze stacją możliwie daleko do środka miasta, gdzie brak miejsca na urządzenie stacji przechodowej.

Stacje przechodowe (fig. 277), w których tory główne zasadnicze przebiegają dalej ku końcowi linii, a dworzec umieszczony jest z boku torów.

Jako przechodowe urządza się zazwyczaj stacje pośrednie, ale często także i stacje końcowe, zwłaszcza, gdy przewiduje się przedłużenie linii. Jako specjalny rodzaj stacji przechodowych używane są często dla stacji węzłowych:

Stacje klinowe (fig. 278 i 279) czyli półwyspowe: umieszczone są w klinie u zbiegu dwóch linii kolejowych.

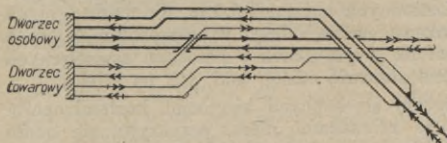


Fig. 275.

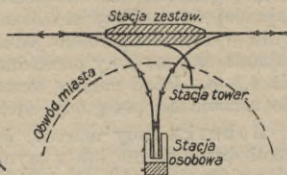


Fig. 276.

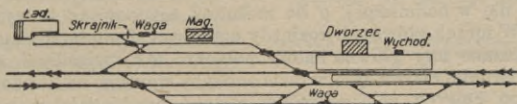


Fig. 277.

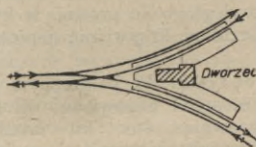


Fig. 278.

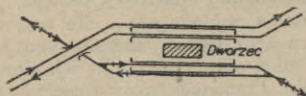


Fig. 279.

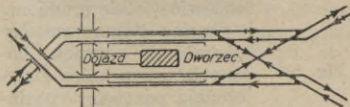


Fig. 280.

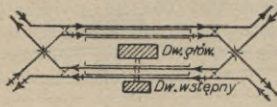


Fig. 281.

Stacje wyspowe (fig. 280 i 281): dworzec otoczony jest dokoła przez tory.

Ogólne uwagi o założeniu stacji. Uposażenie i wielkość danej stacji zależą od znaczenia handlowego stacji i od jej znaczenia dla służby ruchu. Długość stacji zależy od układu torów stacyjnych; conajmniej równa jest długości użytkowej torów głównych, zwiększonej o długość potrzebną dla rozjazdów. Długość użytkowa torów wjazdowych i wyjazdowych zależy od długości przewidywanych pociągów. Przy oznaczaniu długości użytkowej, mierzonej od ukresu do ukresu, dodaje się do długości, wynikającej z przyjętej ilości osi (zależnie od rodzaju wagonów 3,7—4,5 m na oś), 2—4 długości parowozu (25 m na parowóz wraz z tendrem) i jeszcze pewien dodatek z uwagi, że zatrzymanie długiego pociągu towarowego nie może nastąpić dokładnie w oznaczonym miejscu. Dla pociągów osobowych najmniejsza długość użytkowa toru na liniach pierwszorzędnym 250 m, na drugorzędnych 180 m.

Ilość torów zależy od przewidywanego ruchu, przy silnym ruchu winno się przewidzieć o ile możliwości osobne tory wjazdowe dla każdego kierunku, aby umożliwić wjazdy równoczesne; conajmniej należy unikać wjazdów na ten sam tor z dwóch przeciwnych kierunków. Oprócz torów głównych

potrzebna jest odpowiednia ilość torów bocznych do przetaczania, odstawiania wagonów, do objazdu parowozów itp.

Odstęp torów na stacjach conajmniej 4,5 m od osi do osi; na stacjach większych pożądaný większy odstęę torów. Jeżeli między torami umieszcza się słupy latarni, semaforów itp., należy odstęę odpowiednio zwiększyć, w szczególności dla umieszczenia semaforów między torami odstęę torów najmiej 4,7 m. Przy urządzeniu peronów między torami, odstęę odnośnych torów wynosi dla peronów jednostronnych najmiej 6,0 m, dla dwustronnych najmiej 9,0 m. Tory przeładunkowe można założyć w odstęęach mniejszych niż 4,5 m. Jeżeli między torami na przystankach o peronach zewnętrznych nie ustawia się przegrody, można zostawić odstęę taki, jak na szlaku.

Żeberka (tory martwe) kończy się kopcami ziemnymi, kozłami oporowymi drewnianymi lub z szyn ze zderzakami, nieraz przykrywa się nadto tor na długości 15—20 m piaskiem lub drobnym żwirkiem.

Rozjazdy winny być ułożone celowo w dostatecznej ilości dla potrzeb ruchu, lecz nie w nadmiernej, o ile możności zgrupowane w wyraźne drogi zwrotnicze. W torach głównych rozjazdy ogranicza się do koniecznej potrzeby, przytem wskazane tory główne należy połączyć tak rozjazdami, aby pociągi dowolnego kierunku można było w razie potrzeby wpuścić na tor dowolny. Dla rozjazdów, po których pociągi zorganizowane przebiegają w odgałęzienie, stosunek skrzyżowania niewiekszy niż 1:10; w torach bocznych można go zwiększyć do 1:7. Między końcem łuku przyległego do prostej, w której ukladą się rozjazd, a iglicą rozjazdu o odwrotnej krzywiznie umieszcza się conajmniej 6-metrowy odstęę.

Stacje zakłada się o ile możności w prostych. W koniecznym wypadku dąży się do ułożenia obu końców w prostych odpowiednio długich dla ułożenia rozjazdów wjazdowych, przesuwając łuk ku środkowi stacji. Promienie łuków możliwie wielkie, w torach głównych nie mniejsze niż na szlaku; należy unikać łuków odwrotnych a w razie konieczności stosować

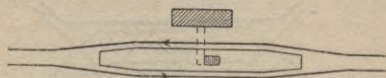


Fig. 282.

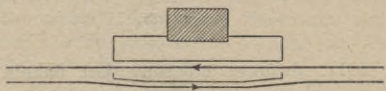


Fig. 283.

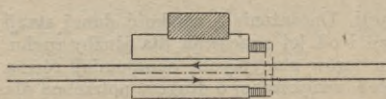


Fig. 284.

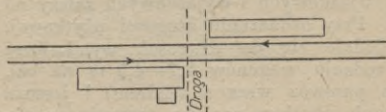


Fig. 285.

możliwie wielkie promienie i długie proste między łukami. W torach bocznych, przez które przejeżdżają parowozy pociągowe, promienie nie mniejsze niż 150 m, a wogóle nie mniejsze niż 120 m. Przechylka toru i krzywe przejściowe tylko w torach głównych, jeżeli konieczne ze względu na prędkość pociągów przebiegających. Promienie łuków stosowanych celem zwiększenia odstęęu torów głównych zasadniczych na stacjach najmiej 1000 m.

Stacje zakłada się o ile możności w poziomie,

w każdym razie pochylenie torów, przeznaczonych do postojów pociągów i wagonów, nie przekracza 2,5‰. Załomy pochyłeń podłużnych toru zaokrągla się łukiem o promieniu najmiej 5000 m. Rozjazdy końcowe można ukladac na pochyleniach szlaku przylegającego, ale nie w załomach spadku i nie bliżej końca zaokrąglenia załomu niż 6 m.

Wszelkie budowle i urządzenia stacyjne należy rozmieszczać celowo do przewidywanej pracy stacji z uwzględnieniem możliwości rozwoju. Na kolejach

jednotorowych pierwszorzędných uwzględnić możliwość ułożenia w przyszłości toru drugiego.

Wszystkie budowle, place i nawierzchnia należyce odwodnić. Odwodnienie budynków, popielników, obrotnic itp. zapomocą sieci kanałów z ujęciem do rowów bocznych, pobliskich potoków lub sieci kanalizacyjnej danej miejscowości. Odwodnienie nawierzchni i placów zapomocą ścieków na powierzchni, sączków, drenów poprzecznych i podłużnych z ujęciem do rowów bocznych lub sieci kanałowej stacji. W sieci kanałowej szyby powinny być odpowiednio rozmieszczone, aby umożliwić przeczyszczanie kanałów.

Przystanki. Na przystankach nie trzeba żadnych innych torów oprócz torów głównych zasadniczych. Na linii jednotorowej wystarcza peron z jednej strony, na liniach dwutorowych albo peron wyspowy między torami (fig. 282), albo też dwa perony, jeden zewnątrz torów od strony poczekalni, drugi wewnątrz torów (fig. 283), albo wreszcie oba perony nazewnątrz torów naprzeciw siebie lub przesunięte (fig. 284 i 285), przy czem poczekalnia i sprzedaż biletów urządzone są osobno przy każdym peronie lub też tylko przy jednym. Komunikacja między peronami zapomocą przejść pod lub nad torami, przy niezbyt znacznym ruchu także w poziomie szyn w miejscach oznaczonych.

Mijanki. Oprócz toru głównego zasadniczego przynajmniej jeszcze jeden tor do krzyżowania względnie wyprzedzania pociągów. Tor mijankowy urządony jako żeberko (tor martwy — fig. 286 i 287) niedogodny, gdyż powoduje stratę czasu z powodu koniecznego przestawiania pociągu. Unika się tego przez obustronne połączenie toru mijankowego z torem głównym zasadniczym (fig. 288 i 289). Na liniach dwutorowych można urządzić jeden tor prześcigowy zewnątrz torów głównych zasadniczych (fig. 290) lub wewnątrz torów (fig. 291); w ostatnim wypadku unika się przecięcia drogi pociągowi zdążającemu po torze łączącym obok toru prześcigowego, oba tory główne zasadnicze muszą jednak

być w obrębie mijanki odpowiednio rozstawione. Przy znaczniejszym ruchu trzeba conajmniej dwóch torów prześcigowych (fig. 292 i 293), po tej samej stronie torów zasadniczych lub, aby uniknąć przecięcia dróg, tory prześcigowe po obu stronach torów głównych zasadniczych (fig. 294), tem więcej, że na mijankach niema magazynów, korzyść więc wynikająca z ułożenia obu torów

mijankowych po stronie magazynu nie wchodzi tu w rachubę. Aby na wypadek zamknięcia jednego toru na szlaku umożliwić między dwoma mijankami, względnie stacjami, utrzymanie ruchu po jednym torze, a zatem przejście z ruchu dwutorowego na jednotorowy, jeżeli tory mijankowe nie mają przynajmniej z jednej strony wspólnej drogi zwrotniczej, dobrze jest ułożyć z jednej strony — lepiej z obu stron — rozjazdy umożliwiające przejście z jednego toru głównego zasadniczego na drugi.

Fig. 286.

Fig. 287.

Fig. 288.

Fig. 289.

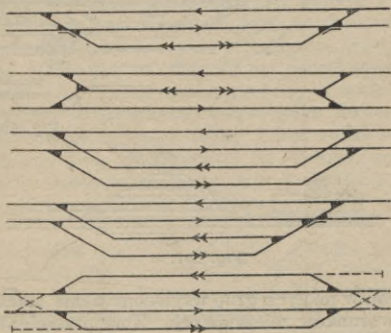
Fig. 290.

Fig. 291.

Fig. 292.

Fig. 293.

Fig. 294.



Na wypadek koniecznego odczepienia od pociągu wagonu uszkodzonego wskazane jest wykonać na mijance żeberko na długość jednego lub dwu wagonów. Długość torów mijankowych musi odpowiadać największej długości pociągów kursujących.

Stacje dla ruchu osobowego i towarowego wymagają oprócz torów głównych zasadniczych i dodatkowych także szeregu torów bocznych, a mianowicie:

torów zapasowych dla wagonów odczepionych na stacji lub dla wagonów, które mają być doczepione do pociągów,

torów przetokowych wraz z torami wyciągowymi do przetaczania i zestawiania pociągów,

torów objazdowych do przestawiania wagonów z jednego końca stacji na drugi i do jazd parowozów od pociągów do parowozowni i odwrotnie,

torów do węglowni, żórawi wodnych i innych urządzeń,

torów ładunkowych.

Zależnie od znaczenia stacji potrzeba wszystkich tych grup torów lub tylko niektórych z nich w większej lub mniejszej ilości. Na stacjach małych

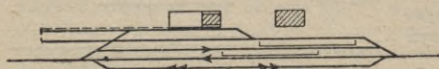


Fig. 295.

o słabym ruchu towarowym wystarczy obok torów głównych zasadniczych i dodatkowych (mijankowych) jeszcze jeden tor magazynowy, ewentualnie i tor zapasowy (odstawczy — fig. 295). Na stacjach o silniejszym ruchu potrzeba pomnożenia ilości torów, ich specjalizacji, ułożenia torów wyciągowych z jednej lub z obu stron stacji, zazwyczaj w przedłużeniu torów mijankowych, aby przy przetaczaniu wagonów uniknąć wyciągania ich na tory główne zasadnicze, zwłaszcza na liniach o silnym ruchu. Rozmieszczenie

wystarczy obok torów głównych zasadniczych i dodatkowych (mijankowych) jeszcze jeden tor magazynowy, ewentualnie i tor zapasowy (odstawczy — fig. 295). Na stacjach o silniejszym ruchu potrzeba pomnożenia ilości torów, ich specjalizacji, ułożenia torów wyciągowych z jednej lub z obu stron stacji, zazwyczaj w przedłużeniu torów mijankowych, aby przy przetaczaniu wagonów uniknąć wyciągania ich na tory główne zasadnicze, zwłaszcza na liniach o silnym ruchu. Rozmieszczenie

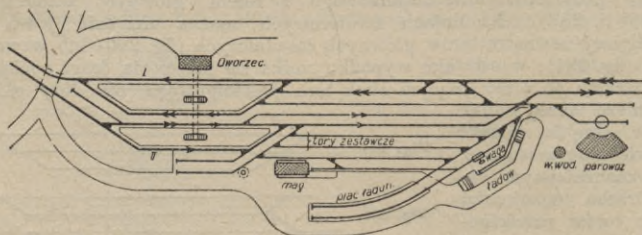


Fig. 296.

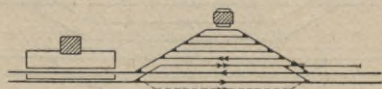


Fig. 297.

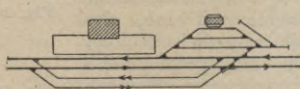


Fig. 298.

torów różnych grup względem siebie zależy od przewidywanej pracy stacji i od warunków miejscowych. Tory prześcigowe dla pociągów towarowych umieszcza się zwykle po tej stronie, po której urządzenia dla ruchu towarowego; przy ułożeniu torów prześcigowych towarowych wewnątrz torów głównych zasadniczych (fig. 296) unika się przecinania jednego z torów głównych zasadniczych przy wjeździe lub wyjeździe pociągów towarowych. Urządzenia dla ruchu towarowego i osobowego albo po tej samej stronie torów głównych zasadniczych (fig. 297 i 298), dogodnie dla mieszkańców danej miejscowości, korzystne dla rozwoju stacji, wymaga jednak znacznej długości równi stacyjnej, — albo po przeciwnych stronach (fig. 299), co daje lepszy rozdział

odbywa się na przystanku, a nie w pociągu. Na stacjach małych bywają zw. dwie poczekalnie, wspólna dla podróżnych klasy I i II, oddzielna dla podróżnych klasy III. Dojście do kasy osobowej i bagażowej (na stacjach o słabym ruchu będzie to kasa wspólna) w sieni, wyjątkowo w poczekalni. Z pomieszczeń służbowych wystarczą zw. jedno biuro wspólne dla dyżurnego i telegrafu, oraz biuro dla zawiadowcy stacji.

W miarę zwiększonego ruchu na stacji wzrasta ilość pomieszczeń tak dla użytku podróżnych, jak i do celów służbowych. Pomieszczenia te należy rozmieścić względem siebie celowo i przejrzysto. Kasy biletowe i bagażowe tuż u wejścia do dworca, więc dostępne z sieni, wzgl. z westybulu, poczekalnie i restauracje w pobliżu kas, ustępy blisko poczekalni. Ruch przyjezdnych i odjeżdżających w stacjach o silnym ruchu skierować tak, aby unikać krzyżowania tych dwóch fal przeciwnych. Fryzjernie, umywalnie i przechowalnie bagażu w pobliżu wyjścia z peronów.

Hala (westybul, sień) bywa różnych rozmiarów, zależnie od natężenia ruchu, od zupełnie małych sieni do rozległych hal. Wejście zw. przez przedsiónek dla ochrony od zimna podróżnych, gromadzących się w hali. Hala wejściowa obszerna i dobrze oświetlona, częstokroć w hali ławki dla podróżnych. W hali mieszczą się kasy osobowe i bagażowe (fig. 300), w hali też lub wzdłuż korytarzy z hali wychodzących sprzedają dzienników i książek, kantory wymiany, sprzedają tytoniu, czasem poczta i telegraf. W większych dworcach bywa więcej hal, osobna z kasami osobowymi, osobna z kasami bagażowymi, osobna wyjściowa; ta ostatnia może być mniejsza od wejściowej, gdyż przyjezdni

krócej zatrzymują się na dworcu. O ile są osobne hale wyjściowe, umieszcza się przy nich wydawanie bagażu, fryzjernie, umywalnie, przechowalnie bagażu ręcznego.

Dojścia do peronu wprost z hali (fig. 300) lub z korytarzy bocznych (fig. 301) albo także z poczekalni, strzeżone celem rewizji biletów. Najmniej personelu potrzeba do strzeżenia dojść peronowych przy wejściach wprost z hali.

Kasy osobowe. W małych stacjach wystarcza jedna. W większych więcej kas oddzielnych dla różnych klas (I i II zwykle razem), dla

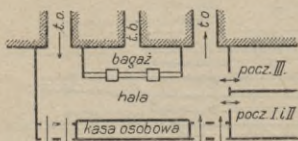


Fig. 300.

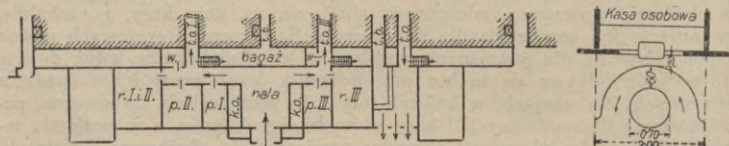


Fig. 301.

Fig. 302.

różnych kierunków, także dla różnych pociągów, oddzielnie dla dalekobieżnych, oddzielnie dla podmiejskich; także kasy rezerwowe dla wzmożonego ruchu świątecznego. Jeżeli każdy z kasjerów ma swoją kasę, upraszcza to rozliczenie i unika się zdawania kas. Kasy w hali blisko wejścia obok siebie (fig. 301); poszczególne okienka oddzielone ściankami w odstępach około 2 m. Dostęp do kasy tak urządzony, aby do okienka dostąpić mogły tylko poszczególne osoby (fig. 302). Szerokość dojścia do okienka 0,6—0,7 m. Dla biletów peronowych i dla relacji masowo używanych nieraz automaty kasowe.

Kasy bagażowe w małych stacjach połączone z kasami osobowymi, w większych osobne. Stół bagażowy o wys. 0,7—0,8 m, a szer. 0,8—1,20 m

tuż przy kasie, która posiada od przodu okno kasowe, z boku okienko do porozumiewania się z wagowym; za stołem waga bagażowa. W stacjach o większym ruchu dwie lub więcej kas bagażowych (fig. 303) dla różnych kierunków. W podrzędnych stacjach wydaje się bagaż na peronie, w stacjach większych w hali wyjściowej, gdzie często obok wydawania bagażu mieści się także kasa bagażowa, aby ułatwić dalsze nadanie bagażu. Miejsca nadawania, przyjmowania i wydawania bagażu połączone osobnym dojściem z peronami (tunele bagażowe).

Przechowalnie dla bagażu ręcznego, opatrzone w stelaże i wieżadła, winny być obszerne celem szybkiego wyszukania bagażu, mieć dwa okna, jedno do przyjmowania, drugie do wydawania. Przy osobnych halach wejściowych i wyjściowych często dwie przechowalnie, po jednej w każdej hali.

Poczekalnie i restauracje. Na przystankach osobowych zw. jedna poczekalnia, często otwarta zupełnie od strony peronu, na małych stacjach zw. dwie poczekalnie, jedna dla podróżnych I i II klasy, druga dla podróżnych klasy III, ewentualnie i IV; na stacjach większych, węzłowych, zwłaszcza w wielkich miastach osobne poczekalnie dla poszczególnych klas, czasem także oddzielne dla niepalących i dla kobiet. Rozmieszczenie pocze-

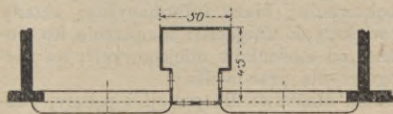


Fig. 303.

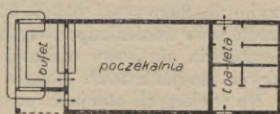


Fig. 304.

kalni i ich wielkość zależne od ilości podróżujących osób, oraz od wielkości miejsca, przeznaczonego na dworzec; także od tego, czy dostęp do poczekalni dozwolony tylko podróżnym z biletami, czy też poczekalnie nieobjęte zamknięciem peronowem. W pierwszym wypadku poczekalnie mniejsze, wtedy jednak kasy biletowe muszą być stale otwarte, możliwe jest to więc na stacjach większych o silnym ruchu. Na stacjach, w których istnieją osobne hale wejściowe i osobne wyjściowe, urządza się czasem przy tych ostatnich poczekalnie dla osób oczekujących podróżnych. Wejście do poczekalni na stacjach mniejszych czasem wprost z placu dojazdowego, częściej z sieni, na stacjach większych z hali lub korytarzy bocznych, wychodzących z hali (fig. 301). Poczekalnie ugrupowane albo obok siebie (fig. 300), albo poczekalnie klasy I i II z jednej strony hali, poczekalnie klasy III z drugiej strony. Na wielkich stacjach o licznych torach dla pociągów osobowych przy dostępie do peronów pod lub nad torami, nieraz także na peronach małe poczekalnie wraz z bufetem (fig. 304). W większych miastach urządza się często w dworcach osobne salony na wypadek przejazdu dostojników. Salony takie, urządzone wytwornie, mają osobne dojście tak od strony dojazdu jak i peronów; gdy tory leżą wyżej od dojazdu, urządza się często od strony dojazdu rampę wjazdową, aby uniknąć wstępowania po schodach; obok salonu zwykle poczekalnie dla świąty, umywalnie, miejsca dla ułożenia bagażu itp.

W środowiskach przemysłowych, gdy w pewnych dniach tygodnia podróżuje znaczna ilość robotników, urządza się nieraz osobne poczekalnie robotnicze zw. tuż obok dworca.

Na stacjach średnich bufety w poczekalniach, na większych stacjach osobne sale restauracyjne oddzielne dla klasy I i II i oddzielne dla klasy III, umieszczone tuż obok odp. poczekalni. Wielkość sal restauracyjnych i ich położenie względem zamknięcia peronowego określa się jak dla poczekalni. W stacjach większych o peronach, dostępnych tylko pod lub nad torami, umieszcza się często bufety także na peronach dla wygody podróżnych, przejeżdżających przez stację. Tuż obok restauracji i bufetów (czasem na dol-

nem lub górnem piętrze) kuchnia, obok niej izba do mycia naczyń, spiżarnia, pomieszczenia dla służby restauracyjnej, często także mieszkanie restauratora; dostęp do tych pomieszczeń oddzielny od wejść przeznaczonych dla podróżnych.

Pomieszczenia służbowe. W budynku dworcowym znajduje się też najczęściej biuro dyżurnego i telegraf służbowy, na małych stacjach we wspólniej izbie, na stacjach większych osobne biuro dyżurnego i osobne pomieszczenie dla telegrafu, zawsze jednak bezpośrednio obok siebie położone i ze sobą połączone, z bezpośredniem wyjściem na peron. W pobliżu biura dyżurnego poczekalnie dla konduktorów, oczekujących na objęcie służby lub przygotowujących raporty przy zdaniu służby. Nadto biuro zawiadowcy stacji i inne biura stacyjne w ilości zależnej od pracy stacji. Jeżeli wymienione biura pomieszcza się w osobnym budynku, to tuż obok dworca, aby były łatwo dostępne dla podróżnych. Na stacjach węzłowych u zbiegu linii, należących do różnych zarządów kolejowych, z których każdy prowadzi służbę ruchu oddzielnie dla siebie, osobne biura dla każdego zarządu, ale dla łatwiejszego porozumienia położone możliwie blisko obok siebie. Z innych pomieszczeń służbowych trzeba przewidzieć w dworcu portiernię, w której w stacjach średnich bez osobnych przechowalni dla bagażu ręcznego, przyjmują zazwyczaj bagaż do przechowania; biura informacyjne; składy przedmiotów znalezionych (tylko na większych stacjach); lampiarnie itp. pomieszczenia służbowe w ilości zależnej od stosunków miejscowych; na niektórych stacjach także pokoje noclegowe dla pracowników.

Na większych stacjach pomieszczenia służbowe dla policji i poczty, czasem w osobnych budynkach obok dworca. — Ładowanie poczty do wagonów pocztowych najczęściej z peronów osobowych lub bagażowych, na wielkich stacjach o silnym ruchu pocztowym także osobny budynek pocztowy z potrzebniemi torami do naładunku wagonów pocztowych.

Na stacjach pogranicznych uwzględnia się także potrzeby służby celnej i policyjnej, więc hale dla rewizji bagażu i paszportów, kasa cłowa, pokoje dla rewizji osobistej, osobne dla mężczyzn i kobiet. Hale rewizyjne obszerne, aby rewizje odbywać szybko; na stacjach pogranicznych wspólnych, na których oba państwa sąsiednie odbywają rewizję celną, albo dwie hale rewizyjne, każda do użytku jednego zarządu celnego, albo wspólna hala naprzemian używana; kasy i biura celne obok hali oddzielne dla każdego z zarządów.

Ustępy osobne dla mężczyzn i kobiet, ale obok siebie dla zaoszczędzenia dołów kloacznych i instalacji. Na mniejszych stacjach zw. osobno obok dworca, na stacjach większych przy hali lub w korytarzu w pobliżu poczekalni. Na większych dworcach więcej grup ustępów w różnych miejscach, także przy fryzjerniach i umywalniach. Na stacjach, w których istnieje zamknięcie peronowe, wskazane jest oprócz ustępów przy poczekalniach w części dworca dostępnej dla wszystkich, urządzić także ustępy dostępne z peronu. Na większych stacjach ustępy wszystkie lub część ich zamykane, dozоровane stale i utrzymywane w czystości przez osobnego pracownika, dla którego trzeba obok przewidzieć osobne pomieszczenie. Niezależnie od ustępów dla podróżnych, osobne ustępy dla służby stacyjnej, dla służby restauracyjnej i mieszkań w dworcu umieszczonych.

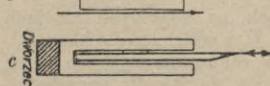


Fig. 305.

Często w dworcach także mieszkania dla pracowników; dostęp i klatki schodowe do mieszkań oddzielne od wejść dla podróżnych.

Perony do ułatwienia wsiadania i wysiadania podróżnych; zewnętrzne (fig. 305 a), międzytorowe (wyspowe — fig. 305 b). Na stacjach czołowych perony zewnętrzne i międzytorowe połączone zazwyczaj peronem poprzecznym

(fig. 305 c), co umożliwia dostęp do peronów w tym samym poziomie bez przekraczania torów.

Perony osobowe służą przeważnie równocześnie jako perony bagażowe i dla poczty, tylko na stacjach o znacznym ruchu podróźnych urządza się dla bagażu i poczty osobne perony (fig. 306 — dworzec lwowski główny).

Na stacjach o słabym ruchu pociągów dostęp do peronów przez tory, przy znacznej ilości pociągów dostęp zapomocą kładek nad torami, lub, co częściej, tunelami popod tory; dla bagażu i poczty osobne tunele. Wysokość tunelu od 2,2 m, szerokość kładek lub tuneli osobowych od 2,5 m, bagażowe szersze, zw. 3,0—6,0 m.

Szerokość peronów zależy od ilości podróźnych; perony zewnętrzne najmniej 3 m szerokie, peron główny od strony dworca zw. szerszy,



Fig. 306.

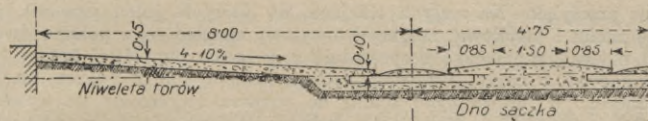


Fig. 307.

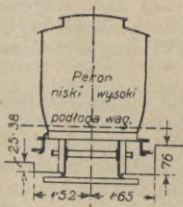


Fig. 308.

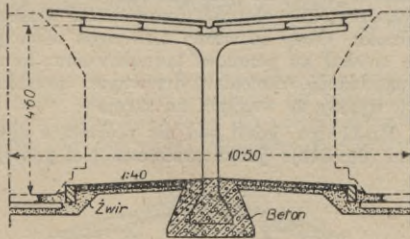


Fig. 309.

na długości dworca około 8 m. Odległość osi torów, między którymi umieszcza się perony wyspowe, wynosi dla peronów jednostronnych najmniej 6 m, dla peronów dwustronnych najmniej 9 m, dla peronów bagażowych około 7 m. Długość peronów zależy od długości pociągów osobowych i wynosi od 100 do 300 m.

Przy niewielkiej ilości podróźnych urządza się perony przez nadsypanie piasku lub żwirku do wysokości około 20 cm ponad szynę (fig. 307), przy większej ilości podróźnych ujmuje się peron w krawężniki z kamienia, drzewa, starych szyn itp. Odnośnie do wysokości i odstepu krawędzi peronów od środka toru obowiązują postanowienia przyjętej skrajni; perony niskie wznoszą się 20—38 cm nad szynę przy odstepie krawędzi peronu od środka toru 1,52 m; perony wysokie 76 cm (także więcej, prawie do wysokości podłogi wagonu) przy odstepie krawędzi peronu od osi toru 1,65 m (fig. 308).

Wysokie perony dla podróżnych są dogodniejsze, utrudniają jednak rewizję kół i osi. Przy dostępie do peronów przez tory urządza się tylko perony niskie do 25 cm nad szynę, a dla przejazdu wózków z bagażami i pocztą w miejscach stosownych przejazdy przez tory.

Nawierzchnia peronów z żwirku, drzewa, płyty, betonu, asfaltu, klinkierów itp., z małym pochyleniem poprzecznym 2—5% dla odwodnienia. Na większych stacjach perony przykrywa się dachami na słupach (fig. 309) lub wiatami. Na peronach ławki dla podróżnych, na wyspowych czasami bufety i małe poczekalnie. Na peronach lub w pobliżu peronów urządzenia z wodą do picia.

Urządzenia dla ruchu towarowego. 1. Magazyny do przechowania przesyłek drobnych i ochrony ich od wpływów atmosferycznych od chwili



Fig. 310.

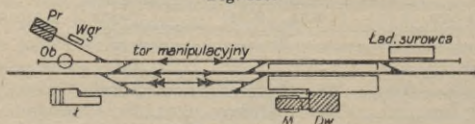


Fig. 311.

od chwili przyjęcia do czasu załadunku wagonów, wzgl. od chwili wyładunku z wagonów do czasu wydania przesyłki. Na stacjach o słabym ruchu towarowym wspólny magazyn dla towarów wysyłanych i nadchodzących; na stacjach większych osobne magazyny dla każdego z wymienionych rodzajów przesyłek. Na małych stacjach, na których jeden urzędnik pełni służbę ruchu i handlową, magazyn towarowy urządza się w pobliżu dworca, nawet można go połączyć bezpośrednio z dworcem (fig. 310 i 311).

Magazyny z cegły, kamienia, betonu, żelbetu lub z drzewa na podmurowaniu. W murowanych ściany od wnętrza zwyczajnie do wysokości 1,5—2,0 m nad podłogą wyłożone są deskami dla ochrony przed uszkodzeniem ciężkimi przesyłkami. Dach z drzewa lub z żelaza, okap silnie wystający, aby chronić towary przed deszczem podczas naładunku lub wyładunku. Okap od strony toru sięga nieco poza oś toru, aby dach wagonu nie ociekał ku peronowi ładunkowemu; korzystny zatem dach płaski, kryty papą, blachą, cementem drzewnym; przy kryciu dachówką magazyn musi być wyższy ze względu na skrajnię.

Podłoga, jeżeli pod nią próżnia, z dyliny na belkach podpartych filarami (fig. 312); jeżeli przestrzeń pod podłogą wysypana, podłoga z desek,

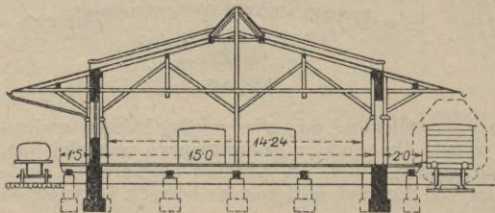


Fig. 312.

płyt lub kostek kamiennych, pieńków na betonie, z asfaltu lub betonu; ten ostatni ściiera się pod wózkami, dobrze więc dodać do zaprawy cementowej opilek żelaznych. Piwnice pod magazynami, przesklepione lub przykryte konstrukcją żelbetową, urządza się rzadko.

Bramy najczęściej zasuwane z drzewa lub żelaza, szerokie 2,5—3,0 m, wysokie 2,8—3,5 m, w odstępach równych długości wagonów 8—9 m.

Okna żelazne, dobrze zabezpieczone przed włamaniem, umieszczone wysoko, aby można towary pod ścianą wysoko układać. W magazynach szerszych oświetlenie boczne zapomocą okien, umieszczonych wysoko, przy silnie wystającym okapie niedostateczne, więc dodaje się oświetlenie górne.

Szerokość magazynów dla małych stacji 6—8 m, dla średnich 8—12 m, dla dużych ponad 12 m, rzadko więcej niż 20 m. Wysokość magazynu około 4 m. Długość zależna od ilości przesyłek, na małych stacjach wystarczy magazyn o jednej bramie, o długości 6—8 m, w miarę znaczenia stacji zwiększa się długość magazynu, rzadko jednak ponad 100 m; lepiej więcej magazynów krótszych. Długie magazyny dzieli się zwykle wewnątrz ścianami wychodzącymi ponad dach. Część magazynu przeznaczona jest dla towarów przychodzących, część dla wysyłanych; zamiast długiego magazynu wspólnego, korzystniej osobne magazyny dla każdego z tych rodzajów przesyłek. Bywają także magazyny piętrowe, zwłaszcza, gdy tor i dojazd w różnych poziomach; piętra łączą się ze sobą dźwigami.

Wymiary powierzchni magazynów zależą od nasilenia ruchu towarowego, od rodzaju towarów przewożonych (ciężar gatunkowy, kształt) i od czasu przechowywania towarów w magazynie bez opłaty składowego. Uwzględnia się także powierzchnię niezajętą pod przesyłki, a potrzebną do przejazdu wózków magazynowych i przejść, szerokość tych chodników od 1 do 2 m. Przeciętnie potrzeba dla złożenia w magazynie:

1 t maszyn, żelaza, miedzi, ołowiu itp.	1,0— 2,0 m ²
1 t cieczy w beczkach	4,5— 5,0 m ²
1 t zboża, mąki w workach	2,5— 3,0 m ²
1 t towarów kolonialnych	4,0— 5,0 m ²
1 t chemikalij	5,0— 6,0 m ²
1 t mebli, wełny, skrzyń próżnych	10,0—20,0 m ²

średnio na każdą tonnę towaru przechodzącego dziennie przez magazyn wypada 10—20 m² powierzchni, wliczając w to już powierzchnie potrzebne na chodniki dla przejść i wózków maszynowych. Magazyny dla przesyłek wysyłanych mniejsze niż dla przesyłek nadchodzących.

Do załatwienia formalności przy przyjmowaniu względnie wydawaniu przesyłek wystarcza przy magazynach małych mała kancelarja, urządzona wewnątrz magazynów; przy magazynach większych potrzebny cały szereg biur i kas, umieszczonych najcz. w budynku przytykającym do magazynów.

Z jednej strony magazynu dochodzą do niego tory ładunkowe, z drugiej strony droga dojazdowa. Bywają także magazyny, w których tor ładunkowy leży wewnątrz magazynu, a droga dojazdowa zewnątrz lub przeciwnie, albo też i tor i droga wewnątrz magazynu (fig. 313 i 314). Odnośnie do położenia

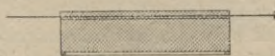


Fig. 313.



Fig. 314.

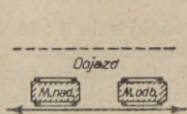


Fig. 315.

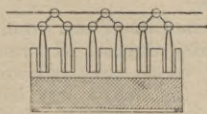


Fig. 316.

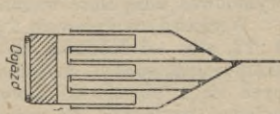


Fig. 317.

magazynu względem torów magazynowych i kształtu peronów ładunkowych może magazyn leżeć a) wzdłuż toru (fig. 315), albo b) tory magazynowe dochodzą prostopadłe do magazynu, a peron ładunkowy obejmuje w formie zębów tory ładunkowe, połączone z torami podawczymi zapomocą obrotnic (fig. 316) lub zwrotnic (fig. 317), albo c) tor magazynowy zapomocą zwrotnic rozdziela się na szereg torów ładunkowych krótkich, dochodzących do pe-

ronów ładunkowych, urządzonych w formie zębów piły (fig. 318 i 319) lub półwyspów (fig. 320).

Przy osobnych magazynach dla przesyłek nadechodzących i wysyłanych urządza się je albo wzdłuż tego samego toru jedne za drugimi, albo leżą one obok różnych torów, często naprzeciw siebie, a między nie podchodzą tory magazynowe (fig. 321), albo też droga dojazdowa wspólna leży między magazynami, a tory magazynowe nazewnątrz (fig. 322 i 323).

Peron ładunkowy (fig. 324) w wysokości równej z podłogą magazynu, od strony toru 1,10 m ponad górną krawędzią szyny, a odstęp zewnętrznej krawędzi peronu od osi toru 1,65 m; od strony drogi dojazdowej wysokość peronu nad nawierzchnią drogi zależy od wymiaru używanych wozów, wynosi od 0,8 do 1,10 m. Perony ładunkowe od strony toru szerokie 1—2 m bieżą nieprzerwanie wzdłuż magazynu, gdyż ze względu na różne długości wagonów niezawsze można je tak podstawić pod bramy, aby uniknąć wożenia ładunku wzdłuż peronów; od strony drogi mogą być perony węższe około 1 m i mogą być przerywane, ponieważ wozem można zawsze zajechać pod bramę. Czasem od strony drogi perony ładunkowe opuszcza się zupełnie.

Szerokość drogi dojazdowej do magazynów i ładowni conajmniej 6 m, gdy magazyny i ładownie leżą z jednej strony drogi, przynajmniej 12 m, gdy położone obustronnie; przy silnym ruchu towarowym szerokości większe, przynajmniej 8,5, wzgl. 17 m; jeżeli droga wąska osobne place do nawracania. Na stacjach o silnym ruchu towarowym wskazane jest dojazdy do stacji towarowej tak prowadzić, aby nie przechodziły obok dworca osobowego.

Dla materiałów łatwopalnych osobne magazyny i ładownie oddalone od innych budowli i miejsc ładunkowych.

2. Ładownie dla ułatwienia załadunku przedmiotów ciężkich, pojazdów, zwierząt itp.; otwarte lub kryte dachem; umieszcza się je albo oddzielnie w pobliżu magazynów albo bezpośrednio przy magazynach. Ładownie są albo boczne wzdłuż toru ładunkowego (fig. 325), albo czołowe, będące zakończeniem żeberka (fig. 326), zwłaszcza dla ładowania lub wyladowania pojazdów, lub wreszcie kombinuje się ładownię boczną z czołową (fig. 327).

Wysokość ładowni bocznej nad szyną wzgl. nad dojazdem zasadniczo taka, jak peronów ładunkowych przy magazynach; przy ładowniach czołowych górna krawędź ładowni 1,235 m nad szyną, aby zderzaki nie wystawały nad ładownią. Przy ładowniach czołowych ochrania się mur przed uderzeniem wagonu np. zapomocą belki utwierdzonej w wysokości zderzaków. Wysokość ładowni specjalnych dla pewnego gatunku towarów można dostosować do wymiarów odnośnych wagonów specjalnych.

Odstęp ładowni od osi toru 1,65 m, jak przy peronach magazynowych.

Szerokość ładowni od 5 do 10 m. Długość różna, dla długiego drzewa minimum 30 m; ładownie dla celów wojskowych długie, aby można naraz wyladować dużą ilość wagonów.

Wyjazd na ładownię z jednej lub z obu stron o nachyleniu 1 : 20 do 1 : 12, albo też ładownia na całej długości od strony dojazdu łagodnie zeskarpowana, sposób stosowany często przy ładowniach dla drzewa łączących się z placem składowym (fig. 328) i przy ładowniach dla zwierząt; ładownie wyłącznie dla wysyłki drzewa czasem lekko pochylone ku torowi.

Ładownie najczęściej murowane (fig. 329) z kamienia, cegły lub betonu, rzadziej drewniane; krawężniki z kamienia lub betonu, także z drzewa, chronione często kątownikiem. Nawierzchnia ładowni dla większych ciężarów z bruku kamiennego, zresztą żwirowana na pokładzie kamiennym lub bez. Ważną rzeczą jest odwodnienie. Na małych stacjach zamiast ładowni stałych używane także ładownie przenośne (fig. 330).

Ładownie dla zwierząt w stacjach, w których odbywa się regularnie ładowanie większej ilości. Powierzchnia górna nieprzepuszczalna

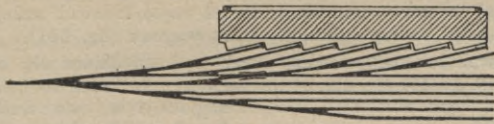


Fig. 318.

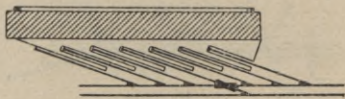


Fig. 319.

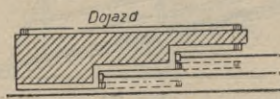


Fig. 320.

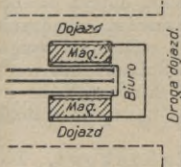


Fig. 321.

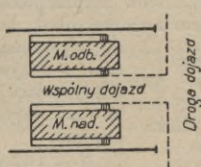


Fig. 322.

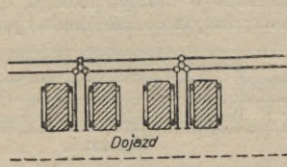


Fig. 323.

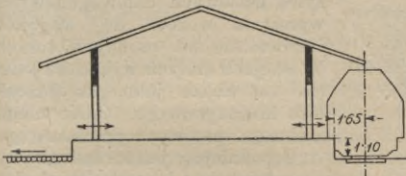


Fig. 324.

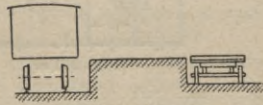


Fig. 325.

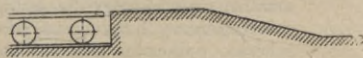


Fig. 326.

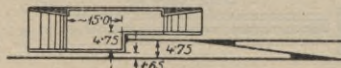


Fig. 327.

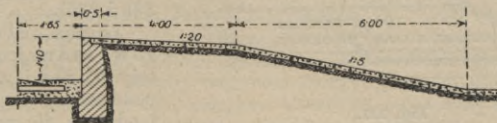


Fig. 328.

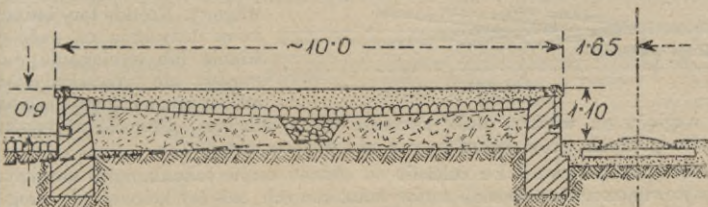


Fig. 329.

i dobrze odwodniona; do ładowania piętra górnego wagonu ustawia się na ładowni stałej ładownię przenośną lub też część ładowni stałej podniesiona jest do wysokości podłogi górnego piętra wagonu (fig. 331).

Na ładowni lub bezpośrednio przy niej dziedzińce dla zwierząt ogrodzone (fig. 331 a i 331 b); dla bydła barjery z kółkami do uwiązania w odstępach 1 m, dla trzody chlewnej i gęsi ogrodzenie gęste. Dziedzińce

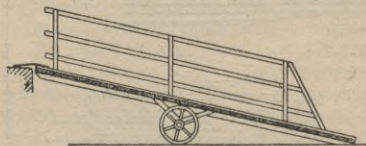


Fig. 330.

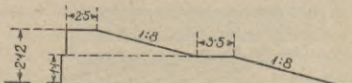


Fig. 331.

opatrzone w bramy, podłoga dziedzińców nieprzepuszczalna, dobrze odwodniona; koryta do karmienia i pojenia zwierząt obok dziedzińców, urządzenia

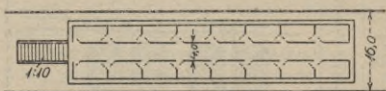


Fig. 331 a.

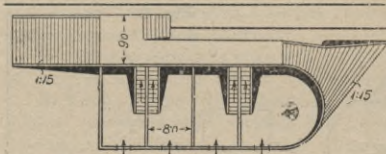


Fig. 331 b.

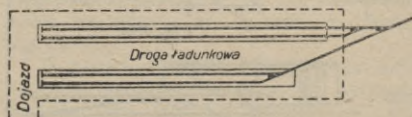


Fig. 332.

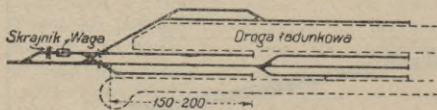


Fig. 333.



Fig. 334.

ze względu na większą ilość zwrotnic więcej miejsca. Długość użyteczna poszczególnych torów ładunkowych nie większa niż 200 m.

Drogi ładownicze zależnie od układu torów ładunkowych zewnątrz lub wewnątrz torów. Odstęp torów ładunkowych, między którymi leży droga ładunkowa, 15–20 m od osi do osi. Szerokość drogi ładunkowej jednostronnej przynajmniej 7,5 m, licząc od osi toru przyległego. Drogi ładunkowe w poziomie szyn, lepiej wzniesione do 20 cm ponad szynę (fig. 336),

do czyszczenia i odkażania wagonów z oczyszczalnikami dla wody odpływającej i składowiskiem na nawóz, wszystko należy skanalizowane.

3. Place ładunkowe. Ładowanie, wzgl. wyładowanie przesyłek masowych (całowagonowych) wprost z wozów do wagonów i odwrotnie na osobnych torach. W stacjach małych wystarcza jeden taki tor często jako przedłużenie toru magazynowego. Gdzie niema osobnego parowozu przetokowego, dogodniejszy jest tor ładunkowy, połączony z innymi torami obustronnie; na stacjach większych urządza się takie tory dla ładug całowagonowych zazwyczaj jako żeberka, połączone z torem podawczym zwrotnicami, rzadziej obrotnicami (fig. 332, 333, 334 i 335).

Łączna długość torów ładunkowych zależy od ilości równocześnie podstawianych wagonów i od tego, ile razy dziennie podstawia się, wzgl. wyciąga wagony. Krótkie tory ładunkowe pozwalają na podstawianie lub wyciąganie wagonów, nie przeszkadzając ładowaniu, wymagają jednak

o nawierzchni z bruku kamiennego, wzgl. żwirowane, zależnie od natężenia ruchu.

4. W stacjach o silnym ruchu towarowym różne urządzenia ładownicze do przyspieszenia i uproszczenia ładowania. Dla towarów, jak ruda, węgiel, umieszcza się tory wyżej drogi ładowniczej, a skarpy torów ładunkowych brukuje się i po urządzonych równiach zsypuje się ładunek do wozów, albo też tory leżą na rusztowaniach nad drogą, a ładunek zsypuje

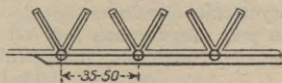


Fig. 335.

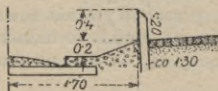


Fig. 336.

się do podstawionych na drodze wozów zapomocą lejków, lub wreszcie służą do tego różne inne urządzenia; do ładowania przedmiotów ciężkich używa się żorawi różnych konstrukcyj, stałych lub ruchomych.

Wagi pomostowe do ważenia wagonów tak urządzone, że przy opuszczonej wadze mogą po torze przebiegać wagony i parowozy bez uszkodzenia wagi; umieszcza się je w pobliżu torów dla ładug całowagonowych tak, aby ważenie nie przeszkadzało ładowaniu i odwrotnie.

Skrajniki do sprawdzania, czy ładunek nie wystaje poza przepisana skrajnię, również w pobliżu torów ładunkowych, często na torze, na którym znajduje się waga.

5. Ogólny układ stacji towarowej. Urządzenia dla ruchu towarowego miejscowego możliwie z tej strony stacji, z której oczekuje się ładunków; magazyny, ładownie i tory dla ładug całowagonowych zgrupowane możliwie obok siebie; na stacjach małych w pobliżu dworca osobowego.

Na stacjach większych przeważają ładugi całowagonowe; place ładunkowe zatem winny być w dostatecznej ilości z dogodnemi dojazdami. Tory układa się w porządku dokonywanych na nich czynności; najbliżej torów głównych zasadniczych tory przyjazdowe i odjazdowe, następnie przetokowe, zapasowe i ładunkowe.

Na wielkich stacjach stacje przetokowe oddzielne od stacji towarowej miejscowej.

6. Stacje portowe. Przy niezbyt rozwiniętej wymianie ładunków między koleją, a portem wystarczy połączyć tory, ułożone na bulwarach portowych z sąsiednią stacją kolejową. Przy silnie rozwiniętym ruchu towarów z kolei na statki i odwrotnie w bezpośredniej bliskości portu osobna stacja przetokowa dla portu, której zadanie polega na odpowiednim grupowaniu wagonów zdążających do portu i wagonów idących z portu na kolej. W pewnych okolicznościach stacja kolejowa towarowa może służyć równocześnie jako stacja portowa. Oprócz torów wjazdowych potrzebne tory do porządkowania wagonów według poszczególnych basenów i według poszczególnych miejsc ładunkowych i tory wyjazdowe. W

większych portach potrzebne często osobne grupy torów przetokowych dla wagonów wysyłanych ku wybrzeżu i osobne dla wagonów z wybrzeża nadechodzących. Grupy torów powinny następować po sobie tak, aby unikać jazd powrotnych (fig. 337). Takie urządzenie wymaga znacznej długości, aby wszystkie grupy torów zmieścić przed odgałęzieniami do basenów, co niezawsze możliwe. W razie potrzeby osobne tory i urządzenia (magazyny, ładownie, wagi) dla służby celnej.



Fig. 337.

Do przeładowywania towarów z wagonów na statki i odwrotnie tor ładunkowy tuż przy brzegu; dłuższe

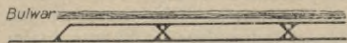


Fig. 338.

torzy ładunkowe dzieli się na odcinki, łącząc tor ładunkowy z obok położonym torem podawczym zwrotnicami (fig. 338); przy silnym ruchu często jeszcze trzeci tor zapasowy, połączony z tamtymi zwrotnicami lub przesuwnicami. Jeżeli przy tych torach urządza się także magazyny (składy, hangary) do przechowywania towarów, których nie przeładowuje się wprost z wagonów na statki, to układa się także przy magazynach tory od strony ładunku i łączy z torami na brzegu zapomocą zwrotnic, przesuwnic lub

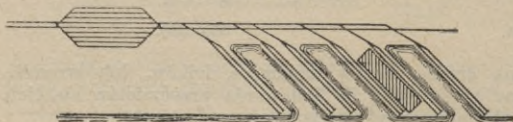


Fig. 339.

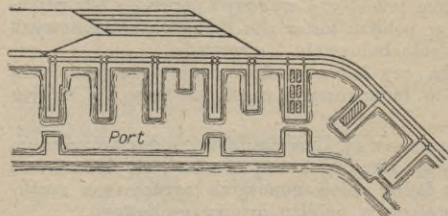


Fig. 340.

obrotnic. Układ torów przy magazynach i składach dla towarów masowych zboża, węgla, rudy, musi być dostosowany do przyjętych urządzeń ładowniczych. Jeżeli na stacji portowej zestawia się wagony tylko według poszczególnych basenów, a rozdział wagonów według poszczególnych miejsc naładunkowych uskutecznia się dopiero na miejscu, to trzeba na wybrzeżu przewidzieć odpowiednie tory do przetaczania.

Dla szybkiego obiegu wagonów między portem, a koleją

ważny jest celowy układ torów w porcie, co trzeba uwzględnić już przy projektowaniu portu. Korzystniejsze mola ukośne względem brzegu, gdyż pozwalają na łatwe połączenia torów zwrotnicami (fig. 339); mniej korzystne połączenie torów zapomocą obrotnic przy molach prostopadłych (fig. 340).

Urządzenia dla celów technicznych ruchu. 1. Stacje przetokowe. Urządzenia stacji do celów przetaczania wagonów i zestawiania pociągów zależy od znaczenia stacji i jej przewidywanej pracy. Na stacjach małych, gdzie idzie o odczepienie lub doczepienie poszczególnych wagonów, gdzie nieznaczne przetaczania dokonywa się parowozem pociągowym, nie ma specjalnych urządzeń do tego celu. Do odstawienia wagonów może służyć tor magazynowy lub sąsiedni tor boczny. Wyciąganie wagonów podczas przetaczania na tor główny za zwrotnicę wyjazdową dozwolone tylko na małych stacjach i na liniach o słabym ruchu. Na stacjach większych, na liniach o silniejszym ruchu, a na kolejach pierwszorzędnych nawet na stacjach o umiarkowanej pracy przetokowej umieszcza się osobne tory wyciągowe, połączone z torami bocznymi tak, aby ruch pociągów nie utrudniał przetaczania. W miarę wzrastania pracy przetokowej wzrasta ilość torów bocznych, potrzebnych do przetaczania i odstawiania wagonów. Na stacjach, na których przegrupowuje się i zestawia pociągi, potrzebna jest do tego celu znaczna ilość torów, które razem wzięte tworzą stację przetokową (rozrzadową). Takie stacje zakłada się w połączeniu ze stacją towarową miejscową lub też jako stacje oddzielne. Na stacji przetokowej rozdziela się pociągi nadeszłe na grupę miejscową i przechodową (tranzytową), ewentualnie także i na zdawczą. Następnie grupę miejscową rozdziela się według miejsc ładunkowych; grupę przechodową w połączeniu z wagonami, załadowanymi na stacji towarowej miejscowej i z wagonami, otrzymanymi z naprawni i z bocznicy, zestawia się w pociągi według kierunków, a wagony porządkuje się według

następstwa stacji; tylko pociągi dalekobieżne, które nie przewożą wagonów do stacyj pośrednich i biegną w niezmienionym składzie do następnej stacji przetokowej, nie wymagają uporządkowania według następstwa stacji.

Na stacji przetokowej potrzebne są zatem następujące grupy torów:

Tory wjazdowe (przyjazdowe), o długościach, przystosowanych do najdłuższych kursujących pociągów towarowych i w liczbie zależnej od natężenia ruchu; korzystnie jest tak je ułożyć, aby pociągi z nich można spychać bezpośrednio na tory kierunkowe. Inaczej trzeba ułożyć:

Tory wyciągowe, z których dopiero spycha się pociąg (lub pół pociągu) na tory kierunkowe; przy znacznej ilości pociągów do przetaczania trzeba często więcej torów wyciągowych, aby uniknąć dłuższych przerw w przegrupowaniu pociągów.

Tory kierunkowe, korzystne o długości nieco większej od długości pociągów. Ilość ich zależy od liczby kierunków; pod „kierunkiem“ rozumie się także grupę miejscową, wagony uszkodzone, próżne, przeznaczone do przeładunku, ewentualnie także rodzaje pociągów (dalekobieżne, lokalne) itp. Dla pociągów, które nie wymagają następnie porządkowania według stacji, należy umożliwić wyjazd wprost z torów kierunkowych.

Tory porządkowe, do uszeregowania wagonów danego kierunku według stacji (miejscowych według miejsc ładunkowych, jeżeli porządkowanie to nie odbywa się na miejscowej stacji towarowej); długość ich zależy od wymagań ruchu 80—200 m, a ilość od ilości stacji; dobrze dodać jeden tor więcej do odrzucenia wagonów, które zepchnięto fałszywie na dany kierunek. Dla zmniejszenia ilości torów można tory porządkowe założyć w dwóch grupach (fig. 341) o liczbie torów m i n , przez co można uporządkować wagony dla stacji m , n ; ilość torów wtedy mniejsza, ale układ stacji dłuższy i wymaga ewentualnie jeszcze jednego grzbietu.

Tory wyjazdowe, do ustawiania pociągów uporządkowanych według stacji, przygotowanych do odjazdu, o długości według długości pociągów, w ilości zależnej od natężenia ruchu, przynajmniej jeden dla każdego kierunku.

Przy słabym ruchu można ilość grup zmniejszyć, tory kierunkowe mogą służyć zarazem jako porządkowe, ewentualnie także jako wyjazdowe.

Oprócz torów dla tych grup głównych potrzebne są jeszcze tory objazdowe: dla parowozów, dla wagonów, których nie można staczać siłą ciężkości, do połączenia dwóch kierunków rozrządzenia, tory przeładunkowe, tory dla wagonów, przeznaczonych dla naprawy najlepiej w pobliżu warsztatów pomocniczych parowozowni, tory do czyszczenia i odkażania wagonów, tory postojowe dla brankardów (korzystnie w pobliżu parowozowni), tory postojowe dla próżnych wagonów, ewentualnie tory zdawcze (na inne koleje).

Na małych stacjach przetokowych przetaczanie odbywa się parowozem przez odrzucanie wagonów, na większych używa się do przetaczania siły ciężkości:

a) Tor wyciągowy w spadku ku torom podziałowym, wagony wypchane na górę staczają się na tory podziałowe pod wpływem ciężkości. Zazwyczaj tor wyciągowy urządza się z grzbietem (fig. 342). Wznios grzbiету zależy od długości przebiegu wagonów i promieni łuków:

$$h_m = \frac{1}{1000} [w_0 l + \Sigma (w_0 + w_r) l_r]$$

(w_0 opór jednostkowy na prostej w kg/t ,

w_r opór dodatkowy z powodu łuku o promieniu r w kg/t ,

l długość prostej w m ,

l_r długość łuków o promieniu r w m).

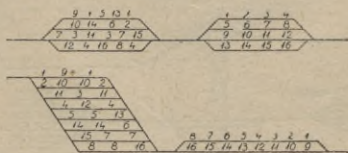


Fig. 341.

Spadek toru ku torom podziałowym zw. z początku większy 20—40‰, według przepisów M.K. do 35‰, następnie mniejszy 7—10‰; zwrotnice torów podziałowych w spadku łagodnym około 5‰, pierwsze zwrotnice w razie potrzeby także w spadku grzbietu; tory podziałowe w poziomie lub lepiej w małym spadku 1—2,5‰. Spadek odwrotny grzbietu (od strony, z której parowóz wagonowy popycha) zależy od różnicy wysokości między grzbietem a torami przyległymi, według przepisów M.K. nie większy niż 20‰. Między oba spadki przeciwnie wstawia się krótką poziomą, wyokrąglenie załomów spadków przeciwnych promieniem przynajmniej 1000 m, spadków u podstawy grzbietu 2000 m. Często dwa grzbiety obok siebie, letni i zimowy, wyższy o 0,4—0,8 m, aby utrzymać sprawność grzbietu także przy zwiększonych opórach (fig. 343 i 344). Dla wagonów, wymagających ostrożnego przetaczania, tor objazdowy omijający grzbiet.

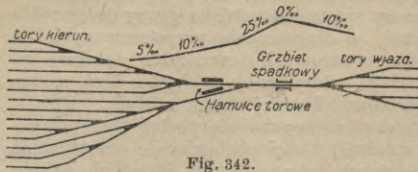


Fig. 342.

zwiększenia wysokości między grzbietem a torami przyległymi, według przepisów M.K. nie większy niż 20‰. Między oba spadki przeciwnie wstawia się krótką poziomą, wyokrąglenie załomów spadków przeciwnych promieniem przynajmniej 1000 m, spadków u podstawy grzbietu 2000 m. Często dwa grzbiety obok siebie, letni i zimowy, wyższy o 0,4—0,8 m, aby utrzymać sprawność grzbietu także przy zwiększonych opórach (fig. 343 i 344). Dla wagonów, wymagających ostrożnego przetaczania, tor objazdowy omijający grzbiet.

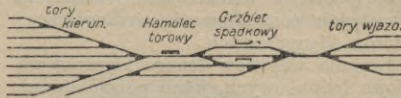


Fig. 343.

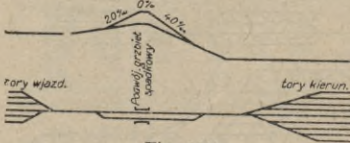


Fig. 344.

wagonów przed torami podziałowymi spadek mniejszy, albo nawet krótki, a łagodny (1‰) spadek odwrotny dla ułatwienia odprzegania; na zwrotnicach lub tuż przed nimi spadek znacznie większy dla przyspieszenia biegu wagonu odczepionego. Spadek ciągły korzystny do zastosowania, gdy grupy torów leżą kolejno za sobą zwłaszcza, gdy staczanie może się odbywać wprost z torów wjazdowych.

Regulowanie biegu wagonów staczających się za pomocą hamulców torowych, zatrzymywanie za pomocą płozów hamujących.

Najkorzystniejszy układ stacji przetokowej, gdy poszczególne grupy torów następują po sobie w porządku, w jakim odbywa się rozrządanie pociągów, a więc za torami wjazdowymi kierunkowe, następnie po-

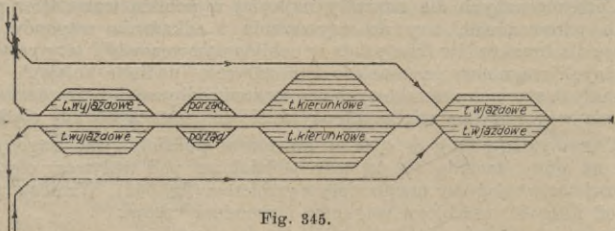


Fig. 345.

zrządkowe, za nimi wyjazdowe; następstwo konieczne dla stacji zakładanych w spadku ciągłym.

Na stacjach czołowych jeden kierunek rozrządania (fig. 345), na stacjach przechodowych układa się tory albo w dwóch kierunkach rozrządania (fig. 346), albo w jednym (fig. 347); w ostatnim wypadku albo dla każdego kierunku osobne grupy torów, albo wspólna grupa dla obu kierun-

ków; zależy to od wymagań ruchu, od warunków miejscowych, od układu torów przetokowych, wzgl. innych urządzeń stacyjnych i od warunków terenowych; te warunki zmuszą często do odstąpienia od wskazanego wyżej następstwa grup torów i do ułożenia grup poszczególnych obok siebie w różnych ugrupowaniach (np. fig. 348).

Odnosnie do położenia stacji przetokowej względem torów głównych zasadniczych, najkorzystniej ze względów ruchu założyć stację między torami głównymi zasadniczymi (fig. 346); unika się wtedy krzyżowania tych torów, tak przy wjeździe i wyjeździe pociągów, jak i przy odstawianiu wagonów z torów przetokowych jednego kierunku na kierunek drugi, natomiast tory główne zasadnicze okrążają stację przetokową i mogą utrudnić



Fig. 346.

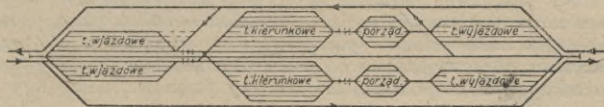


Fig. 347.

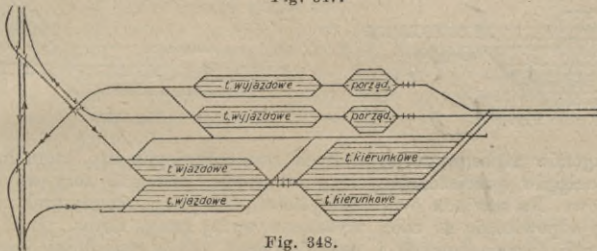


Fig. 348.

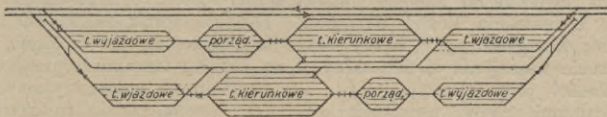


Fig. 349.

jej rozwój w przyszłości. Przy ułożeniu stacji przetokowej po obu stronach torów głównych zasadniczych, dla każdego kierunku rozrządzenia przy odnośnym torze głównym zasadniczym, następuje przecięcie torów głównych zasadniczych przy przesuwaniu wagonów z jednego kierunku rozrządzenia na drugi. Przy ułożeniu stacji przetokowej nazewnątrz torów głównych zasadniczych, obok jednego z nich (fig. 349) następuje krzyżowanie jednego toru głównego przy wyjeździe pociągu na tor drugi.

Na stacjach przetokowych, na których nie składa się pociągów według następstwa stacji, grupa torów porządkowych odpada, a odjazd pociągów może nastąpić z torów kierunkowych wprost; wtedy odpadają także tory wyjazdowe.

Na stacjach przetokowych, założonych w spadku ciągłym, odbywa się rozrządzenie szybciej, aniżeli przy zastosowaniu torów z grzbietem; na tych

ostatnich szybciej, aniżeli na poziomych torach wyciągowych. Ilość wagonów przerządzonych na dobę zależy także od pauz przy podsuwaniu pociągów do rozrządzenia. Najwięcej uszkodzeń wagonów podczas przetaczania bywa przy zastosowaniu poziomych torów wyciągowych.

2. Tory postojowe dla pociągów osobowych. Na stacjach, na których pociągi osobowe nie doznają zmian w swym składzie oprócz odcepienia lub doczepienia do pociągu poszczególnych wagonów (kursowych, uszkodzonych, zapasowych), wystarcza jeden lub więcej torów w pobliżu torów peronowych do ustawienia zapasowych wagonów osobowych. Na stacjach, na których pociągi rozpoczynają, względnie kończą swój bieg, potrzebne są tory do postoju składów pociągów osobowych, do ich przegrupowania, oczyszczenia i przygotowania do drogi. Tory takie tworzą wady osobną część stacji, niejako osobną stację postojową (fig. 350); przyczem ważne jest dogodne połączenie jej z torami peronowymi, z parowozownią dla pociągów osobowych i z innymi częściami stacji, i to takie, aby wyciąganie i podawanie składów na tory peronowe, oraz przegrupowanie składów nie przeszkadzało wzajem i wyjazdowi pociągów, przetaczaniu i innym czynnościom na stacji.

Na stacji postojowej potrzebne są tory przyjazdowe, na które wstawia się zabrane z torów peronowych pociągi, po opuszczeniu ich przez podróżnych, tory do oczyszczania składów pociągów, tory porządkowe dla przegrupowania składów, tory wyjazdowe do ustawiania składów przygotowanych do drogi, oczekujących na podstawienie na tory peronowe, nadto tory dla po-

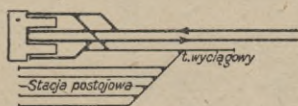


Fig. 350.

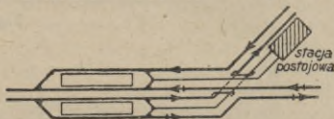


Fig. 351.

staju wagonów zapasowych, sypialnych, restauracyjnych itp., które dostawia się do pociągów przejeżdżających przez stację, następnie tory wyciągowe i objazdowe. Na stacjach o mniejszej ilości pociągów, oraz gdy brak miejsca, łączy się odpowiednio ze sobą wykazane wyżej grupy torów. Ilość torów postojowych (przyjazdowych i odjazdowych) zależy od ilości pociągów, mających równocześnie znaleźć pomieszczenie, z pewnym zapasem dla ewentualnego zwiększenia liczby pociągów. Długość torów zależy od składu pociągów; korzystnie, gdy każdy skład umieszcza się na osobnym torze; umieszczenie więcej niż dwóch składów na jednym torze może przedstawiać niedogodności przy ich wyciąganiu. Tor wyciągowy połączony ze wszystkimi grupami torów, najczęściej poziomy; przetacza się tu zazwyczaj większe grupy wagonów i wagonów droższych, które trzeba chronić przed silnymi uderzeniami. Tory objazdowe w dostatecznej ilości, aby unikać zastoju w pracy, dobrze połączyć poszczególne grupy torów rozjazdami ze sobą tak, aby umożliwić pracę także podczas możliwych przeszkód spowodowanych wypadkami (wykolejenie wagonów).

W stacjach węzłowych u zbiegu kilku linii albo wspólna stacja postojowa (fig. 351), albo w braku odpowiedniego miejsca osobne tory postojowe dla poszczególnych linii, położone w pobliżu odnośnych torów peronowych, zwłaszcza przy ruchu według linii, a nie według kierunków.

Do oczyszczenia wagonów, napełniania wodą, gazem itp., potrzebne do tego celu urządzenia jak hydranty, gazociągi, ewentualnie także ruropociągi dla pary, jeżeli podgrzewanie wagonów odbywa się ze stałych kotłowni, umieszcza się między odnośnymi torami, w odpowiednich odstępach i ugrupowaniach. Dla wagonów droższych (salonki) buduje się wozownie (remizy). Czasem także oczyszczanie nie na wolnym powietrzu, lecz w wozowniach;

wtedy muszą być odpowiednio długie, aby unikać dzielenia składów, z dostępem z obu stron, co ułatwia przetaczanie. Z innych urządzeń potrzebne na stacji postojowej składki na narzędzia, materiały, pomieszczenia dla urzędników i robotników, urządzenia, potrzebne do dokonania małych naprawek.

3. Parowozownie obejmują obok właściwych parowozowni, tj. budynków na pomieszczenie parowozów, także składki opałowe z urządzeniami do ładowania węgla, żórawie wodne, popielniki, obrotnice, pomieszczenia dla administracji, pokoje noclegowe i odpoczynkowe dla drużyn parowozowych, składki materiałów, a przy parowozowniach większych także naprawnie pomocnicze.

Rozmieszczenie parowozowni wzdłuż linii zależy od danych warunków pracy; urządza się je w odstępach 100—150 km. Względem innych części stacji należy je tak umieścić i tak z nimi połączyć, aby ruch parowozów od i do pociągów i do innych części stacji odbywał się, nie przeszkadzając ruchowi pociągów i innym czynnościom i aby parowozy, dążące do parowozowni i z niej wyjeżdżające, nie przeszkadzały sobie wzajemnie, aby czyszczenie parowozów z żużlu, zaopatrywanie ich w węgiel i wodę odbywało się bez przetrzymywania parowozów i aby parowozownie nie utrudniały rozwoju stacji w przyszłości.

Ilość stanowisk w parowozowni zależy od obrotu parowozów; wszystkie poza służbą będące winny znaleźć pomieszczenie w parowozowni, gdy ruch zatem odbywa się tylko w dzień, potrzebne są stanowiska dla wszystkich parowozów, zaś przy ruchu ciągłym dla tej ilości parowozów, jaka pozostaje po odliczeniu parowozów będących w służbie, średnio dla 60—80% parowozów, do danej parowozowni przydzielonych.

Długość stanowiska równa długości parowozu wraz z tendrem powiększonej o 2—4 m, według przepisów M.K.Z., na liniach pierwszorzędnych najmniej 25 m, na drugorzędnych 22 m. Szerokość stanowiska musi dozwalać na swobodne wykonywanie pracy około parowozu; odstęp torów sąsiednich stanowisk od osi do osi 5—6 m, odstęp od osi stanowiska do ściany parowozowni 3,5 m.

Parowozownie prostokątne z równoległymi stanowiskami, z wjazdem zapomocą zwrotnic, rzadziej obrotnic, z jednej lub z obydwóch stron (fig. 352).

Ilość torów nie większa niż 3—4, zwłaszcza przy zastosowaniu zwrotnic, aby uniknąć długich dróg zwrotniczych, wymagających wiele miejsca. Na jednym torze, przy wjeździe z jednej strony dwa stanowiska za sobą,

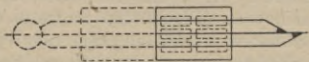


Fig. 352.

przy wjeździe z obu stron trzy do czterech; nadają się więc dla małych parowozowni. Dla większych parowozowni stosuje się przesuwnice, ilość stanowisk na jednym torze

między dwoma przesuwnicami 2—4, między przesuwnicą a ścianą czołową 1—2; wjazd i wyjazd parowozów przez przesuwnice, czasem także od strony ściany szczytowej zapomocą zwrotnic (fig. 353 i 354). Przy 2 lub 3 torach wystarczy oświetlenie zapomocą okien ściany bocznej, przy większej ilości torów także światło górne. Mała ilość wrót; łatwe do ogrzania.

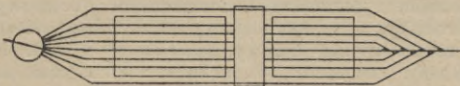


Fig. 353.

Parowozownie koliste (promieniste — fig. 355) w rzucie poziomym kształtu koła, wieloboku lub czworoboku; tory założone promienisto zbiegają się na obrotnicy umieszczonej

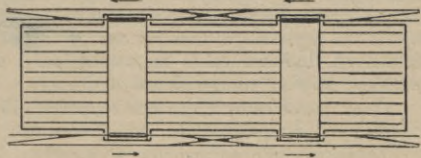


Fig. 354.

w środku budynku; łatwy przegląd parowozowni, łatwe do ogrzania, konieczne oświetlenie górne.

Parowozownie pierścieniowe, jako pierścień zamknięty (fig. 356), lub jako wycinek pierścienia (fig. 357 i 358) z obrotnicą zewnątrz budynku. Z powodu wielkiej ilości wrót trudniejsze do ogrzania.

Kanały rewizyjne między szynami pod każdym stanowiskiem z kamienia, cegły, betonu; pod szynami ciosy, beton, także podkłady podłużne drewniane; długość kanału nieco większa od długości parowozu wraz z tendrem, aby można łatwo zejść do kanału; szerokość kanału 1,1–1,2 m, głębokość 0,7–1,0 m; dno założone w spadku, dobrze odwodnione; czasem kanały połączone ze sobą pozwalają na przejście z jednego do drugiego pod podłogą parowozowni.

Parowozownie wykonuje się z cegły, kamienia, betonu; mniejsze na kolejach podrzędnych lub przy mniej wytrzymałym gruncie jako mur pruski; parowozownie czasowe także z drzewa. Konstrukcja dachowa z żelaza lub drzewa; słupów, podpierających wieżary, lepiej unikać jako niedogodnych przy pracy około parowozów; nad kominem parowozu części drewniane dachu co najmniej w wysokości 5,8 m nad górną krawędzią szyny. Pokrycie dachu papa,

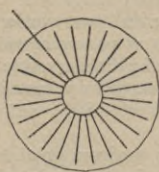


Fig. 355.



Fig. 356.

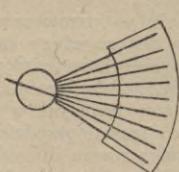


Fig. 357.



Fig. 358.

cementem drzewnym (warstwocem), dachówką, także blachą i lupkiem; na te ostatnie działają gazy dymowe niszcząco. Ważne dobre oświetlenie, okna zatem duże, gęsto rozmieszczone, przy parowozowniach kolistych i prostokątnych o więcej niż dwóch torach równoległych także oświetlenie górne, które bywa zresztą urządzane zazwyczaj także i w parowozowniach pierścieniowych. Wrota zastosowane do przyjętej skrajni, o wysok. 4,80 m, a o szerok. w prześwicie przynajmniej 3,80 m, z drzewa z mocnym okuciem, lub jako szkielet żelazny, wypełniony brusami. Wrota w parowozowniach pierścieniowych w górnej części oszklone; w poszczególnych wrotach drzwiczki do przejścia. Podłoga z klinkierów, betonu, także z brusów, wytrzymała na uderzenia ciężkich przedmiotów, w wysokości górnej krawędzi szyny, ze spadem do kanałów odwadniających. Nad każdym stanowiskiem nad kominem parowozu umieszczony w dachu wyciąg rurowy, około 50 cm średnicy, z rur kamionkowych lub żelaznych do odprowadzania dymu parowozu; wyciąg rurowy zakończony u dołu lejem, pod który podchodzi komin parowozu; leje ruchome można przez stosowne ich obniżenie dostosować do wysokości kominu parowozu, osiągając zawsze szczelne połączenie z kominem; w większych parowozowniach stosuje się centralne odprowadzenie dymu, poszczególne wyciągi uchodzą do kanału dymowego, mającego ujście do wysokiego kominu murowanego. Ogrzewanie zapomocą pieców żelaznych, lub centralne zapomocą pary, ogrzanej wody lub gorącego powietrza. Między stanowiskami hydranty.

Obok parowozowni czasem bezpośrednio z nią połączony budynek administracyjny, magazyny dla materiałów itp.

Zaopatrywanie parowozów w węgiel odbywa się na osobnych torach, zapasy węgla składa się w figurach wzdłuż torów, przeznaczonych dla dowozu węgla. W małych parowozowniach naładunek węgla do tendrów zapomocą koszów o pojemności około 50 kg, napełnianych ręcznie i ustawia-

nych na pomostach (często przenośnych) na wysokości tendra. W większych parowozowniach ładowanie węgla sposobem mechanicznym; dowóz węgla do miejsc ładunkowych wózkami o pojemności 500—1000 *kg*, wózki wyładowuje się do tendra zapomocą żórawia, lub też wjeżdżają na pomost, umieszczony wyżej od tendra i zsypują ładunek zapomocą rynien, albo węgiel dowozi się lub wyciąga zapomocą paternostrów do wysoko położonych zbiorników, z których po otwarciu kłapy zsypuje się węgiel do niżej postawionego tendra.

4. Stacje wodne o takiej wydajności i tak rozmieszczone wzdłuż linii, aby mogły zasilić parowozy pełnej ilości pociągów, przewidzianych dla danej linii. W stacjach początkowych biegu parowozu napełnia się tender całkowicie, w stacjach pośrednich tylko dopelnia. Stacje wodne rozmieszcza się wzdłuż linii w ilości większej, niż na to pozwala rozechód wody, aby zapewnić parowozom potrzebny zapas wody także w razie znaczniejszych przeszkód w ruchu. Według przepisów M. K. określać należy odległość stacyj wodnych według zapotrzebowania pociągu towarowego pełnoładownego, prowadzonego parowozem typu G. 8. 1., o pojemności tendra 16,5 *m*³, przyjmując na 1 KM. 8 *kg* wody z uzupełnieniem 30%, na straty nieprzewidziane i 0,35 *m*³ na każdy postój, na pracę dodatkową przy ruszaniu ze stacyj; uzupełnienie wody ma nastąpić po wyczerpaniu 80% pojemności tendra; odpowiada to odległościom stacyj wodnych 30—50 *km*, która to odległość zmniejsza się dla tendrzaków.

Wydajność stacyj wodnej winna pokryć zapotrzebowanie parowozów pociągowych według maksymalnego rozkładu jazdy, zapotrzebowanie parowozów przetokowych, rezerwowych, zapotrzebowanie parowozowni (mycie kotłów itp.), warsztatów i zapotrzebowanie stacyj na wodę użytkową ewentualnie także wodę do picia.

Woda, dobra do kotłów, nie powinna w jednym litrze zawierać więcej niż 150 *mg* ciał, tworzących kamień kotłowy; przy zawartości od 250 do 350 *mg* jest pożądaną, ponad 350 *mg* konieczne chemiczne oczyszczenie wody; woda do picia i do celów gospodarczych musi odpowiadać wymogom sanitarnym.

Zależnie od warunków miejscowych pobiera się wodę z rzek, jezior, stawów, potoków, źródeł lub wodę gruntową ze studni. Zbiorniki w terenie murowane lub z betonu rzadko możliwe, najczęściej umieszczone w wieży, lub żelbetowe. Zbiornik o takiej pojemności, aby pokrył zupełne zapotrzebowanie na czas, przez który pompy nie pracują, względnie, aby zawierał taki zapas, który wystarcza na pokrycie zapotrzebowania równoczesnego wtedy, gdy jest ono większe niż stały dopływ do zbiornika. Według przepisów M. K. pojemność zbiornika winna wystarczyć przy największym ruchu przynajmniej na 8 lub 16 godzin, zależnie od rodzaju stacyj i nasilenia ruchu, w każdym razie nie może być mniejsza niż $\frac{1}{3}$ największego zapotrzebowania dziennego; przy zastosowaniu pomp elektrycznych samoczynnych (działających przez całą dobę) pojemność zbiornika winna odpowiadać przynajmniej czterogodzinnemu zapotrzebowaniu największemu. Zbiorniki o pojemnościach mniej więcej od 18 do 500 *m*³, korzystniejsze dwa zbiorniki mniejsze. Zbiornik umieszczony tak wysoko, aby zawsze było dostateczne ciśnienie w wodociągu; zależnie więc od położenia wieży wodnej względem sieci wodociągowej dno zbiornika umieszcza się conajmniej 7 *m* nad szyną; według przepisów M. K. minimum 10 *m* nad górną krawędzią szyny. Ze względu na użycie wody z wodociągów do gaszenia pożarów trzeba na stacyjach rozległych, z wyższymi budynkami, umieścić zbiornik odpowiednio wyżej.

Rury wodociągowe o średnicy 150—250 *mm*, wkopane na 1,30—1,50 *m*; przekroczenia torów prostopadłe i w jak najmniejszej ilości; hydranty odpowiednio rozmieszczone. Żórawie dla pociągów osobowych tak umieszczone, aby nie trzeba odczepiać parowozów od pociągów, dla pociągów towarowych tak, aby parowozy dochodziły bez kilkakrotnych zajazdów. Wydajność żórawi

zasadniczo na kolejach pierwszorzędnych $2 m^3$, na drugorzędnych $1 m^3$ na minutę, dla pociągów pośpiesznych co najmniej $5 m^3$ na minutę, dla towarowych dalekobieżnych $3 m^3$ na minutę. Wyciek żórawi $3 m$ nad górną krawędzią szyny, dla pociągów pośpiesznych $3,40 m$. Na stacjach, na których są parowozownie, oprócz żórawi przy torach głównych, także w obrębie parowozowni; w stacjach przetokowych wskazane także w pobliżu torów wyciągowych. Obok żórawi wodnych umieszcza się zazwyczaj popielniki.

Pompy i kotły winny być w podwójnej ilości, ustawione w wieży wodnej, lub w osobnym budynku. Według przepisów M. K. wydajność pomp winna pokryć 24-godzinne zapotrzebowanie w ciągu 16 godzin pompowania; przy ruchu do 12 par pociągów na dobę w ciągu 8 godzin pompowania; nie dotyczy to pomp elektrycznych z samoczynnym załączaniem się przy pracy przez całą dobę.

Stacje kolei podrzędnych. Ilość torów ograniczona do koniecznej potrzeby. Odstęp torów na kolejach normalnotorowych, na które przechodzi tabor kolei głównych, najmniej $4,0 m$; na kolejach, na które nie przechodzi tabor kolei głównych i na wąskotorowych odstęp równy największej szero-

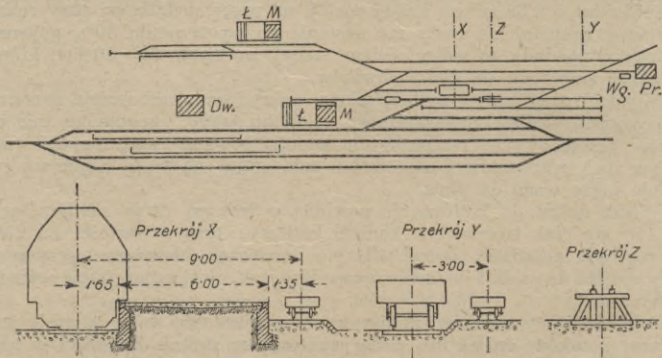


Fig. 359.

kości taboru lub ładunku, powiększonej o $600 mm$; między torami, przeznaczonemi do wsiadania i wysiadania podróżnych, odstęp większy od skrajni wagonu co najmniej o $1350 mm$. — Dworce osobowe małe, perony w wysokości szyn, dostępne przez tory, wogóle urządzenia stacyjne jak najprostsze, dostosowane jednak do potrzeb ruchu i warunków miejscowych.

Na stacjach wspólnych dla kolei normalnotorowych i wąskotorowych potrzebne urządzenia dla przejścia transportów z jednej kolei na drugą i od tego, w jaki sposób ma nastąpić to przejście, zależy układ torów wąskich względem normalnych. Dojście do urządzeń wspólnych: dworca, magazynów i placów ładunkowych najprostsze, gdy dworce osobowy i stacja towarowa kolei głównej położone z tej samej strony i to z tej, z której wchodzi kolej wąskotorowa (fig. 359), jeżeli dworzec i stacja towarowa położone naprzeciw siebie, wskazany rozdział ruchu osobowego od towarowego.

Dojście toru wąskiego do magazynu towarowego albo od ściany czołowej, albo wzdłuż ściany bocznej, od strony toru normalnego (trzy szyny), lub od strony przeciwnej, jeżeli to możliwe ze względu na dostęp wozów. Przejście towarów z jednej kolei na drugą albo zapomocą przeładowania, albo wagonami jednej kolei przewozi się na kolej drugą.

Przeładowanie albo przy pomocy przeładowni krytej lub otwartej, albo wprost z wagonu jednego do drugiego, w tym wypadku tory, normalny i wąski, ułożone możliwie blisko obok siebie (między wagonami odstęp około

60 cm) tak, aby podłogi ich znajdowały się w równej wysokości, jeżeli nie idzie o towary takie jak węgiel, zboże, ruda. Miejsca przeładunkowe przykryte częściowo dachem.

Dla przejść wagonów z jednej kolei na drugą potrzebne osobne urządzenia. Wagon normalnotorowy wjeżdża po torze normalnym, ułożonym na przeładowni czołowej, na podstawioną pod przeładownię wąskotorową platformę, na której ułożony tor normalny, albo też na torze wąskim, ułożonym na pewnej długości wewnątrz normalnego i ze spadkiem względem niego, podsuwa się pod każdą oś wagonu normalnego wąskotorowy mały wózek dwu- lub trzyosiowy, tak urządzony, że chwyta i oś i rąbki kół wagonu normalnego (fig. 360).

Przewożenie wagonów normalnych koleją wąskotorową o prześwicie mniejszym, niż 1 m, mniej odpowiednie, przy mniejszym prześwicie konieczne specjalne środki ostrożności. Skrajnia kolei wąskiej musi być dostosowana do skrajni wagonów normalnych.

Wagony wąskotorowe przewozi się na koleje normalnotorowe na platformach z ułożonym torem wąskim, na który wsuwa się przez przeładownię wagony wąskotorowe.

Forma projektów. Projekty, złożone w formacie 33/21 cm, zatwierdza M. K. Ż. Projekt przedwstępny obejmuje: a) szkic sytuacyjny w małej podziałce (1—5000), b) szkic orientacyjny w podziałce skażonej, dla objaśnienia ugrupowania poszczególnych części stacji i jej pracy, c) uzasadnienie układu stacji.

Projekt szczegółowy obejmuje: a) sytuację w podziałce 1:2000 [dla większych stacji z dołączeniem szkiców wymienionych poprzednio pod a) i b)], b) przekrój podłużny a także przekroje poprzeczne i plany warstwiczne, jeżeli teren tego wymaga, c) w miarę potrzeby przekroje przejść górą lub dołem przy skrzyżowaniu innych kolei, dróg zwyczajnych, dojść do peronów itp., przekroje grzbietów przetokowych, przekroje podłużne poszczególnych torów itp., d) uzasadnienie projektu, e) kosztorys wraz z potrzebnymi wykazami, f) program wykonania robót.

Na planach podać: Kierunek południka. Oś linii kolejowej, oznaczona cienką linią przerywaną, kilometry oznaczone podwójnymi, staje pojedynczymi kółkami. Tory wykreślone jedną linią, tory główne liniami grubszymi. Wszelkie budynki i inne urządzenia, jak zórawie wodne, wagi wagonowe ze wskazaniem nośności w tonnach i długości pomostu, skrajniki, mosty i wiadukty, przejazdy, kozły oporowe, obrotnice ze wskazaniem średnicy, suwnice ze wskazaniem długości, sygnały stałe, zapory, hamulce torowe, wykolejnice itd., oznaczone skrótami. Dojazdy do stacji i drogi kołowe istniejące i projektowane, z podaniem rodzaju drogi (wojewódzkie, gminne itp.), miejscowości, do których prowadzą. Granice własności kolejowej, względnie projektowanego wywłaszczenia. Najbliższe otoczenie, zwłaszcza przyległe zabudowania. Skarpy torowiska, potoki (z nazwą) i rowy ze wskazaniem kierunku spadku.

Łuki oznacza się przez wskazanie promienia na obu końcach łuku kołowego; w projektach szczegółowych oznacza się oba końce krzywej przejściowej. Załomy pochyleń oznacza się wskaźnikami, których linie pionowe doprowadza się do osi torowiska, względnie do dotyczącego toru, oznaczając kółeczkiem punkt przecięcia z osią, względnie odnośniami torami; na ra-

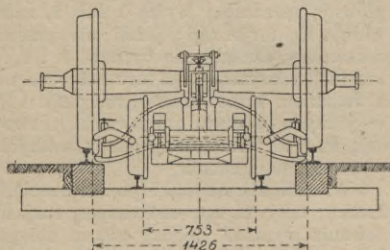


Fig. 360.

mionach wskaźnika wypisuje się wielkość pochylenia i jego długość; przy wskaźniku podaje się rzędna górnej krawędzi szyny nad poziomem morza.

Tory numeruje się cyframi arabskimi, umieszczonemi w linii toru, w jednym szeregu prostopadłym lub ukośnym do torów; na planach dłuższych w kilku miejscach. Tor główny zasadniczy prawy (w kierunku od początkowego punktu linii) oznacza się cyfrą 1, lewy cyfrą 2, pozostałe tory stacyjne po stronie prawej torów głównych zasadniczych cyframi nieparzystymi 3, 5 itd., po stronie lewej parzystymi 4, 6 itd. Na linii jednotorowej, na której przewiduje się w przyszłości tor drugi, numeruje się tor główny zasadniczy cyfrą 1 lub 2, zależnie od tego, z której strony przewiduje się tor drugi; jeżeli nie przewiduje się toru drugiego, tor główny zasadniczy oznacza się cyframi 1 i 2. Uboczne grupy torów numeruje się kolejno, poczynając od toru leżącego najbliżej toru głównego zasadniczego z dodaniem skrótu danej grupy np. 1^t, 2^t itd. Odstępy torów wypisuje się w jednym szeregu, długości użytkowe mniej więcej w środku torów nad osią. Przy torach i bocznicach prywatnych oznacza się granicę między bocznica, a torami stacyjnymi.

Wierzchołek rozjazdu (punkt przecięcia osi obu torów) oznacza się pionową kreską; cały trójkąt, oznaczający rozjazd, należy zamalować, stosunek skrzyżowania wypisać między osiami zbiegających się torów, styk szyny przed iglicą oznaczyć kreską poprzeczną, zwrotnik małym kółkiem z kreską pionową. Ukresy (gdzie odstęp osi torów dosięga 3,5 m) oznacza się kreską łączącą oba tory. Rozjazdy numeruje się przy zwrotniku, kolejno w kierunku od punktu początkowego linii z uwzględnieniem numerów dla rozjazdów, przewidywanych w przyszłości; rozjazdy podwójne numeruje się jak dwa pojedyncze, angielskie jednym numerem przy punkcie skrzyżowania, poszczególne zwrotnice oznacza się literami.

Budynki, ważniejsze urządzenia, załomy przekrojów, początki łuków itp. należy związać z podziałem kilometrycznym. Na planie umieszcza się wykaz torów z podaniem ich długości całkowitej i użytkowej i przeznaczenia, wykaz rozjazdów z podaniem typów, wykaz budynków z oznaczeniem skrótów.

Urządzenia istniejące oznacza się kolorem czarnym, warstwiec brązowym, granice własności kolejowej linią przerywaną (kreska i dwie kropki), urządzenia, mające być zniesione, przekreśla się czerwono krzyżykami, urządzenia projektowane kolorem czerwonym, przewidywane w przyszłości linią punktowaną czerwoną, rury gazowe kolorem liljowym, wodociągowe niebieskim, kanalizacyjne ciemnobronzowym.

Koleje nadrożne i tramwaje.

I. Ogólne.

Oznaki charakterystyczne budowy. Tory budowane są w powierzchni jezdnej szlaku drogowego, służącej dla ogólnego ruchu lub na wydzielonym pasie, jednak tak, aby nie przeszkadzały ruchowi kołowemu. Tory przeważnie z szyn rowkowych. Przystanki gęste, zazwyczaj bez specjalnych urządzeń na ulicy.

Na dostatecznie szerokich ulicach, zwłaszcza na liniach wybiegających, szyny układa się na torowisku własnym w celu osiągnięcia większych szybkości. Poza miastem (koleje zamiejskie) prowadzenie linii często niezależne od szlaków drogowych lub z boku tychże. Wtedy szyny przeważnie typu kolejowego.

Rodzaj ruchu. Przeważa ruch osobowy; w ruchu miejskim małe jednostki pociągowe, złożone z wagonu motorowego (elektr.), najwyżej z dwoma przyczepnymi. Przeważnie ruch regularny ze stałym rozkładem jazdy. Obok tego czasem ruch towarowy nocą, we dnie zaś tylko przy małej gęstości pociągów osobowych z zachowaniem warunku, aby ruch towarowy nie przeszkadzał ruchowi osobowemu. Stąd wynika: urządzenie wagonów towarowych, jak tramwajowe, szybkość jazdy, jak dla ruchu osobowego, oddzielne tory dla ładowania, wzgl. wyładowania.

Bezpośrednie przechodzenie wagonów kolejowych na tory tramwajowe nawet przy jednakowej szerokości toru, ze względu na luki i szerokość rowka, możliwe tylko pośrednio na wózkach ruchomych z pomostem.

Napęd. Do napędu tramwajów i kolei dojazdowych nadaje się najlepiej prąd stały, przyczem napięcie bywa stosowane dla tramwajów miejskich normalnie 500—600 woltów, dla kolejek dojazdowych 1000—1500 woltów. Pozatem jeszcze trakcja konna w małych miastach przy niewielkim ruchu. Kolejki parowe tylko w komunikacji podmiejskiej, gdzie chodzi o ruch towarowy przy jednoczesnym opanowaniu silnego ruchu osobowego.

II. Prowadzenie linii, układ torów.

Prowadzenie linii. Dla przeprowadzenia linii wybiera się ulice odpowiednio do ruchu, ilości mieszkańców, szerokości ulicy, wzniesień itp. Przytem doprowadza się je bezpośrednio do węzłów komunikacyjnych. Siecie miejskie zazwyczaj radialnie ze środka miasta, z jedną lub dwiema liniami okólnymi.

Na przedmieściach i w słabo zaludnionych dzielnicach nie należy ze względów gospodarczych budować linii, biegnących równolegle do już istniejących bliżej niż w odległości około 800 m. Odległość tę można zmniejszyć w większych miastach do 500 m, a w miastach wielkich nawet do 300 m.

Ilość torów. Tory podwójne stosuje się przy gęstości pociągów: dla tramwajów co 8 minut lub poniżej tej cyfry, — dla kolejek poczynając od ruchu 20—15-minutowego.

Położenie torów. 1. Tory w jezdni ulicznej. Położenie torów przy chodnikach ułatwia dostęp do wagonów, zwiększa jednak niebezpieczeństwo dla przechodniów; wymaga przytem ostrożniejszej jazdy i mniejszej prędkości. Naogół nie zaleca się.

Położenie torów w pośrodku ulicy (fig. 361) ma większe zalety; zwłaszcza dla ruchu i utrzymania torów jest korzystniejsze od poprzedniego.

Tory z obu stron pomiędzy jezdnią środkową i boczną (fig. 362) przedstawiają dyspozycję wzorową ze względu na dobre stopniowanie szybkości ruchu. Ważne dla głównych arterij komunikacyjnych.

2. Torowisko własne. Bardzo zalecane ze względu na tańszą budowę, większą prędkość jazdy, bardziej ułatwione i mniejsze koszty utrzymania, zwiększone bezpieczeństwo ruchu, spokojną jazdę (fig. 363).

Przy kolejach zamiejskich torowisko własne, ewent. bezpośrednio przy szlaku drogowym.

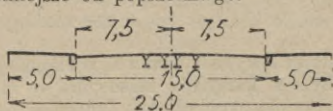


Fig. 361.

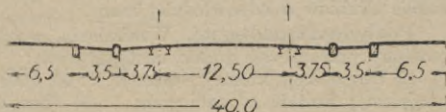


Fig. 362.

Obrysie. Szerokość pudła wagonu dla komunikacji w śródmieściu wynosi 2,0—2,2 m, niezależnie od szerokości toru. Większa szerokość pudła wagonu, zwłaszcza przy

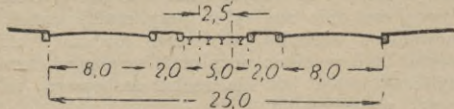


Fig. 363.

siedzeniach poprzecznych, jest stosowana dla kolei zamiejskich (2,3—2,6 m). Wymagane odstępy: od wagonów tramwajowych i pojazdów ulicznych 40—50 cm, od krawędzi chodnika co

najmniej 30 cm, od przedmiotów stałych, jak słupy, drzewa, filary mostowe na szlaku około 75 cm, na stacjach 40—50 cm.

Odległość torów jest uwarunkowana szerokością pudła wagonu i wymaganym odstępem pomiędzy wagonami; odległość osi torów wynosi zatem 2,5—2,6 m.

Na ostrych łukach powiększenie odległości torów dla umożliwienia mijania się wagonów. Określenie drogą graficzną.

Mijanki przy linii jednotorowej. Odległość s dwu sąsiednich mijanek jest zależną od średniej prędkości jazdy v w km na godz. oraz od gęstości ruchu czyli od czasu (t w min.), w jakim następują po sobie wagony jednego kierunku.

$$s = \frac{vt}{120} \text{ w km.}$$

Pętlice i zakończenia linii. Zakończenia linii tramwajowej powinny być, gdzie tylko możliwe, stałe w formie pętlicy (fig. 364). Jeżeli urządzenie pętlicy ze względów

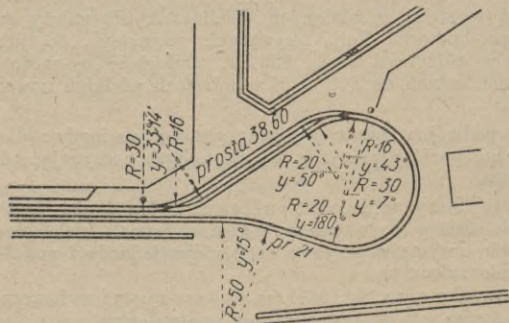


Fig. 364.

lokalnych jest niemożliwe, wówczas (przy liniach dwutorowych), stosuje się zjazdy międzytorowe. Układ

zwykle bywa tak przeprowadzony, ażeby wagony motorowe mogły objeżdżać pozostawiony wagon doczepny. Przy ruchu silniejszym dodawane są również tory zapasowe.

Szerokość toru normalna (1435 mm) zaleca się dla kolejek

dojazdowych i tramwaj wielkomiejskich. — Szerokość jednotorowa może być z korzyścią stosowana w małych miastach; bywa nawet wskazana przy ciasnych ulicach lub gdzie dochodzą kolejki 1-metrowej szerokości.

Mniejsze szerokości toru (np. 750 lub 600 mm) są wykluczone przy trakcji elektrycznej, gdyż przestrzeń pomiędzy kołami nie wystarcza na pomieszczenie silników o odpowiedniej mocy.

Pochylenia podłużne. Wzniesienia, wzgl. spadki podłużne osi toru nie powinny przekraczać granic następujących:

a) Dla trakcji konnej: dłuższe 1:40 (bez doprzęgu) do 1:30 (z doprzęgiem); krótkie z rozbiegiem 1:20 (bez doprzęgu) do 1:15 (z doprzęgiem).

b) Dla trakcji parowej (koleje zamiejskie) 1:12,5 do 1:20.

c) Dla trakcji elektrycznej: wagon motorowy z dwoma przyczepnymi 1:20, z jednym przyczepnym 1:14 przy zwykłym hamulcu (z klockami), zaś

1:10 przy hamowaniu wszystkich wagonów elektromagnetycznym hamulcem szynowym; wagon motorowy bez doczepnych 1:9.

Łuki. 1. Promienie łuków. Łuki na szlaku stosuje się: przy normalnej szerokości toru o promieniu 18, a nawet 16 m, nie mniej jednak niż 15 m; przy torze metrowym zaś można zejść do 14 m, mierzonych do szyny wewnętrznej. Ostrzejsze łuki nie niżej 12 m promienia, jeżeli wszystkie wagony posiadają osie zwrotne lub wózki obrotowe. Najmniejszy dopuszczalny promień łuku zależy od prędkości jazdy, rozstępu osi i ich zwrotności na łukach, oraz szerokości toru. Dla wagonów z osiami stałymi minimalny promień łuku wynosi 8—10-krotny rozstęp osi, dla wagonów z osiami zwrotnymi 4—5-krotny; na wózkach wagony przechodzą po łukach o promieniu 10 m.

Przed ostrzejszemi łukami należy stosować łuki wjazdowe o promieniu 50 m.

Pomiędzy łukami odwrotnemi należy dać wstawkę prostą o długości co najmniej największego rozstępu osi kół wagonów kursujących, przy dłuższych zaś pociągach 10—20 m i więcej.

2. Przechylenie toru na łukach. Położenie toru w poprzecznym przekroju stosuje się do poprzecznej pochyłości profilu ulicy. Podniesienie szyny zewnętrznej na łukach tramwajów miejskich daje się rzadko osiągnąć w granicach wymaganych i bywa stosowane najwyżej 30—40 mm w celu uniknięcia deformacji profilu ulicy. Wadliwe przechylenie jest szkodliwe dla toru i wagonów, nie należy więc dopuszczać, aby szyna zewnętrzna na łuku leżała niżej niż wewnętrzna, wówczas należy obydwia toki ułożyć w poziomie.

3. Poszerzenie toru na łukach. Poszerzenie toru na łukach tramwajów miejskich przez zastosowanie szyn z rowkiem poszerzonym o 3—5 mm.

Na ostrych łukach bywa nawet stosowane zwiężenie szerokości toru:

2 mm	przy	1,0-metrowej	szer.	toru
3 mm	"	normalnej	"	"

III. Ustrój toru.

Dane ogólne. Na torowisku własnem i wyjątkowo na ulicach podrzędnych, słabo brukowanych i na nasypach ulicznych, stosowane są zwykle szyny typu kolejowego o wadze około 30 kg na 1 m b., na poprzecznych podkładach drewnianych lub żelaznych. Tory odpowiadają w tych wypadkach torom kolejk zamiejskich.

Dla torów, ułożonych w bruku, stosowane są szyny rowkowe, których wzajemne położenie zabezpieczone jest ścięgnami torowemi. Ściągna torowe (płaskownik, szerzą w pion) w odstępach co 2 m są nieodzowne.

Przy położeniu torów w ulicach konieczna jest duża odporność toru w celu zmniejszenia napraw i związanego z tem wyłamywania bruku ulicznego. Z tych względów dla tramwajów stosowane są przeważnie szyny stalowe (rowkowe) o wadze 40—55 kg na 1 m b., przyczem stal szynowa powinna być wysokiego gatunku i posiadać wytrzymałość na rozrywanie 70—80 kg na milimetr kwadratowy i wydłużenie około 10%.

Opór właściwy elektryczny szyn wynosi, w zależności od twardości materiału, 0,19—0,25 omów na metr i milimetr kwadratowy.

Stosowane długości szyn 8—10 m, ostatnio nawet 12, a nawet 15 m, w celu zmniejszenia ilości złącz.

Profile szyn rowkowych. Dla torów w bruku ulicznym wchodzi pod uwagę głównie jednolita szyna rowkowa, t. zw. typu Phönix, w specjalnych zaś wypadkach dwudzielna, t. zw. szyna Haarmanna.

a) Jednolite szyny rowkowe. Kształt przekroju, wymiary i waga szyn typu Phönix, ustalone przez Niemiecki związek tramwajowy i kolejek dojazdowych (1900 r.), widoczne są z fig. 365 i tablicy 1.

Tablica 1.

Profile normalnych jednolitych szyn rowkowych.

Profil normalny Nr.	Wysokość mm	Szerokość stopy mm	Całkowita szerokość łba mm	Szerokość głowki jezdnej mm	Wysokość głowki jezdnej mm	Szerokość rowka mm	Głębokość rowka mm	Grubość szyny kierowniczej mm	Grubość szyjki mm	Przekrój mm ²	Waga kg/m	Moment wytrzymałości cm ³	Moment bezwładności cm ⁴
1	150	140	92	47	27	31	35	14	11	5460	42,8	208,2	1630
2	160	150	97	51	29	31	40	15	12	6310	49,2	250,6	2130
3	160	180	103	56	33	31	40	16	12	7180	56,0	299,0	2452
4	180	180	103	56	33	31	40	16	12	7410	57,8	342,5	3202

Profil Nr. 1 stosowany jest dla ruchu słabego, Nr. 2 dla ruchu średniego, Nr. 3 i 4 dla ruchu silnego.

Na łukach stosowane są szyny z rowkiem o 3 mm szerszym i pogrubioną szyną kierowniczą (por. tablica 2).

Tablica 2.

Profile normalnych jednolitych szyn z poszerzonym rowkiem.

Profil normalny Nr.	Całkowita szerokość łba mm	Szerokość rowka mm	Grubość szyny kierowniczej mm	Przekrój mm ²	Waga kg/m	Moment wytrzym. cm ³	Moment bezwładn. cm ⁴
1 a	102	34	21	5860	45,7	214,8	1740
2 a	109	34	24	6730	52,4	258,8	2278
3 a	116	34	26	7670	59,8	307,2	2580
4 a	116	34	26	7820	61,5	356,0	3454

Obecnie¹⁾ dwie komisje, jedna Związku Szwajcarskiego, druga Związku Państw Centralnych pracują nad ustaleniem norm profili szyn rowkowych.

Z prac tych, jakkolwiek dotąd nie zakończonych, jest widoczna dążność do dalszego ograniczenia ilości profili szyn rowkowych, a mianowicie tylko do trzech typów:

dla ruchu silnego, zbliżony do typu Nr. 4
 " " średniego " " " Nr. 2
 " " stałego " " " Nr. 1

Związek przedsiębiorstw tramwajowych i kolei dojazdowych w Polsce zamierza pójść jeszcze dalej i dla naszych warunków ustalić, o ile to się okaże możliwe, tylko dwa profile normalne, zbliżone do typu Nr. 4 i Nr. 2. Prace te w chwili druku niniejszego jeszcze nie są zakończone.

b) Dwudzielne szyny rowkowe (szyny bliźniacze ustroju Haarmanna).

¹⁾ Patrz „Z. d. V. d. I.“, 1924. Nr. 43, S. 1133, i „Verkehrstechnik“, 1924. Nr. 23, S. 229.

Tworzą je łatwa do odwalcowania szyna jezdna szerokostopowa i oddzielnie odwalcowana szyna kierownicza. Szyny bliźniacze mają tę zaletę, że przez zastosowanie średnika mimoosiowego następuje wzmocnienie połączeń stykowych i że na łukach szerokość rowka może być zmienna bez zastosowania specjalnego profilu.

Ustalona przez Niemiecki związek tramwajowy i kolejek dojazdowych forma, wymiary i waga szyn tego typu widoczne są z fig. 366 i tablicy 3.

Tablica 3.

Profile normalnych dwudzielnych szyn rowkowych (bliźniaczych).

Profil normalny Nr.	Wysokość mm		Szerokość stopy mm		Całkowita szerokość łba mm		Szerokość główki jezdnej mm		Wysokość główki jezdnej mm		Szerokość rowka mm		Głębokość rowka mm		Grubość szyny kierowniczej mm		Grubość szynki mm		Moment wytrzymałości		Moment bezwładności		Waga		Całkowita waga kg/m	
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm		mm
1	150	140	98	47	35	31	35	20	8	182,7	44,3	1434	377	33,3	15,1	48,4										
2	160	150	102	51	40	31	40	20	9	223,7	49,4	1868	509	39,5	16,6	56,1										
3	160	180	112	56	40	31	40	25	10	252,2	70,2	2194	628	46,2	19,4	65,6										
4	180	180	112	56	40	31	40	25	10	307,6	67,7	2999	1011	47,5	20,4	68,2										

Szyny bliźniacze są stosowane z dobrym wynikiem na torowisku własnym z wieloma przejazdami (na skrzyżowaniach ulic), gdzie wskutek tego po-

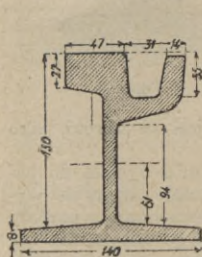


Fig. 365.

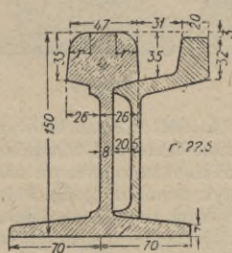


Fig. 366.

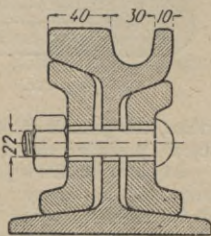


Fig. 367.

trzebna jest częsta zmiana pomiędzy torem zwykłym, a torem z szyn rowkowych, przy łatwym odwodnieniu. W ulicach zabrukowanych nie są do polecenia.

Złącza szyn rowkowych. Styki szyn tramwajowych muszą być specjalnie silnie skonstruowane i posiadać nośność jak szyna w całej rozciągłości, gdyż przy słabym styku szybko powstają uszkodzenia przylegającego bruku, a następnie podłoża samego.

Przy połączeniach stykowych toru ułożonego w bruku ulicznym przeważnie nie pozostawia się żadnego luzu, gdyż szyny wpuszczone w bruk podlegają mniejszym zmianom temperatury, a przytem wydłużenie szyn znacznie jest utrudnione przez tarcie o bruk.

a) Styki mechanicznie połączone: Zwykły styk łubkowy (połączenie łubkami) fig. 367, jako najprostsze połączenie mechaniczne szyn. Bardzo rozpowszechniony i przy dostatecznie silnej konstrukcji daje też

dobre wyniki, lecz przy ruchu słabym. Dla ruchu wielkowiejskiego nie jest wystarczający.

Styk z łubkami stopowymi (fig. 368) i takież z płytą stopową (fig. 369). Nośność styku uwarunkowana starannem dopasowaniem przy zmontowaniu złącza.

Styk z klamrą stopową i siodełkiem szynowym, system „Scheining & Hofmann“ (fig. 370). Nadaje się również tylko dla słabego

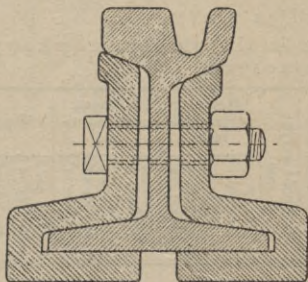


Fig. 368.

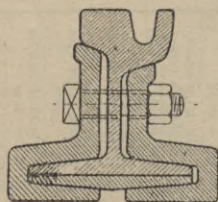


Fig. 369.



Fig. 370.

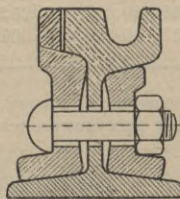


Fig. 371.

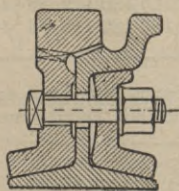


Fig. 372.

ruchu, ma jednak tę wadę, że dla ulic zabrukowanych jest za szeroki, jako złącze, przez co dobre zabrukowanie jest utrudnione.

Styk wjazdowy, z łubkiem zewnętrznym czołowym z wyciętą do połowy główką szyny („półstyk Schmidta“) fig. 371, nie daje dobrych wyników zwłaszcza przy silniejszym ruchu, gdyż łubek zewnętrzny z powodu bocznego ciśnienia koła zostaje odgięty, wymaga starannego utrzymania kół (częste obtaczanie obręczy kół).

Styk wjazdowy, syst. Melaun'a (fig. 372), z całą główką jezdnią w ostatnich czasach b. rozpowszechniony. Specjalną zaletą jego jest, że daje się zastosować z dobrym wynikiem przy naprawie wyjeżdżonych styków bez wyjmowania szyn z bruku. W nowych torach złącze to, jakkolwiek daje b. dobre wyniki, jednakże jest połączone z marnowaniem materiału przez wycięcie nowej główki szyny.

b) Styki jednolite (zalane lub spawane). Dają jednolitość toru, a więc jazdę bez uderzeń na złączach, trwałość toru i małe koszty utrzymania, utrudniają jednak wymianę szyn. Styki zalane i spawane udają się tylko przy b. starannem wykonaniu.

System Falk, polegający na zalaniu złącza od spodu i z boków (fig. 373) roztopionem żelazem. System ten jest bardzo rozpowszechniony na Zachodzie prócz Niemiec.

Styk spawany elektrycznie (zapomocą łuku świetlnego), polegający na spajaniu łubków płaskich czołowych i płyty stopowej z główną

szyną i jej stopą w kilku miejscach (fig. 374). Daje się zastosować i przy zużytych stykach dowolnej budowy.

Spawanie szyn termitem (aluminotermia). System Dra Goldschmidta (fig. 375, 376) polega na spajaniu dobrze oczyszczonych końców szyn żelazem termitowym (tlenek żelaza i glin), przyczem dolna część profilu szyny ($1/2-2/3$) zalana jest żelazem kowalnym, górna zaś część spojona przy wysokiej temperaturze. System b. rozpowszechniony w Niemczech.



Fig. 373.

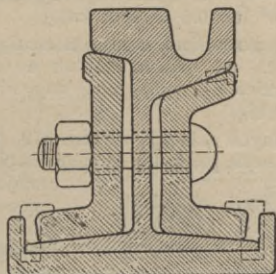


Fig. 374.

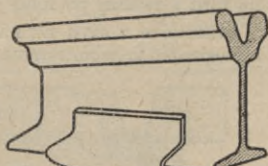


Fig. 375.



Fig. 376.

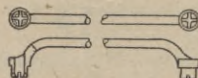


Fig. 377.

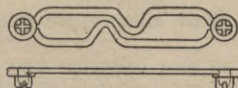


Fig. 378.

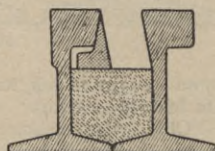


Fig. 379.

c) Złącza wydłużalne (dylatacyjne). Na wiaduktach, mostach, przyczółkach mostowych styki szynowe są wykonywane jako styki wjazdowe z przerwą międzyszynową jako złącza wydłużalne (dylatacyjne).

Łączniki (Elektryczne połączenia stykowe). Złącza szynowe w tokach, służących do odprowadzania prądu otrzymują, w celu polepszenia przewodnictwa poprzez złącze, łączniki z drutu miedzianego, linki miedzianej lub też pasków miedzianych o przekroju 50—100 mm² i przechodzą albo ponad łubkami (fig. 377 — wiązanie otwarte dla szyn, leżących w bruku ulicznym) lub też leżą w komorze łubkowej pomiędzy środkiem szyny i szyjką łubka (fig. 378 — wiązanie zakryte, dla szyn odkrytych, leżących na torowisku własnym). Oprócz tego obie szyny jednego toru i wewnętrzne szyny dwutorowej linii są ze sobą elektrycznie połączone przynajmniej co dziesiąty styk. Przy stykach spawanych łączniki te są zbędne. Szyny z obu stron zwoznic i skrzyżowań muszą być również dobrze połączone ze sobą elektrycznie.

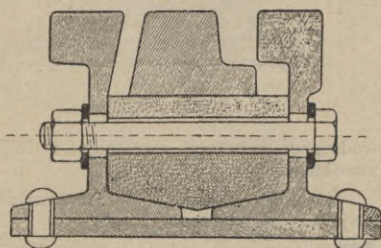


Fig. 380.

Zwrotnice i skrzyżowania. Zwrotnice dla torów tramwajowych stosuje się o pochyleniu (osi torów do siebie) 1:4, 1:5, a najczęściej 1:6 i o promieniu iglicy od 20 do 50 m; promień 50 m daje lepsze wyniki i ostatnio bywa stosowany najczęściej.

Zwrotnice bywają z iglicami stałymi i ruchomymi. Iglice stałe stosuje się tam, gdzie zwrotnice są przejeżdżane stale z ostrza (nie pod ostrze). Iglice ruchome posiadają długość 2,3—3,0 m i wysokość 30—60 mm. Długość zwrotnicy wynosi 3,4—4,4 m. Iglice wykonywane są ze stali lanej o wytrzymałości 7500 kg/cm^2 lub też ze stali kutej.

Zwrotnice wykonywa się przeważnie z szyn normalnych, w celu równomiernego zużycia torów, lub też czasem odlewa ze specjalnej możliwie twardej stali. Stalowe zwrotnice (i krzyżownice) dają nierównomierne zużycie toru i twardą po nich jazdę.

Zwrotnice z szyn normalnych składają się (fig. 379, 380 i 381) z dwóch odpowiednio doheblowanych szyn, pomiędzy którymi

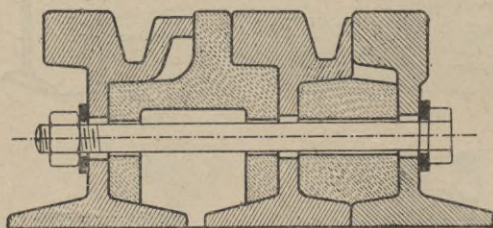


Fig. 381.

znajduje się iglica. Zamocowanie osady iglicy robi się takie, ażeby można było wymieniać iglicę bez wylamywania bruku ulicznego. Osada iglicy wykonywa się w ten sposób, że czop, w który wchodzi osada iglicy na wciós, jest wbudowany w łożysko iglicy (fig. 382). Zamiast wykonywania na wciós,

bywa stosowane też umocowanie klinowe, jak pokazane na fig. 383 (tylko dla lekkiego ruchu).

Obie iglice ruchome są ze sobą połączone przy pomocy pręta, pozwalającego regulować wzajemną ich odległość. Pręt ten umieszczony jest w od-

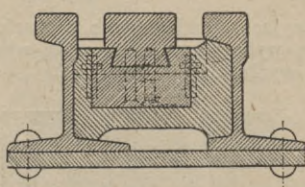


Fig. 382.

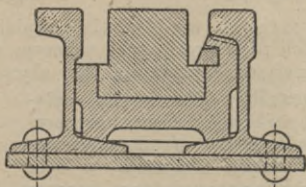


Fig. 383.

wadnianej skrzynce zwrotnicy z żeliwa, łączącej ze sobą oba korpusy zwrotnicy.

Zwrotnice stosowane są przeważnie o dwu ruchomych iglicach, zdarzają się jednak, lecz rzadziej, i o jednej ruchomej, a drugiej stałej iglicy jako zwrotnice wyjazdowe, które nie są przejeżdżane na łukach pod ostrze.

Zwrotnice przejeżdżane w obu kierunkach są urządzone do przestawiania (fig. 384 i 385) i uruchamiane przeważnie z wagonu przez motorniczego przy pomocy zwykłego dźwaka żelaznego.

Przy gęstym ruchu potrzebny jest specjalny zwrotniczy lub też samoczynnie przestawiane zwrotnice zapomocą prądu z sieci górnej, który uruchamia elektromagnes, ten zaś wciąga rdzeń, poruszający dźwignię, połączoną ze ściągaczem, łączącym obie iglice.

Zwrotnice wyjazdowe są wykonywane rozmykalne; doprowadzenie z powrotem do położenia pierwotnego następuje za pomocą sprężyn lub ciężarów, umieszczonych w skrzynce zwrotnicowej (fig. 386).

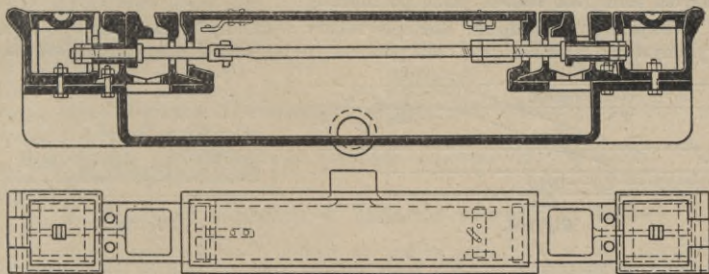


Fig. 384 i 385.

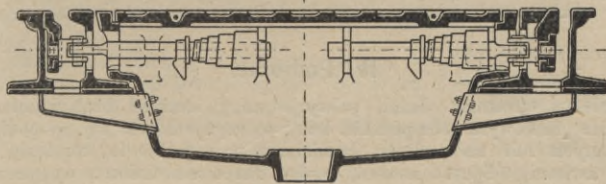


Fig. 386.

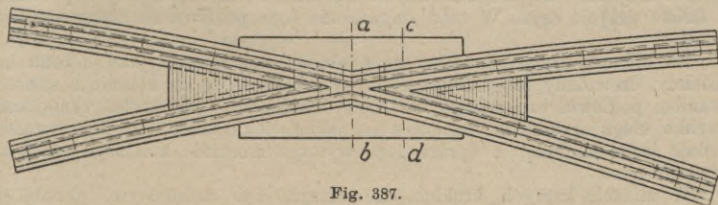


Fig. 387.

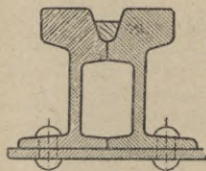


Fig. 388. Przekrój a-b.

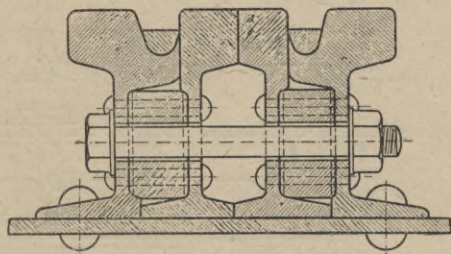


Fig. 389. Przekrój c-d.

Krzyżownice dla torów tramwajowych również wykonywa się przezważnie z normalnych odpowiednio przyciętych i dopasowanych szyn z zastosowaniem klinów rowkowych; całość zmontowana na silnej płycie żelaznej (fig. 387—389).

Używane niekiedy krzyżownice z twardej stali lanej, w wypadkach skrzyżowania pod bardzo ostrym kątem lub kilku zbiegających się blisko siebie, posiadają tę ujemną stronę, co i takież zwrotnice, tj. nierównomierne zużycie toru oraz twardą jazdę po nich.

Rozjazdy nakładane. Rozległe roboty wymiany szyn muszą być często wykonywane również i we dnie podczas ruchu. Jeżeli niemożliwe jest skie-

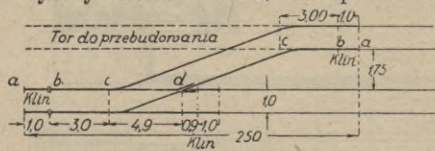


Fig. 390.

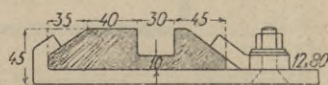


Fig. 391.

rowanie ruchu innymi ulicami i niemożliwy ruch po jednym torze, wówczas muszą być zastosowane tory objazdowe (fig. 390 i 391).

Tory objazdowe są łączone z torami eksploatacyjnymi zapomocą rozjazdów nakładanych, ułożonych na bruku ulicznym na piasku.

IV. Podtorze.

Budowa spodnia. Jeżeli pokrycie ulicy stanowi bruk kamienny na podkładzie piaskowym (bez podłoża bet.), to szyny układa się na podkładach drewnianych lub na podłożu kamiennem (na warstwie kamienia z podbiciem żwirem). Sposób ostatni, bardzo rozpowszechniony, wystarcza przy niezbyt silnym ruchu, zwłaszcza przy niedość dobrym gruncie.

Podłużne podkłady betonowe, stosowane pod każdą szynę w nawierzchni żwirowanej lub na drogach bitych lub brukowanych, dają jazdę twardą i faliste zużycie szyn. W celu złagodzenia tego podlewa się szyny warstwą asfaltu.

Na ulicach krytych brukiem na podkładzie betonowym (jako to bruk kamienny, drewniany lub asfaltowy) szyny układane są na betonie z zastosowaniem podlewki cementowej lub lepiej asfaltowej. Podlewka cementowa szybko ulega skruszeniu, asfaltowa zaś jakkolwiek droższa, jest zato trwalsza i daje jazdę miększą, a oprócz tego wymaga znacznie krótszego czasu na stwardnienie.

W ulicach, krytych brukiem drewnianym lub asfaltowym, układa się tory według fig. 392, na podkładach podłużnych żelbetowych, do których stopa

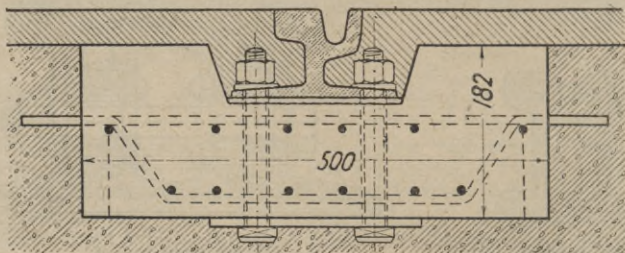


Fig. 392.

szyny jest zamocowana zapomocą śrub. Profil szyny można tu zastosować niższy, gdyż podkład betonowy zwiększa siłę nośną szyn. Wymiana szyn następuje przy tym układzie bez naruszania podkładu betonowego.

Szczegółowe przedstawienie budowy wierzchniej tramwajów podane jest w książce K. Trautvettera (patrz Literatura).

Odprowadzenie wody z torów. Woda deszczowa zbiera się w rowkach szyn i stąd musi być odprowadzona. Do tego celu służą żeliwne skrzynki odwadniające, które umieszcza się na wszystkich najniższych punktach torów, przed zwrotnicami, a pozatem w odległościach 100—200 m (w zależności od podłużnych pochyłeń ulicy). Do skrzynek tych spływa woda z rowków szyn przez otwór 12 cm długości i 2 cm szerokości w spodzie rowka szyny. Skrzynki odwadniające są połączone z kanalizacyjnymi wpustami ulicznymi.

Oprócz tego dla odwodnienia podtorza stosowane bywają sączki.

V. Wielkość naprężeń w budowie wierzchniej torów.

Według Zimmermanna¹⁾ oblicza się budowę wierzchnią przy założeniu, że szyna przedstawia nieskończenie długi pręt na sprężystym podłożu i, że do rachunku wprowadzamy ciężar pojedynczy (skupiony), gdyż wpływ innych ciężarów na osiadanie jest zbyt mały (por. też dział „Nawierzchnia kolei żelaznych“, str. 180 i n.).

Oznaczmywszy:

y_0 = osiadanie w punkcie przyłożenia ciężaru (w cm).

p_0 = ciśnienie na podłożu w kg/cm^2 (dla żwiru 1 kg/cm^2 , dla zwykłego tłucznia 1,5 kg/cm^2 , dla najlepszego tłucznia na podłożu kamiennem 2,0 kg/cm^2 , dla betonu nie wyżej 2,0 kg/cm^2).

C = współczynnik podłoża czyli ciśnienie w kg/cm^2 dla każdego 1 cm osiadania (dla żwiru 3, dla tłucznia na podłożu kamiennem 8).

P = największe ruchome obciążenie koła (= ciśnienie koła w spokoju $\times 1,25$).

$2L$ = długość pręta niesprężystego zamiast nieskończenie długiego sprężystego.

b = szerokość stopy szyny.

Wówczas

$$p_0 = C y_0 \quad y_0 = \frac{p_0}{C}$$

$$y_0 = \frac{P}{2 L C b}$$

$$L = \sqrt[4]{\frac{4 E I}{C b}} \quad (\text{patrz Zimmermann})$$

$$p_0 = \frac{P}{2 L b}$$

$$M_0 = \frac{P L}{4} \quad \sigma_0 = \frac{M_0}{w}$$

Współczynnik podłoża C i przegięcie szyny w milimetrach podaje Dr. inż. Bloss²⁾ (dla dwuosioowych wagonów o wadze 10 t):

1. Szyny rowkowe na podłożu kamiennem i tłuczniu.

$C = 40$, przegięcie = 0,33 na drogach bitych żwirowanych
= 30, „ = 0,35 w bruku.

2. Szyny rowkowe na podłużnych podkładach betonowych.

$C = 60$, przegięcie = 0,30 w drogach bitych żwirowanych
= 50, „ = 0,32 w bruku.

3. Szyny rowkowe na betonie w ulicach pokrytych asfaltem.

$C = 120$, przegięcie = 0,08.

¹⁾ Handb. d. Ing.-Wissensch. V. 2.

²⁾ Taschenbuch f. Bauingenieure. M. Foerster.

Przy przerwach międzyszynowych i szynach rozluźowanych C spada do 6, przegięcie zaś podnosi się do 1,2 mm.

Związek niemiecki tramwajów i kolejek dojazdowych zaleca dobierać moment bezwładności i szerokość stopy szyny podług wzoru

$$I = \frac{P^4 C}{64 E b^3 p^4} \text{ w cm}^4,$$

przyczem zaleca wybierać I :

1340 cm^4	przy ciśnieniu koła	2,5 t
2090 "	" "	3,0 t
3040 "	" "	3,5 t
4070 "	" "	4,0 t.

VI. Opór trakcji i zużycie pracy.

a) Spółczynnik przyczepności wynosi przy ruszaniu:

dla suchych i czystych szyn 0,20—0,25 na jedn. ciężaru

" mokrych i " " 0,10—0,14 " " "

" " i brudnych " 0,05—0,6 " " "

Posypanie szyn piaskiem podnosi ten współczynnik

przy śliskich szynach do 0,14

" suchych " " 0,25;

w zależności od wydatności posypania. Współczynnik przyczepności średnio można liczyć $\frac{1}{6}$ — $\frac{1}{7}$ wagi.

b) Współczynnik oporu trakcji. Przy projektowaniu nowych sieci tramwajowych można naogół przyjmować¹⁾ współczynnik oporu trakcji r (w kg na tonnę), włączając w to opór powietrza i dodatkowy opór łuków:

$r = 8$ — 10 kg dla szyn Vignole'a starannie ułożonych,

$r = 10$ — 12 kg przy szynach rowkowych starannie ułożonych i normalnym stanie ulic,

$r = 15 \text{ kg}$ przy mniej starannie ułożonych torach lub źle utrzymanych i słabo oczyszczanych ulicach,

$r = 20 \text{ kg}$ dla źle ułożonych torów, np. torów prowizorycznych.

Na wzniesieniach zwiększa się współczynnik oporu trakcji o tyle kilogramów, ile wynosi wzniesienie w tysięcznych, na spadkach o tyleż zmniejsza się.

Moc, jaką należy doprowadzić do pociągu poruszającego się z jednostajną prędkością na szlaku prostym i poziomym wynosi

$$P = \frac{W r \cdot 9,81 v}{\eta} \text{ watów},$$

praca zaś zużyta na przebycie l metrów drogi

$$A = \frac{W l r \cdot 9,81}{3600 \eta} \text{ wattgodzin},$$

gdzie

W = waga pociągu w tonnach,

r = współczynnik oporu trakcji w kilogramach na tonnę,

v = prędkość w metrach na sek.,

η = współczynnik sprawności motorów (0,65—0,75).

Zużycie pracy na pociągokilometr w wattgodzinach będzie:

$$\frac{A \cdot 9,81 \cdot 1000}{2 L \cdot 3600 \cdot 0,7}$$

¹⁾ „Tramwaje i koleje elektryczne.“ Inż. R. Podolski.

a na tonnę-kilometr

$$\frac{A \cdot 9,81 \cdot 1000}{2 L W \cdot 3600 \cdot 0,7}$$

gdzie $A = W l r$ kilogramometrów,
 $L =$ droga mierzona w metrach.

VII. Urządzenie elektryczne.

Elektrownia i podstacje. Moc elektrowni określa się na podstawie profilu podłużnego sieci tramwajowej, wzgl. kolei i graficznego planu jazdy w ten sposób, że określa się dla każdej dowolnej chwili sumę zapotrzebowania energii dla wszystkich znajdujących się na linii pociągów.

Jeżeli na danej linii mają chodzić pociągi w obie strony w odstępach czasu t minut, to średnie obciążenie elektrowni (bez strat w sieci) wyniesie

$$\frac{A \cdot 9,81}{0,7 \cdot 3600 \cdot 1000} \cdot \frac{60}{t} \text{ kilowattów}^1).$$

Na straty w sieci należy dodać 10—15%.

Moc maszyn napędowych (maszyny parowe lub turbiny wodne, motory spalinowe itd.) w KM, otrzymany stąd przez podzielenie przez sprawność dynamomaszyn.

Wahania obciążenia elektrowni są tem większe, im rzadszy jest ruch i im znaczniejsze są wzniesienia. Stosunek maksymalnego obciążenia do średniego zależy od ilości pociągów będących równocześnie w ruchu.

Liczba pociągów w ruchu:

Stosunek maks. obciążenia do średniego

2	około 3,5—4
6	2,4—2,6
10	2,0—2,2
25	1,6—1,7
50	1,4—1,5
100 i więcej	1,2—1,25

Obliczoną moc elektrowni rozdzielamy na 2—3 jednostki maszynowe w celu zabezpieczenia od przerwy, a także w celu osiągnięcia lepszej sprawności maszyn przy małym i średnim zapotrzebowaniu energii z elektrowni.

Zapotrzebowanie energii (z elektrowni) przy warunkach normalnych wynosi dla tramwajów 50—70 wattgodzin na tonnokilometr i jest tem większe, im gęstsze są przystanki, dochodząc nawet do 80 wattgodzin na tonnokilometr. Zużycie energii zależnem jest w wysokim stopniu od stanu szyn czyli od pogody.

Na kolejach dojazdowych zużycie energii w zależności od warunków wynosi 30—60 wattgodzin na tonnokilometr.

Zasobniki (akumulatory) na elektrowniach są stosowane tylko w niewielkich urządzeniach. Wielkość baterji odpowiada zapotrzebowaniu pełnego ruchu w ciągu jednej godziny.

Przy bardzo rozległych sieciach lub długich linjach kolejowych stosowane są podstacje. Prąd wytworzony w elektrowni jako prąd zmienny lub trójfazowy o wysokim napięciu doprowadzany jest do odpowiednio rozmieszczonych na linii podstacyj i tu przetwarzany przy pomocy odpowiednich maszyn na prąd stały.

Doprowadzanie prądu. Dla tramwajów i kolejek dojazdowych stosuje się przeważnie sieć górną.

System podziemny (kanałowy) w naszych warunkach klimatycznych nie nadaje się, wobec trudnego utrzymania ruchu zimą, przytem pociąga za sobą duże koszta budowy.

¹⁾ „Tramwaje i koleje elektryczne.“ Inż. R. Podoski.

Wagony zasobnikowe (akumulatorowe) jako niekorzystne również nie są wskazane.

Maksymalny spadek napięcia w sieci nie powinien przekraczać 18—20%.

a) Sieć górna. Przewód roboczy lub t. zw. ślizgowy składa się z drutu okrągłego lub profilowanego (w kształcie ósemki) o przekroju 50—80 mm², z twardej miedzi, o przewodnictwie 97% chemicznie czystej miedzi i o wytrzymałości co najmniej 4000 kg/cm². Dopuszczalne naprężenie drutu roboczego 1200 kg/cm².

Wysokość zawieszenia przewodu ponad ulicą wynosi 5—7 m, zazwyczaj 5,5 m przy największym zwisaniu, obwisanie zaś średnie 25 cm.

Jako najniższe zawieszenie drutu roboczego przy podprowadzeniach pod mostami i wiaduktami 4,2—4,8 m.

Podwieszenie drutu roboczego: zapomocą stalowych drutów poprzecznych o średnicy 5—7 mm, przymocowanych do słupów, wysięgów lub haków, umocowanych na ścianach budynków.

Izolacja sieci górnej zawsze podwójna: raz między drutem ślizgowym, a poprzecznym, do czego służą izolowane wieszaki, a druga pomiędzy drutem poprzecznym i punktem zawieszenia na słupie czy na haku. Używane są tu izolatory kulkowe lub sprzączkowe.

Słup drewniany nie jest uważany za izolację.

Odległość punktów zawieszenia wynosi na linii prostej 30—40 m, średnio 35 m, na łukach tem mniej, im ostrzejszy jest łuk.

Drut ślizgowy prowadzi się na łukach zapomocą jednostronnych trójkątnych lub trapezowych odciągaczy. W zależności od tego, czy jako przyrząd zbiorczy służy kółko, czy też ślizgacz na pałaku, rozróżniamy sieć dla kółka i pałaka. Pierwsza wymaga więcej punktów zawieszenia na łukach i jest bardziej skomplikowana, a mniej estetyczna, niż druga.

Przy zastosowaniu przyrządu zbiorczego ze ślizgaczem na pałaku ilość punktów zawieszenia i odciągaczy na łuku określa się z promienia toru i użytecznej szerokości ślizgacza (najlepiej wykreśleniem); na prostej linii przewód roboczy przy zastosowaniu ślizgacza prowadzony jest w linii lekko zygzakowatej, ażeby osiągnąć równomierne zużycie całej szerokości ślizgacza.

Naprężenie poziome u wierzchołka słupów określa się z największego dopuszczalnego naprężenia w przewodzie ślizgowym i pochyleniu (1 : 10) drutów odciągowych.

Przy obliczeniu słupów uwzględnia się także parcie wiatru.

Sieć cała podzielona bywa na poszczególne dzielnice, normalnie izolowane od siebie i zasilane każda przez oddzielne przewody, które są ułożone nad ziemią lub jako kable podziemne. Do izolowania od siebie dzielnic służą specjalne izolatory sekcyjne, wstawione w drut ślizgowy; w razie potrzeby dzielnice mogą być ze sobą łączone, do czego służą specjalne wyłączniki. Każda dzielnica dzieli się przy pomocy izolatorów sekcyjnych na sekcje normalnie ze sobą połączone, które mogą być w razie uszkodzeń sieci odizolowane. Długość poszczególnych sekcji wynosi zwykle: przy tramwajach 500—600 m, przy kolejach nadrocznych 600—1200 m.

Przy kolejach nadrocznych przy większych prędkościach stosowane bywa zawieszenie sieci górnej t. zw. „łańcuchowe“, polegające na tem, że drut ślizgowy zawieszony jest na linie nośnej; odległość między słupami może dochodzić wówczas do 100 m.

b) Przewody dosyłowe. Tylko przy krótkich linjach o słabym ruchu wystarcza bezpośrednio doprowadzenie prądu zapomocą drutu roboczego. Większe sieci lub dłuższe linje, podzielone na poszczególne uczestki, są łączone z elektrownią zapomocą podziemnych kabli, które mogą być pojedynczo odłączane przy tablicy rozdzielczej.

Przewody dosyłowe obliczane są na największą oszczędność według wzoru:

$$q = \sqrt{\frac{I^2 C T \cdot 365}{K P \cdot 1000 \cdot 0,1}}$$

gdzie

q = przekrój przewodnika w mm^2 ;

I = średnie natężenie prądu dla danego przewodnika;

C = koszt wyprodukowanej kilowattgodziny;

T = czas, w godzinach, w przeciągu którego przewodnik jest obciążony prądem I na dobę;

K = współczynnik przewodnictwa miedzi = 57;

P = koszt jednego metra przewodnika o przekroju $1 mm^2$ wraz z ułożeniem.

c) Odprowadzanie prądu przez szyny, które należy w tym celu na stykach łączyć ze sobą elektrycznie przy pomocy łączników, składających się przeważnie z krótkiego (około 1,0 m) drutu miedzianego miękkiego o przekroju $2 \times 50 mm^2$, wbitego w odpowiednie otwory wywiercone w końcach szyn stykających się.

Przy rozleglejszych sieciach tramwajowych lub większych odległościach odprowadzanie gromadzącego się prądu powrotnego ułatwione bywa przez kable odsyłowe w celu uniknięcia niebezpieczeństwa silnych prądów błędzących, powodujących przy obecności kwasów w ziemi zjawiska elektrolityczne, prowadzące do rozjadania i uszkodzenia podziemnych przewodów rurowych (gazowych, wodociągowych etc).

Dla uniknięcia tego przepisy bezpieczeństwa wymagają, aby różnica potencjałów między dowolnymi punktami rozgałęzionej sieci szynowej nie przekraczała 2,5 volt; na linjach zaś wybiegających, nie leżących w obrębie sieci rurowych najwyższy spadek napięcia w szynach nie powinien przekraczać 1 volt na kilometr.

Strata napięcia w przewodach odsyłowych musi być dla wszystkich przewodów jednakowej wielkości.

Niebezpieczna granica gęstości prądów ziemnych = 0,75 miliamp. na dm^2 .

Niebezpieczeństwo prądów błędzących zmniejsza w b. znacznym stopniu system trójprzewodowy, przy którym szyny są użyte już nie jako przewód powrotny, lecz jako pośredniczący, t. zw. „zerowy“.

VIII. Tabor.

Wagony motorowe tramwajów i kolejek składają się z dwóch części: podwozia z kołami i osadzonego na nim pudła wagonu. Motory elektryczne umieszczane są w podwoziu pod pudłem wagonu. Sprężynowanie bywa podwójne, raz między osiami kół a podwoziem, drugi między podwoziem a pudłem. Lepsze są sprężyny piórkowe płaskie; sprężyny wężykowate (spiralne) dają łatwo niepożądane ruchy boczne.

Wagony tramwajowe posiadają podwozia dwuosiowe z osiami stałymi lub zwrotnymi lub też jedno- i dwuosiowe wózki na czopach obrotowych.

Zewnętrzna szerokość wagonów tramwajowych wynosi zwykle 2—2,2 m. Dla kolei podmiejskich bywają wagony szersze (do 2,6 m).

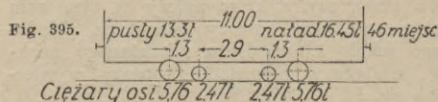
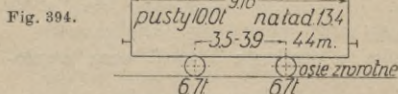
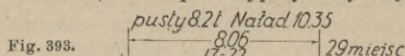
Długość wagonów i ich pojemność zależne są od wymagań ruchu. Dla linii zamiejskich zazwyczaj większe wagony niż dla ruchu miejskiego.

Mniejsze wagony są budowane dwuosiowe i posiadają do 24 miejsc siedzących i 20 stojących. Waga wagonu motorowego dwuosiowego wynosi 7—12 tonn.

Większe wagony muszą być już czterosiowe na dwu wózkach i czopach obrotowych.

Rozstaw osi, wagi i długość wagonów motorowych por. fig. 393, 394, 395. Osie na fig. 393 są stałe, na fig. 394 zwrotne.

Średnica kół zazwyczaj 750—850 mm, dla wagonów zaś zamiejskich do 1000 mm; koła posiadają cylindryczną powierzchnię boczną, szerokość obrzeży koła 70—85 mm, wysokość obrzeża 17—25 mm, jego szerokość 20—25 mm. Średnica osi 100 mm przy wagonach motorowych, 80 mm dla wagonów przyczepnych.



Szerokość miejsc siedzących określa się na 0,45—0,5 m, na jedno miejsce stojące 0,25 m². Wysokość pudła wagonu w świetle zwykle z boków 2 m, w środku zaś (nadbudowa wentylacyjna) 2,5 m, cała wysokość wagonu 3,2—3,8 m.

Długość platform 1—1,5 m; znajdują się 500—750 mm ponad główką szyny. Najniższy stopień wejścia do wagonu winien conajmniej 32 cm ponad główką szyny, wejścia na platformy mają szerokość 0,75—0,9 m.

Motory, zazwyczaj dwa na wagon po 25—50 HP każdy, zawieszono pół-sprężynowo, spoczywają połową wagi na osiach i napędzają je z pomocą przekładni zębatej 1 : 3 do 1 : 7.

Hamulce są ręczne, łańcuchowe lub śrubowe z przekładnią 1 : 100 do 1 : 200, oraz pneumatyczne i elektryczne. Hamulce elektryczne działają w ten sposób, że motory odłączone od sieci, pracując jako dynamo, wytwarzają prąd i tym samym hamują wagon; działają silnie i pewnie, a są b. proste. Przy prędkości około 25 km na godzinę można na szynach suchych zatrzymać wagon na przestrzeni 10—12 m. Dla zwiększenia siły hamowania, zwłaszcza przy szynach śliskich, posypuje się szyny piaskiem, do czego służą specjalne piasecznice, umieszczane w wagonach motorowych.

Zasadniczo stosowane są stale dwa niezależnie od siebie działające hamulce, jeden ręczny, drugi, jak dla trakcji tramwajowej, prawie wyłącznie elektryczny.

Dla dłuższych pociągów ponad trzy wagony lepszy jest hamulec pneumatyczny, gdyż elektryczny powodowałby przeciążenie motorów.

Siatka ochronna umieszczana ze strony czołowej wagonu w celu złagodzenia okaleczeń, względnie uniknięcia przejechań nie zawsze spełnia całkowicie swój cel, to też co do znaczenia tych urządzeń zdania są podzielone. Deski ochronne (zgarniacze) przed kołami wagonu są niezbędne i winny być umieszczone tak, aby ich dolny kant był ok. 7 cm ponad główką szyny.

IX. Budynki.

Remizy wagonowe są budowane stosownie do wielkości sieci na 100—300 wagonów na remizę, zazwyczaj z warsztatami, magazynami, pomieszczeniami dla personelu ruchu, biurami i mieszkaniami służbowymi oraz składami na sól i piasek.

Na jednym torze remizy nieprzejazdowej mieści się zazwyczaj nie więcej niż 5 wagonów.

Na liniach wybiegających, długości 6—8 km, wskazane są remizy oddzielne dla ograniczenia przejazdów próżnych.

Tory w remizie mają odległość 3,2—4,5 m (większy wymiar, o ile między torami przypadają słupy dachowe), najczęściej 3,5, wzgl. 4,0 m. Od-

ległość toru od ściany 2,5—3 m. Wysokość remizy w świetle (do zawieszenia drutu) ok. 5 m. Szerokość bram winna być o $2 \times 0,4$ m większa, aniżeli szerokość pudła wagonu. Każdy tor w remizie posiada kanał rewizyjny na $\frac{1}{2}$ — $\frac{2}{3}$ swej długości; głębokość kanału 1,5 m.

Pozatem remiza winna posiadać urządzenia wodociągów i kanalizacji, ogrzewanie centralne, oświetlenie.

Tory dojazdowe do remizy winny pozwalać na wjazd i wyjazd conajmniej 60 wagonów na godzinę.

Warsztaty główne posiadają oddział montowniczy (z dołami rewizyjnymi), obrabiarnię, stolarnię, kuźnię, lakiernię oraz oddział elektryczny; często też, zwłaszcza przy większych sieciach, warsztat budowy rozjazdów. Poszczególne oddziały warsztatów są połączone torami; przesuwnice bywają tu stosowane z dobrym skutkiem w celu zaoszczędzenia miejsca.

Warsztaty główne przy małych i średniej wielkości sieciach są połączone z jedną z remiz, przy dużych sieciach są budowane niezależnie.

Wzorowe dyspozycje warsztatów tramwajowych patrz Bieber, Elektr. Kraftbetriebe und Bahnen, 1918, str. 249.

Budynek administracji. Na pomieszczenia administracji zazwyczaj przeznaczony jest oddzielny budynek. Zawiera on pomieszczenie służbowe dla naczelnika stacji, wzgl. kierownika ruchu, biuro techniczne, kasę, biuro handlowe, pomieszczenie dla konduktorów (zdawanie pieniędzy) i motorniczych, salę instrukcyjną dla nauki i często pomieszczenie dla sprzedaży biletów terminowych. Na pietrach przynajmniej dwa mieszkania służbowe, jedno dla naczelnika stacji i drugie dla majstra warsztatów głównych i remizowego.

X. Ruch.

Prędkość jazdy. Dopuszczalna prędkość jazdy: 6—9 km na godzinę w miejscach niebezpiecznych i na ostrzejszych łukach, 12—15 km na godzinę na linjach o silnym ruchu wewnątrz miasta, 18—20 km na godzinę przy słabym ruchu ulicznym i szerokich ulicach, 20—25 km na godzinę na linjach poza miastem, 25—35 km na godzinę na torowisku własnym.

Przyspieszenie przy ruszaniu przy pojedynczym wagonie motorowym $0,75$ m/sek.², przy motorowym z jednym przyczepnym wagonem $0,55$ m/sek.², z dwoma przyczepnymi $0,40$ m/sek.².

Zwalnianie przy hamowaniu przy pojedynczym wagonie motorowym $1,1$ m/sek.², przy motorowym z jednym przyczepnym $1,0$ m/sek.², z dwoma przyczepnymi $0,9$ m/sek.².

Odległość przystanków. W śródmieściu 150—250 m, na linjach podmiejskich około 300 m, nawet do 500 m na linjach wybiegających przy słabszym ruchu.

Przystanki są umieszczane zazwyczaj przed skrzyżowaniem ulic.

Przy silnym ruchu ulicznym i przy wystarczającej szerokości ulicy celowe jest urządzenie podwyższonych chodników ochronnych dla publiczności (1,5—2,0 m szer.).

Stosunek pomiędzy odległością przystanków, prędkością jazdy i prędkością handlową (średnia szybkość jazdy) przy zatrzymaniu na przystankach średnio 13,5 sekund, przyspieszeniu przy ruszaniu $0,45$ m/sek.² i zwalnianiu przy hamowaniu $1,0$ m/sek.², widoczny jest z wykresu fig. 396 i 397.

Sygnaly i urządzenia zabezpieczające. Dla kolei na torowisku własnym wymaga się zazwyczaj lamp czołowych i lamp końcowych, podobnie jak i na kolejach głównych lub dojazdowych.

Przy ruchu czysto tramwajowym miejskim lamp końcowych nie używa się, lampy czołowe (reflektory) są jednak wymagane.

Skomplikowane skrzyżowania są zabezpieczane przez wartownika.

Nieprzejrzyste linie jednotorowe są zabezpieczane przez lampy sygnałowe. Na każdym końcu jednotorowego odcinka zawieszona jest lampka żarowa, która zapala się, gdy pociąg przejeżdża przez dany odcinek.

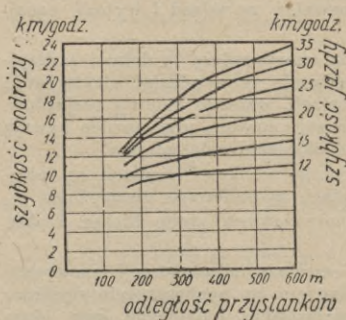


Fig. 396.

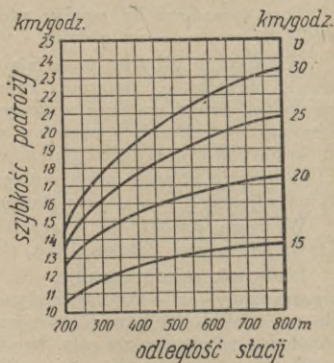


Fig. 397.

Na jednotorowych liniach kolei dojazdowych w Kolonji¹⁾, które przejeżdżają z większą szybkością, zastosowano podobne urządzenie zabezpieczające samoczynne, które jest uzupełnione przez sygnały skrzydłowe. Uruchomienie sygnałów i włączanie lamp odbywa się zapomocą włączników (relais), które zasilane są prądem z sieci tramwajowej.

LITERATURA.

- Podoski Roman, inż.: Tramwaje i koleje elektryczne. 2 tomy. Warszawa 1922.
 Blondel et Dubois: La traction électrique. Paris 1898.
 Maréchal: Les chemins de fer électrique. Paris 1904.
 Dawson: Electric Railways and Tramways. London 1897.
 Trautvetter K.: Elektrische Straßenbahnen und straßenähnliche Vorort- und Überlandbahnen. Berlin 1913.
 Stecewicz I., prof.: „Stroitielnaja czast' tramwajew i wtorstiepiennych żelieznych dorog“. Petersburg 1913.

Koleje miejskie szybkie.

I. Ogólne.

Oznaki charakterystyczne budowy. Charakterystyczną oznaką miejskiej kolei szybkiej (elektrycznej) w przeciwieństwie do tramwajów jest całkowicie niezależne i w innej płaszczyźnie aniżeli ruch uliczny prowadzenie kolei ze specjalnem regulowaniem porządku pociągów możliwie za pomocą samoczynnego systemu sygnałowego z wyprawianiem pociągów ze stacji zamkniętych przez blokade.

Koleje miejskie szybkie buduje się jako nadziemne (na wiaduktach lub wiszące) albo jako podziemne na małej głębokości (poduliczne) lub na

¹⁾ „Zeitschrift f. Kleinbahnen“, r. 1915, str. 541.

większej głębokości w tunelach sklepionych lub jeszcze głębiej jako koleje rurowe.

Przez wzgląd na zdolność przewozową, wobec zazwyczaj silnego ruchu osobowego, koleje te buduje się przeważnie jako dwutorowe.

Dla kolei miejskich szybkich nie są miarodajne normy kolei głównych.

Rodzaj ruchu. Koleje miejskie szybkie służą dla ruchu osobowego; ruch towarowy nie jest stosowany. Pociągi przeważnie jednakowego składu i jednakowej prędkości, następujące po sobie w krótkich odstępach czasu. Skład pociągów: z elektrycznych wagonów motorowych na początku i końcu pociągu i włączonych pomiędzy nimi wagonów dodatkowych.

Jako punkt wyjścia dla określenia jednostki pociągu (1—4 wagony) obiera się przypadająca na jeden pociąg frekwencja pasażerów, podczas najsłabszych godzin dnia. Zmiana pojemności pociągu w dostosowaniu do wahań ruchu przy zastosowaniu jednostki o dwu wagonach motorowych z jednym dodatkowym, łatwa do przeprowadzenia.

Napęd. Koleje miejskie szybkie przeważnie zasilane są prądem stałym o napięciu 650—850 wolt.

Porównanie kolei nad- i podziemnych. Koleje miejskie nadziemne na wiaduktach, jakkolwiek przyjemniejsze dla pasażera wskutek jazdy na powierzchni, są jednak przykre z powodu hałasu, jaki powodują, oraz przez zasłonięcie widoku ulicy; z tego względu są one możliwe tylko na szerokich ulicach. Odchylenie od szlaku ulic pociąga za sobą kosztą wykupu gruntów. O dopuszczalności kolei górnej decyduje zazwyczaj zasada, ażeby linja od grzbietu dachu, wzgl. gzymsu dachowego domu jednej strony ulicy do dolnej krawędzi okna parterowego domu z drugiej strony ulicy, nie przecinała pomostu jezdni kolei nadziemnej.

Koleje wiszące są w tym względzie mniej skrupowane; są one dopuszczalne i na mniej szerokich ulicach swobodniejsze w prowadzeniu linii z powodu dopuszczalności ostrzejszych łuków. Wadą zaś ich są skomplikowane rozjazdy, które pozostawiają pod wzgl. technicznym jeszcze do życzenia.

Koleje podziemne rozróżniamy o trzech sposobach budowy: bezpośrednio pod powierzchnią ulicy leżącą koleją poduliczną, bardzo głęboko leżącą koleją podziemną rurową i zwykłą koleją podziemną o tunelu sklepionym na głębokości pośredniej.

Koleje podziemne poduliczne, jakkolwiek podczas budowy zazwyczaj przerywają ruch uliczny w większym lub mniejszym stopniu, nie sprawiają za to hałasu i nie zasłaniają widoku ulicy, jak nadziemne i dają wygodę pasażerom przez bliskość peronu do powierzchni ulicy. To też miasta dają przeważnie pierwszeństwo kolejom podziemnym podulicznym, mając przytem jednocześnie większą łatwość uniknięcia wykupu gruntów lub domów w razie odchylenia trasy kolei od szlaku ulic.

Koleje podziemne głębsze (o tunelu sklepionym) prawie zupełnie nie są skrupowane szerokością ulicy; wykonanie zaś budowy jest możliwe bez przeszkód dla ruchu ulicznego, a przytem najczęściej bez wszelkiego wykupu gruntów lub domów.

Najmniejsza osiągalna różnica poziomu pomiędzy powierzchnią ulicy i peronami wynosi:

przy kolejach nadziemnych	6 m
„ „ wiszących	4,6 m
„ „ podulicznych	3,5 m.

Koszta budowy kolei nadziemnych są mniejsze, aniżeli podziemnych, zwłaszcza kolei wiszących. Koszta kolei podziemnych bardzo uzależnione od trudności wykonania wymaganych robót dodatkowych: jak przekładanie kanalizacji i innych przewodów, budowa syfonów, oraz od poziomu wód gruntowych.

II. Prowadzenie linii.

Linje poszczególne. Koleje miejskie szybkie prowadzą z jednego punktu miasta do drugiego drogą najkrótszą, możliwie prostą. Obejścia są dopuszczalne tylko dla omińnięcia zabudowań temu przeskadzających.

Jeżeli na to pozwalają warunki miejscowe, koleje miejskie szybkie winny być budowane jako linje średnicowe i powinny łączyć ze sobą główne węzły ruchu śródmiejskiego, przechodząc szlakiem głównych arteryj komunikacyjnych miasta.

Odległość linii równoległych w śródmieściu nie powinna być mniejsza, aniżeli wybrana dla tej dzielnicy odległość przystanków.

Skrzyżowania dwóch różnych linii w jednym poziomie niedopuszczalne.

Szerokość toru dla kolei miejskich szybkich stale normalna (1435 mm).

Obrysie zależy od wymiarów taboru; wysokość obrysu ponad główką szyny przeważnie 3,3—3,5 m. Szerokość wagonu należy wybierać dostateczną, gdyż od tego zależy zdolność przewozowa kolei. Szerokość wagonu 2,3 m pozwala na dyspozycję trzech miejsc siedzących obok siebie i środkowe przejście. Przy szerokości zaś 2,6 m możliwe są cztery miejsca siedzące obok siebie. Szerokość obrysu winna z obu stron posiadać przynajmniej po 0,2 m luzu od pudła wagonowego.

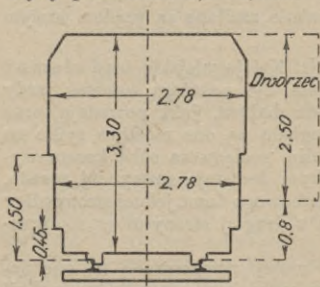


Fig. 398.

Ograniczenia tych wymiarów dla kolei podziemnych o tyle są ważne, o ile nie powodują niedogodności dla pasażerów i trudności w budowie wagonów.

Obrysie berlińskiej kolei podziemnej widoczne jest z fig. 398.

Odległość torów i szerokość podtorza. Odległość torów na szlaku prostym conajmniej równa szerokości obrysu. Przy dyspozycji słupów środkowych odległość torów należy powiększyć o szerokość słupów.

Przy określeniu szerokości podtorza pamiętać o ścieżkach dla służby drogowej. Ścieżka o szerokości 0,5—0,6 m w tunelach ze środkowymi słupami przypada pomiędzy torami, zazwyczaj zaś z obu stron toru. Stąd przy szerokości wagonu 2,6 m, odległość torów 3—3,6 m w zależności od tego, czy ścieżka leży pomiędzy torami, czy zewnątrz torów; całkowita zaś szerokość podtorza 6,6, wzgl. 7,0 m.

Pochyłości 25‰ (1 : 40) zupełnie możliwe, zaś 50‰ (1 : 20) dopuszczalne (przy trakcji elektrycznej), jeżeli przez nie ułatwione jest przejście z kolei podziemnej w nadziemną lub też układ skrzyżowań.

Silniejszych pochyłości niż 25‰ dla jazdy pod górę należy unikać.

Łuków poniżej 200 m promienia należy na szlaku możliwie unikać, poniżej zaś 125 m promienia całkowicie zaniechać.

Opór trakcji. Opór pociągu, złożonego z wagonów motorowych na prostej poziomej linii, można obliczyć z wzoru Francka, w którym opór całkowity rozłożony jest na opór zasadniczy i opór powietrza.

Opór zasadniczy w kg :

$$w_1 = 2,5 G,$$

gdzie G = oznacza wagę pociągu w tonnach.

Opór powietrza w kg :

$$w_2 = F \cdot 9,45 \frac{V^2 \text{ km/godz.}}{1000},$$

wielkość F w m^2 określa się z wzoru

$$F = F_1 + 0,32n + 0,015G,$$

gdzie F_1 — powierzchnia czołowa pierwszego wagonu w m^2 ,
 n — ilość następnych wagonów,
 G — waga pociągu w tonnach.

Przy jednotorowym tunelu opór powietrza się zwiększa. Wielkość oporu zależy od wzajemnego stosunku przekroju wagonu do przekroju tunelu.

III. Tabor.

Wagony stałe z przejściem wewnątrz, na dwuosioowych wózkach obrotowych i o możliwie dużej ilości (2—3 z każdej strony) drzwi bocznych, rozsuwanych w podłużnych ścianach wagonu. Siedzenia poprzeczne na kolejkach nadziemnych przyjemniejsze, na podziemnych zaś niecelowe. Dość duża przestrzeń na miejsca stojące w pobliżu drzwi niezbędna. Rzut poziomy wagonów patrz fig. 399, 400 i 401.

Szerokość wagonu (patrz „Obrysie“, str. 302) stopniowo dochodzi do 3,1 m. Długość wagonów początkowo 12 m, stopniowo dochodzi do 20 m. Całkowita wysokość 3,1—3,3 m.

Podła wagonowe z żelaza. Odległość osi wózków obrotowych 1650 do 2000 mm. Odległość środka wózków obrotowych 6—8 m.

Na 1 m długości pociągu przypada przy 2,6 m szerokości wagonu 7 miejsc, przy 3,1 m szerokości wagonu — 9 miejsc. Na jedno miejsce siedzące potrzeba 0,4 m^2 , na jedno stojące 0,25 m^2 .

Waga wagonu motorowego na jedno miejsce wynosi 700—800 kg, dla wozu dodatkowego 300—400 kg. Obciążenie osi wagonów motorowych przeważnie 6—7 tonn, osi zaś potocznych wagonów dodatkowych 4—5 tonn.

IV. Budowa wierzchnia i jezdni.

Wierzchnia. Ze względu na obciążenia (patrz fig. 402) należy wybierać szynę o wadze 30—50 kg na 1 m b.; odległość podkładów poprzecznych średnio 60—75 cm.

Statyczne obliczenie budowy wierzchniej według zasad, podanych w dziale „Budowa i utrzymanie toru“, str. 180 i n.

Podłoże winno być z najlepszego tłucznia.

Układ budowy jezdni. (Porównanie różnych sposobów budowy.) Na fig. 403 pokazane są różne układy budowy kolei szybkich w poprzeczny przekroju ulicy.

Koleje nadziemne na terenie własnym buduje się przeważnie na sklepionych wiaduktach. Wiadukt sklepiony zazwyczaj wypada drożej niż nasyp ziemny pomiędzy dwoma ścianami oporowymi, jednakże ten sposób budowy bywa często stosowany, gdyż przez wykonanie wiaduktu powstają pomieszczenia do wykorzystania.

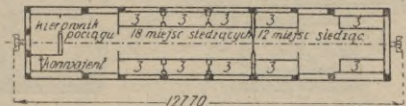


Fig. 399.

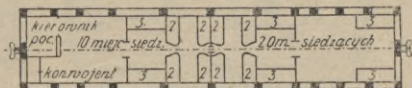


Fig. 400.

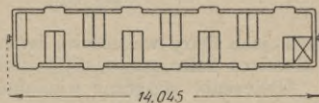


Fig. 401.

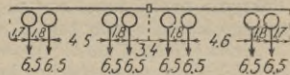


Fig. 402.

Dla kolei nadziemnych, które prowadzone są na środkowym pasie szerokiej ulicy, stosowane są konstrukcje żelbetowe lub też możliwie mało zasłaniające widok ulicy, konstrukcje żelazne.

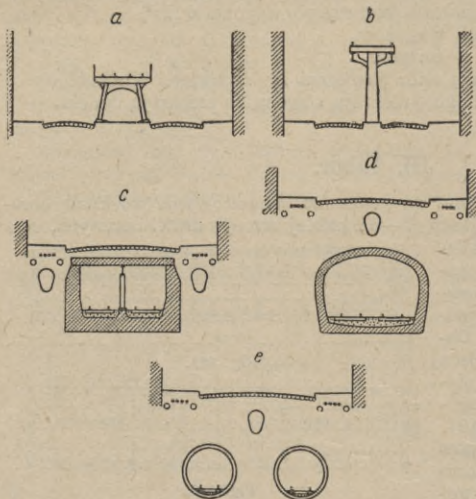


Fig. 403.

strukcjach filary wahadłowe bramiaste. — Jezdnia nieprzepuszczająca wody i tłumiąca hałas.

Obliczenie statyczne wiaduktów na zasadach przyjętych dla kolei głównych.

Koleje wiszące (typu Langen'a). Szyna jezdna spoczywa na podłużnych dźwigarach dwuteowych. Wagony wiszą na szynie jezdnej na dwukółkowych wózkach obrotowych, przyczem rama wózka obrotowego obchwytuje szynę i dźwigar szynowy z takim luzem, że dwukrzyżowe koła nie mogą się unieść ani spaść z szyny; przy jeździe na łukach wagony odchylają się swobodnie. Wykonane jako kolej miejska dotąd tylko w Vohwinkel-Elberfeld-Barmen. Dźwigary na podporach wahadłowych bramiastych, rozstawionych w odległościach co 20—30 m. Jarzma stałe zakotwione co 200—300 m dla przejścia sił podłużnych.

Koleje podziemne. Przekroje poprzeczne kilku kolei podziemnych widoczne są z fig. 404.

Koleje podziemne poduliczne bezpośrednio pod powierzchnią ulicy. Pokrycie ponad tunelem (od powierzchni jezdnej ulicy do górnego zewnętrznego kantu stropu tunelu) co najmniej 70 cm.

Ściany i spód tunelu przeważnie z betonu. Strop zw. płaski żelbetowy lub sklepiony (z cegły lub betonu) między dźwigarami. Przy dwutorowych tunelach dźwigary poprzeczne również podparte zapomocą podłużnych podciągów na słupach żelaznych, umieszczonych między torami (fig. 404 h).

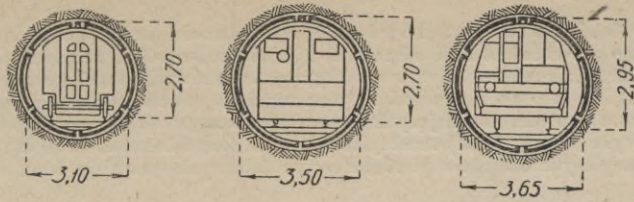
Koleje podziemne ze stropem sklepionym tunelu możliwe, jeżeli pomiędzy górnem ograniczeniem prześwitu i powierzchnią ulicy co najmniej 1,5 m (patrz fig. 405) w zależności od urządzeń kanalizacyjnych, oraz głębokości, na jakiej się znajdują wody gruntowe.

Przy zagłębieniu tunelu w wody gruntowe nieodzowne w ścianach i spódzie (często i w sklepieniu) tunelu osłony z kilku warstw tektury smołowej z obu stron dobrze posmarowanych smołą, całkowicie osłonięte murem lub betonem i nigdzie nieprzebite przez części żelazne.

Odległość podłużna podpór kolei nadziemnej bywa 10—25 m, w zależności od wysokości wiaduktu i głębokości, na jakiej znajduje się grunt stały.

Dźwigary podłużne najlepiej jako belki kratowe lub blachownice; całość w formie wysmukłej i spokojnej. Odpowiednia waga żelaza 1,2—1,8 tonn na m b.

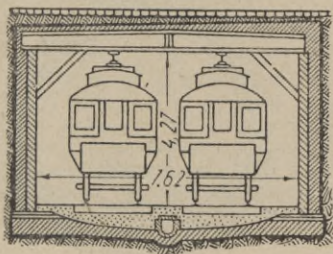
Siły poziome przenosi się na filary kamienne, ustawione na skrzyżowaniach ulic, które należy przejść możliwie jednym przesłem mostowym, lub też do oddzielnych filarów stałych; pozatem w nowszych konstrukcjach



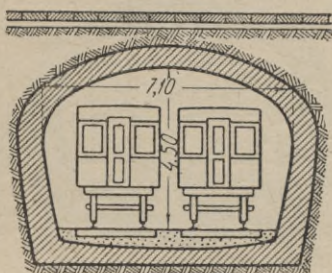
a)

b)

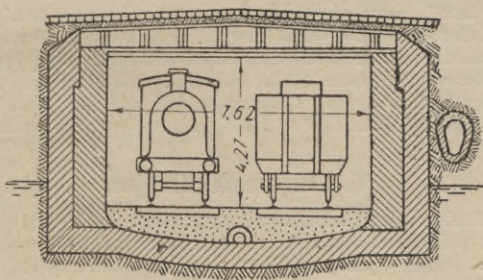
c)



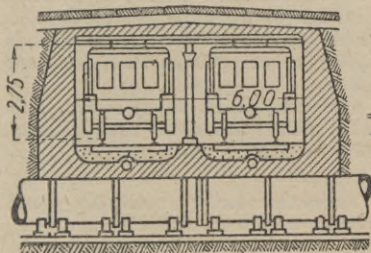
d)



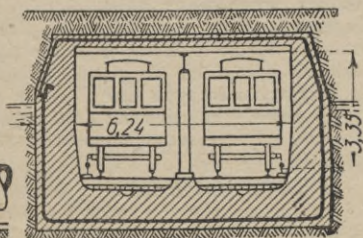
e)



f)



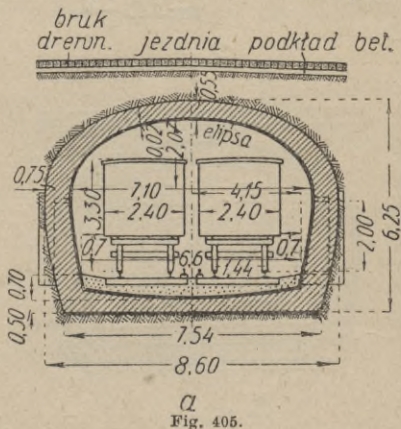
g)



h)

Fig. 404.

Koleje podziemne rurowe na dużej głębokości (do 25 m) w celu łatwiejszego prowadzenia linii niezależnie od kierunku ulic i urządzeń podziemnych (jak kanalizacyjnych, wodociagowych, gazowych, fundamentów domów etc.) lub jako podejścia pod korytem rzeki, dopuszczalne tylko w warstwach gruntu stałych, nie dających obawy opuszczenia się gruntu wskutek budowy tunelowej. Każdy tunel tylko na jeden tor; osłona tunelu złożona z poszczególnych odcinków pierścieniowych żeliwnych (patrz fig. 406).



Średnica tuneli rurowych (patrz fig. 404) w świetle pomiędzy kantami kolnierzów osłon żelaznych pierścieniowych co najmniej 3,20 m.

Duża różnica poziomu pomiędzy ulicą i peronami stacyjnymi wywołuje potrzebę zastosowania podnośników (dźwigów) dla pasażerów, co zwiększa kosztą budowy i eksploatacji. Duża głębokość utrudnia również wentylację i powiększa niebezpieczeństwo w razie pożaru (wyjścia ratunkowe wskazane).

V. Urządzenia stacyjne.

Stacje pasażerskie: Układ torów. 1. Stacje pośrednie (przejazdowe). Na stacjach pośrednich linja dwutorowa zazwyczaj prowadzona jest bez zmiany przez stację; zjazdy międzytorowe służą dla objazdu w razie zamknięcia jednego toru. Na niektórych stacjach — jeden tor zapasowy dla odstawiania uszkodzonego pociągu.

2. Stacje końcowe. W zależności od warunków lokalnych. a) Układ czołowy, wymagający najmniej miejsca, lub b) w formie pętlicy (promień nie mniej niż 30 m) możliwe na placach lub przez objazd bloku zabudowanego. Stacje końcowe w formie pętlicy są przeważnie tam stosowane, gdzie nie przewiduje się przedłużenia linii.

Przy wyborze typu stacji należy mieć wzgląd na dalszy rozwój linii; z tego powodu zakończenia kolei szybkiej należy traktować jako urządzenia czasowe, gdyż z rozwojem miasta również i linje kolei stopniowo przedłuża się.

Układ peronów. Perony położone nazewnątrz torów umożliwiają prostolinijne przeprowadzenie torów bez odchyień osi ich na stacjach i pozwalają na łatwe przedłużanie peronów w miarę rozwoju ruchu i wywołanego tem położenia jednostek pociagowych. W ulicach wąskich dojścia do peronów zarówno przy kolei nad-, jak i podziemnej są prostsze i mogą prowadzić bezpośrednio z chodników ulicznych.

Perony położone wewnątrz torów (perony środkowe, t. zw. wysepkowe) dają oszczędność na obsłudze stacyjnej. Cała szerokość stacji wypada nieco mniejsza. Peron międzytorowy pociąga jednak za sobą rozsuniecie osi torów, przez co budowa podtorza zajmuje więcej miejsca na ulicy; przy kolei nadziemnej pociąga to za sobą pewne konsekwencje, gdyż dla konstrukcji dźwigającej wynikają większe nieregularności. Przy kolejach podziemnych rurowych przeważnie perony międzytorowe wobec prowadzenia każdego toru w oddzielnym tunelu.

Celowa jest jednostajność układu peronów w obrębie jednej linii.

Długość peronów nieco większa aniżeli jednostek pociągowych. Na kolejach nadziemnych perony kryte są na $\frac{1}{2} - \frac{5}{4}$ długości pociągów.

Użyteczna szerokość peronów wynosi: przy peronach zewnętrznych 3—4 m, przy peronach między torami 5—7 m.

Dojścia do peronów (schody): krótkie, przejrzyste, prostolinijne, pokryte i takie, ażeby kierunek prądu publiczności nie krzyżował się. Najlepiej całkowicie oddzielne wejście i wyjście (fig. 407).

Szerokość schodów doprowadzających do peronów zależna od frekwencji; przy wykorzystaniu w jednym kierunku 2,5 m, w dwóch kierunkach zaś ze środkową barjerą rozdzielającą 5—8 m (wyjątkowo) szerokości. Co do celowości barjery rozdzielającej zdania są podzielone. Wylot schodów najlepiej bezpośrednio na chodnik uliczny.



Fig. 407.

Przy różnicy poziomu pomiędzy powierzchnią ulicy i peronem do 9 m wystarczają zwykle schody; przytem hale z okienkami nadawczemi dla sprzedaży biletów mieszczą się w połowie wysokości schodów. Przy większych różnicach poziomów obok zwykłych schodów stosowane są schody ruchome. Przy różnicy wysokości ponad 12 m podnośniki (bez oddzielnej za to zapłaty), oprócz tego schody na wypadek przerw w ruchu. Przy zastosowaniu podnośników sprzedaż biletów w poziomie ulicy.

Stacje oporzędze, warsztaty i magazyn. Dla ułatwienia i zmniejszenia kosztów rewizji stacje oporzędze dla kilku linii, a nawet dla całej sieci bywają połączone w jednym punkcie. Z powodu wymaganego na ten cel dużego terenu z natury rzeczy muszą być lokowane w dzielnicach zewnętrznych miasta. Przy dłuższych liniach oprócz tego urządza się pomniejsze stacje oporzędze na stacjach krańcowych w celu uniknięcia przebiegu pustych wagonów. Zarówno dla kolei nad-, jak i podziemnej stacje oporzędze urządza się w poziomie terenu w celu zmniejszenia kosztów budowy.

Z budynków na stacji oporzędzej są konieczne:

Domek nastawczy ze stacyjnym pomieszczeniem służbowym; wozownia (remiza), przy której dołączone są warsztaty podręczne, pomieszczenia dla obsługi pociągowej, pucierów i pracowników warsztatowych; magazyn; budynek dla administracji; klozety; urządzenia ogrzewania centralnego.

Budynek dla administracji zawiera też pomieszczenia dla majstra wagonowego i warsztatowego. Pomieszczenia dla pozostałej służby, jak szatnia, jadalnia, umywalnia i kąpiele, mogą być urządzone albo w różnych miejscach stacji oporzędzej jako samodzielne budynki lub też jako dobudowa przy remizie lub połączone w jednym budynku.

Magazyn na materiały warsztatowe buduje się jako obszerny kilkopiętrowy budynek z połączeniem kolejowym, podjazdem dla wozów i windą. Obszerna piwnica pod magazynem lub oddzielny budynek na smary.

Remiza musi być całkowicie ogniotrwała bez użycia drzewa lub żelaza nieosłoniętego, więc albo z żelaza osłoniętego (w murze), albo

z żelbetu. Odległość torów w remizie 4,5—5,5 m. Doły rewizyjne zaleca się na całej długości remizy.

Ze względu na pobliskie warsztaty główne urządzenia warsztatu na stacji oporzędziej są znacznie ograniczone. Tory ustawcze wagonowe w warsztatach głównych winny pomieścić 7—8% całego taboru wagonowego. Bezpośrednie połączenie torów eksploatacyjnych z torami warsztatów głównych nie jest konieczne; mogą one być udostępniane przez tor wyciągowy lub przesuwnicę.

Odległość przystanków w śródmieściu 600—700 m; w dzielnicy zaś handlowej, zwłaszcza, jeżeli kolej szybka ma zastąpić komunikację w poziomie ulicy, należy odległość przystanków celowo zmniejszyć na 500—600 m (wyjątkowo do 400 m).

Nazewnątrz miasta odległość przystanków zwiększa się stopniowo, dochodząc w dzielnicach zewnętrznych, graniczących ze śródmieściem do 700—800 m, dalej zaś nazewnątrz miasta w dzielnicach o zabudowaniu rozrzuconem do 900—1000 m, a nawet do 1500 m.

Przystanki o ile możliwości na placach i skrzyżowaniach ulic o dużym ruchu, wogóle w głównych punktach ruchu z możliwie małą różnicą poziomu pomiędzy ulicą, a peronem. Powinny znajdować się nie na łukach, lecz na linii prostej.

VI. Ruch.

Przyspieszenie przy ruszaniu i zwolnienie przy hamowaniu. Średnie przyspieszenie przy ruszaniu w granicach 0,5—0,67 m/sek.², zwalnianie przy hamowaniu max. 1 m/sek.². W celu zwiększenia prędkości jazdy przyspieszenie przy ruszaniu na kolejach podziemnych często wspomagane położeniem stacji w punktach wierzchołkowych profilu podłużnego.

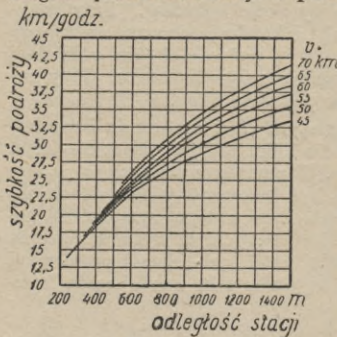


Fig. 408.

Prędkość jazdy. Maksymalna prędkość jazdy 40—50 km na godzinę, średnia pomiędzy przystankami około 35, handlowa zaś, włączając postój na przystankach, 25—30 km/godz.

Zależność pomiędzy odległością przystanków, prędkością jazdy i prędkością handlową wykazuje fig. 408 przy przyspieszeniu przy ruszaniu 0,5 m/sek.², zwalnianiu przy hamowaniu 1,0 m/sek.² i postoju na przystankach 25 sek. (przy zastosowaniu celowo zbudowanych wagonów).

Największa gęstość pociągów. Zużycie czasu na przystankach przez dojazd, postój (25 sek.) i odjazd, conajmniej 100 sek., zatem najw. osiągalna gęstość pociągów ok. 2 min. Normalna odległość pociągów nie więcej niż 5 min. Rozkład jazdy na kolejach miejskich szybkich (w śródmieściu) może się zatem wahać od 2 do 5 min.

Sygnalizacja i urządzenia zabezpieczające. Duża prędkość jazdy i krótkie odstępy pociągów wymagają koniecznie stosowania całkowicie samoczynnych urządzeń zabezpieczających prawidłowość ruchu.

Na kolejach miejskich szybkich wymagany jest kompletny system blokowy i doskonałe urządzenia sygnałowe. Wszystkie stacje winny być zaopatrzone w sygnały wjazdowe i wyjazdowe. Zwrotnice i sygnały poruszane elektrycznością lub powietrzem ścięśnionem; w tem ostatniem przy rozrządzaniu elektrycznem. Sygnały optyczne: na szlaku otwartym jako semafony (sygnały ramienne). W tunelach stosowane sygnały świetlne (czerwone i zielone).

Przy blokadzie obsługiwaney ręcznie daje się przeprowadzić gęstość pociągów co 2 min., przy samoczynnej co 1½ min., przyjmując czas postoju pociągu na stacji 25 sek.

Stacje pomiędzy sobą, a zwłaszcza obie sąsiednie, winny mieć połączenie telefoniczne. Dla kolei podziemnych są oprócz tego konieczne dobre urządzenia alarmowe i ratunkowe na wypadek pożaru.

VII. Koszta budowy.

Przybliżone cyfry kosztów budowy (z czasów przedwojennych w Niemczech) wedle G. Schimpffa¹⁾ (przeliczone na złote):

	Koszta budowy podtorza w zł/km	Koszta budowy przystanków jako dodatek do kosztów poprzedniej rubryki zł
1. Wiadukt sklepiony	900.000—1,500.000	300.000— 430.000
2. " żelazny:		
a) w ulicy	1,200.000—1,900.000	250.000— 370.000
b) z mostem o dużej rozpiętości	3,000.000—6,000.000	—
3. Wiadukt kolei wiszącej	1,100.000—1,500.000	300.000— 430.000
4. Kolej w tunelu sklepionym	1,200.000—5,000.000	600.000— 950.000
5. Kolej poduliczna:		
a) na środkowym pasie szerokiej ulicy	2,400.000—3,700.000	500.000— 700.000
b) w wąskich ulicach	5,000.000—7,500.000	—
c) dodatek w razie wód gruntowych	2,400.000—5,000.000	750.000—1,000.000
6. Kolej w tunelu głębokim	3,700.000—6,000.000	1,000.000—1,500.000

Koszta urządzeń na kilometr (również wzięte z czasów przedwojennych w Niemczech i przeliczone na złote):

1. Budowa wierzchnia	100.000—125 000	złotych
2. Urządzenia zabezpieczające	30.000— 95.000	"
3. Elektrownia	180.000—370.000	"
4. Doprowadzenie prądu	90.000—190.000	"
5. Warsztaty i remizy	90.000—190.000	"
6. Tabor	370.000—670.000	"

Koszta placów przytem nie są uwzględnione.

Petersen podaje regułę (odnoszącą się do warunków przedwojennych w Niemczech) następującą: ażeby kolej dawała dochód, powinna wypaść ilość pasażerów, przewieziona w ciągu roku na kilometr, conajmniej równa kosztom budowy w markach (niem. przedw.).

LITERATURA.

- Hervieu: Le chemin de fer metropolitain municipal de Paris. Paris 1903.
 Gerlach: Die elektrische Untergrundbahn der Stadt Schöneberg Berlin 1911.
 Kemmann: Die Entwicklung der städtischen Schnellbahnen seit Einführung der Elektrizität. Düsseldorf 1914.
 Macholl: Profilstaltung bei Untergrundbahnen. Berlin und München 1914.
 Musil: Die Schnellbahnen der Vereinigten Staaten von Amerika. Wiesbaden 1913.
 Schimpf: Die städtischen Verkehrsmittel. Berlin 1921.

¹⁾ „Wirtschaftliche Betrachtungen über Stadt- und Vorortbahnen.“

Koleje strome.

I. Koleje zębate.

Ustrój ogólny. W osi toru z gładkimi szynami ułożona jest szyna zębata, o którą zaczepiają ząbcone koła pędowe lokomotywy lub wozu motorowego. W ten sposób umożliwia jest pokonywanie spadków, nie osiągalnych na kolejach adhezyjnych.

Istnieją koleje wyłącznie zębate, posiadające szynę zębatą na całej długości i koleje z ruchem mieszanym, mające naprzemian szlaki adhezyjne i zębate.

Ruch przeważnie parowy, ale stosowana i trakcja elektryczna.

Na kolejach wyłącznie zębatych pociąg składa się z lokomotywy i 1—3 wozów, albo z jednego wozu motorowego i jednego doczepionego. Lokomotywa zawsze od dołu dla bezpieczeństwa i ochrony sprzęgieł. Wozy zw. nie sprzęgnięte z lokomotywą, chyba na bardzo zmiennych spadkach. Chyżość jazdy 6—12 km/godz., zw. ok. 9 km/godz. Szerokość toru najwłaściwsza 1000 mm; stosowana dawniej 800 mm okazała się zbyt mała. Najmniejsze promienie 60—80 m, lepiej 80 m. Zaleca się stosowanie jednego promienia dla wszystkich łuków, a przynajmniej niewiele rodzajów, celem zmniejszenia ilości różnych części zapasowych. Poszerzenie toru tylko w tych łukach, gdzie zwykła gra między rąbkami kół i szynami nie wystarcza, najwyżej 14 mm, celem zapewnienia należytego odstępu między płaszczyznami bocznymi szyn i kół zębatych. Zaleca się stosowanie przechyłki toru i krzywej przejściowej, jak na kolejach adhezyjnych. Spadki na torze o szerokości normalnej, gdy przechodzą nań wozy kolei głównych, nie ponad 100‰; gdy wozy kolei głównych nie przechodzą (więc i na wąskim torze) nie ponad 250‰ przy szynie z pionowemi zębami. Przy szynie z zębami poziomymi (system Lochera) dopuszczalne spadki większe. Wyokrąglenie załomów spadków promieniem 500—1000 m.

Na kolejach z ruchem mieszanym chyżość na szlakach zębatych 7—15 km/godz., najczęściej 9—12 km/godz., na szlakach adhezyjnych 15—45 km/godz., zw. 25—30 km/godz. Stosunek spadków 1:2 do 1:3, średnio 1:2,5.

Odpowiedni stosunek spadku na szlaku zębatym s_z do spadku szlaku adhezyjnego s_a określa wzór

$$s_z = c s_a + (c w_0^a - w_0^z), \text{ gdzie}$$

$$c = \frac{w_0^z + s_z}{w_0^a + s_a},$$

przyczem w_0^a i w_0^z = współczynniki oporu ruchu na torze prostym i poziomym szlaku adhezyjnego i zębatego.

Średnie wartości w_0^z : dla lokomotywy 16—30 kg/t, dla wagonów 4—8 kg/t; c waha dla istniejących lokomotyw dla ruchu mieszanego między 1,5 i 2,5, przeważnie nieco większe od 2,0.

Wyokrąglenie załomów spadków na szlakach adhezyjnych promieniem 2000 m. U podnóża szlaków zębatych trzeba przedstawiać lokomotywę na tył pociągu. Uniknąć można tego przedstawiania na początku szlaków zębatych przez zastosowanie trójkątów łukowych, a w punktach szczytowych między dwoma szlakami zębatymi zapomocą ostrych zwrotów. Szerokość toru normalna, gdy mają przechodzić wozy kolei głównych, zresztą 1000 mm. Krzywizny przy torze normalnym na szlakach adhezyjnych 240—180 m, na zębatych 280—180 m, przy torze wąskim 150—80 m.

Podtorze. Koniecznym warunkiem stałość i znaczna wytrzymałość; ważne dobre odwodnienie. Przejazdy w poziomie szyn dopuszczalne, lecz

nie zalecane; przez założenie otwartych kanałów pod szyną zębatą należy zapobiegać zanieczyszczeniu szyny zębatej na przejazdach.

Tor. Ułożenie toru w żwirówce z dobrego tłuczniwa, przepuszczalnego i nie wytwarzającego pyłu. Grubość jej co najmniej 200 mm pod podkładami. Szeroka żwirówka, ujęta obustronnem obmurowaniem, stawia skuteczny opór wędrowce toru nawet na silnych spadkach. Podkłady żelazne lepsze od drewnianych. Na spadkach ponad 100‰ zaleca się podłużne połączenie podkładów. Migracji toru zapobiec można przez zakotwienie. W odstępach co 50—100 m wpuszczone w podtorze bloki betonowe, a w nich kawałki szyn długie 1,0 m, tak, że górny koniec szyny opiera się o dolne ramie podkładu. W ten sposób przesunięcie toru jest uniemożliwione, przyczem pionowe ruchy toru nie doznają żadnej przeszkody. W każdym przekroju dwie takie podpory symetrycznie względem osi toru. Ubezpieczenie to wystarcza do 250‰. Przy większych spadkach wykonujemy podtorze murowane z silnym zakotwieniem toru.

Szyna zębata. a) Szyna Riggembacha ma kształt drabiny. Zęby o przekroju trapezowym, osadzone w ścianie kształtowników Γ i zanitowane na zimno. Odstęp zębów (80)—100 mm. Długość szyny 3,0—3,5 m, celem uzyskania małej zmienności wymiaru szpary stykowej i ułatwienia transportu. Górna krawędź wzniesiona 50—90 mm ponad szyny toru gładkiego celem ochrony przed kurzem i ułatwienia konstrukcji rozjazdów. Wysoka szyna ułożona wprost na podkładzie (fig. 409), niska za pośrednictwem siodełek (fig. 410).

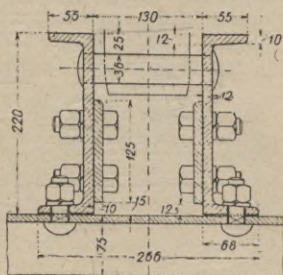


Fig. 409.

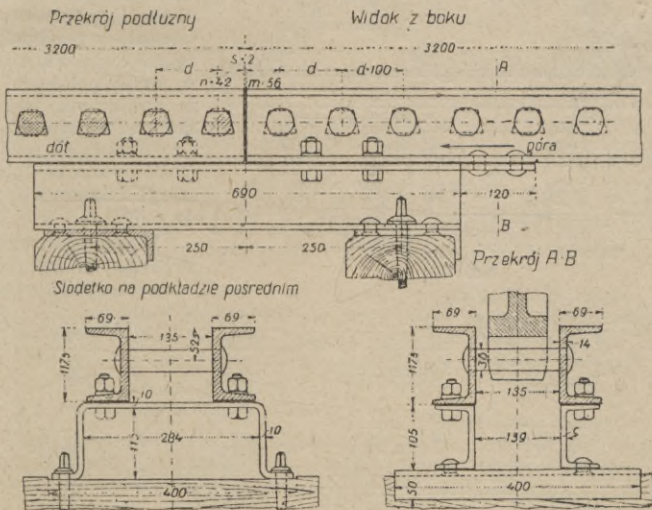


Fig. 410.

b) Szyna Struba (fig. 411) ma wysoką główkę, w której wycięte są zęby. Zalety: prostota; łatwość wiązania silnymi łubkami; łatwe i silne związanie z podkładami; główka szeroka, więc zęby dostatecznie szerokie

przy stosunkowo nieznacznej ciężarze szyny; łatwość zastosowania kleszczy, nie dopuszczających do wytoczenia się koła zębatego na szynę.

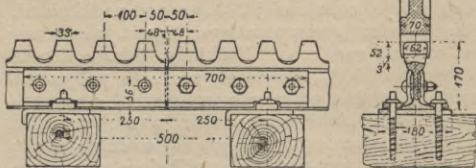


Fig. 411.

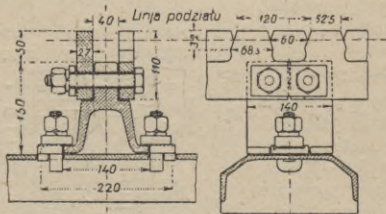


Fig. 412.

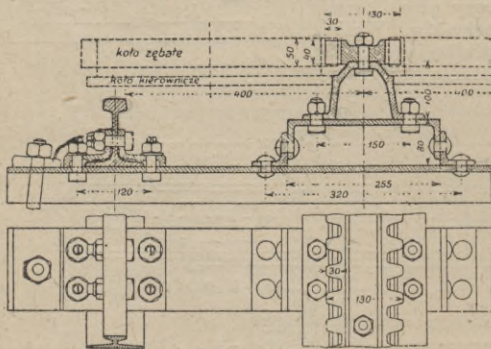


Fig. 413.

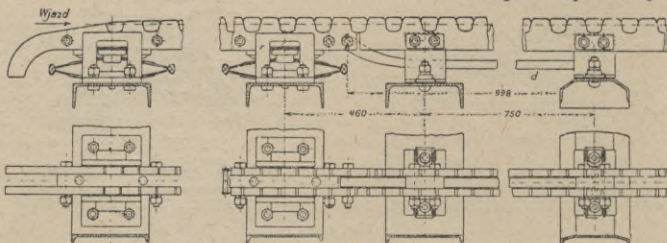


Fig. 414.

zębata, ułożoną sprężysto (fig. 414) z zębami stopniowo zewężającymi się i coraz wyższymi. W ten sposób zaczepienie zębów koła i szyny nastąpi pewnie i łagodnie.

c) Szyna Abta (fig. 412), zbudowana z dwóch, niekiedy z trzech blach płaskich z wyciętymi zębami, osadzonych w stołeczkach. Zęby poszczególnych blach przedstawione o $\frac{1}{2}$, wzgl. o $\frac{1}{3}$ szerokości zęba.

Koło zębata posiada również obręcz złożoną z 2 lub 3 pasów ząbionych z zębami przedstawionymi. Korzyść w rozdziale ciśnienia na większą ilość zębów, które wskutek tego mogą być drobniejsze, więc ruch spokojniejszy.

d) Szyna Lochera (fig. 413). Płyta stalowa z wyciętymi obustronnie poziomymi zębami, przymocowana do trapezowego podkładu podłużnego, a ten kątownikami związany z podkładami poprzecznymi. Obustronne poziome koła zębata umocowane siłnie w swem położeniu tak, że wykluczone jest wyskoczenie zębów. Nadaje się do wielkich spadków (zastosowana na kolei na szczyt Pilatusa w spadku do 480‰).

Wjazd z toru adhezyjnego na zębata zabezpieczony krótszą szyną

Połączenia torów. Na kolejach o ruchu mieszanym rozjazdy wyłącznie w torach adhezyjnych. Połączenia torów kolei zębatach uskuteczniają dawniej zapomocą przesuwnic. Obecnie powszechnie rozjazdy z szyną zębatą stałą lub ruchomą, w miejscach skrzyżowania z szynami gładkimi. W pierwszym wypadku szyna zębata doznaje przerwy, a dla utrzymania ciągłości w zaczepianiu zębów potrzebna większa ilość kół zębatach; w drugim przypadku ciągłość szyny zębatej uzyskuje się przez ułożenie ruchomych kawałków, stykających się nad szyną gładką i związanych z przyrządem zwrotniczym. Promienie łuków na rozjazdach 80—180 m.

Pojazdy. Lokomotywy kolei wyłącznie zębatach stosunkowo lekkie, z mechanizmem pędowym uruchamiającym tylko koła zębate. W tym wypadku szyna zębata potrzebna wszędzie, a więc w remizach, na przesuwnicach i na obrotnicach. Ilość kół zębatach 1—3. Przy jednym kole stałe osobne koło zębate do hamowania. Przy napędzie elektrycznym korzystny na kolejach wyłącznie zębatach prąd zmienny wobec stałej szybkości jazdy, ale częściej stosowany prąd stały z powodu łatwości urządzenia przewodów nadziemnych. Lokomotywy kolei o ruchu mieszanym otrzymują znaczny ciężar i osobne mechanizmy pędowe: adhezyjny i zębate.

Lokomotywy otrzymują zwykle trzy niezależne od siebie hamulce, z tych jeden automatyczny. Ustroje: hamulce na koła zębate w postaci opaski lub klocka, naciskających na tarczę hamulczą, osadzoną na osi koła; sanki hamulcze; hamulce powietrzne i z odwrotnym ciśnieniem: cylinder parowy pracuje jak pompa powietrzna; hamulce elektryczne: motor wytwarza prąd. Automatyczne hamulce: zaczynają działać przy przekroczeniu dozwolonej chyżości najczęściej pod wpływem siły odśrodkowej; przy lokomotywach elektrycznych równoczesne przerwanie prądu.

Wozy zwykle lekkie, opatrzone zwykłymi hamulcami klockowymi, działającymi na obręcz koła, prócz tego przy niektórych cięższych wozach jeszcze hamulec ręczny, działający na koło zębate.

Wpływ spadku na wielkość oporu w kg/t : $1000 \sin \alpha$, jeśli α oznacza kąt nachylenia toru do poziomu.

Nacisk P na ząb przy jeździe pod górę równa się całkowitemu oporowi ruchu

$$W = (L + Q) (w_0 + \sin \alpha),$$

zaś przy jeździe w dół średniej sile hamowania B :

$$B \text{ kg} = 1000 (L + Q) \left(\frac{3v}{2gt} + \sin \alpha \right),$$

przyczem L oznacza ciężar lokomotywy, Q ciężar wozów w tonnach, v szybkość jazdy w m/sec , g przyspieszenie ziemskie, t czas trwania hamowania w sekundach.

Koło zębate usiłuje wytoczyć się na szynę zębatą z siłą, zależną od nacisku zęba, od kąta pochylenia bocznych ścian zęba i od kąta tarcia. Przeciwdziała temu odp. obciążenie osi zębatej, określone wzorem

$$Z = P \frac{\cotg(\beta - \varphi)}{\cos \alpha},$$

przyczem β oznacza kąt nachylenia bocznych powierzchni zęba w szynie do linii podziału zębów, a φ kąt tarcia między zębami, wynoszący 6—14°, zależnie od stopnia zanieczyszczenia zębów.

Przy zbyt małym obciążeniu osi zębatej (na wielkich spadkach) ubezpieczamy ruch przez zakotwienie pojazdu.

II. Koleje linowe terenowe.

Stosowane wyłącznie dla ruchu osobowego i bagażowego. Ruch zazwyczaj dwustronny, tj. jeden wóz wyjeżdża pod górę, a drugi zjeżdża na dół.

Nadmiar siły pociągowej wozu, staczającego się w dół, służy do wyciągnięcia drugiego wozu pod górę. Największa dozwolona szybkość 1,2—2,5 m/sek. (tem mniejsza, im większy spadek).

Siła popęduwa: a) Balast wodny w wozie zjeżdżającym na dół. Wymaga szyny zębatej z hamowaniem koła zębatego celem regulowania chyżości; wozy są ciężkie; dostarczenie wody niejednokrotnie uciążliwe; napełnianie zbiornika wodą zabiera dużo czasu. Dlatego częściej stosowany:

b) Popęd mechaniczny, działający na tarczę w stacji górnej, na którą nawinięta jest wielokrotnie lina, celem uzyskania dostatecznego tarcia.

Zwykle jeden wóz na każdym końcu liny, stale do niego przyczepiony. Niekiedy przed wozem głównym wóz doczepiony.

Trasa dawniej wyłącznie prosta. Obecnie stosowane nieliczne krzywizny (1 lub 2 łuki), które przy należytych stosunku między grubością liny, a wymiarami rolek nie sprawiają trudności ani zwiększenia kosztów. Ważne należyte wykształcenie profilu podłużnego. Właściwie dla każdej trasy jest tylko jeden teoretycznie najlepszy profil podłużny w kształcie paraboli. Kształt ten zachowują w przybliżeniu wykonane kolejki, otrzymując spadki rosnące ku górze. Unikać silnych załomów spadku (załomy wklęsłe powodują podnoszenie się liny i uderzanie o rolki, zaś wypukłe zwiększają napięcie liny i nacisk na łożyska). Załomy tak wyokrąglic, aby lina i przy największym napięciu nie podnosiła się z łożysk, a więc raczej zbyt wielkimi, niż za małymi promieniami. Często stosowany promień 2000 m, w silnych załomach większy. Spadki od 100 do 700‰. Największa wysokość pokonana jedną kolejką 977 m; największa długość 2370 m. Promienie krzywizn między 180, a 400 m, wyjątkowo w dół do 120 m, w górę do 700 m. Wobec małej chyżości przechyłka toru i krzywe przejściowe zbytne.

Szerokość toru zazwyczaj 1000 mm, rzadziej normalna lub mniejsza. Wobec podparcia pojazdów osiami systemu Abta (por. fig. 417), posiadającymi jedno koło opatrzone obustronnymi rąbkami, a drugie z szeroką walcową obręczą bez rąbków, staje się dokładne dochowanie szerokości toru mniej ważne.

Podtorze, wykonane jako nasyp, z powodu osiadania nieodpowiednie; zamiast nasypów mosty kamienne lub żelazne. Podłoże przy spadkach do 330‰ z tłucznia na pokładzie kamiennym, dla większych spadków mrowane. Pobocza przy większych spadkach w stopniach. Przejazdów w poziomie szyn bezwarunkowo unikać. Urządzenia przeciw migracji toru, jak na kolejach zębatych, a więc oparcie podkładów na silnych blokach murowanych lub betonowych w odstępach co 100—200 m.

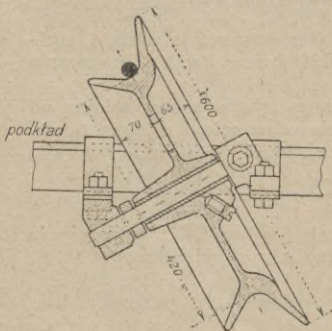


Fig. 415.

Roleki, prowadzące linę, w prostych co 15 m, w łukach co 8—10 m. W prostych roleki stoją pionowo i mają kształt walcowy albo wyżłobiony, w łukach roleki kierujące stoją ukośnie i posiadają rąbki kierownicze (fig. 415). Pomieszczenie rolek w skrzynkach drewnianych, murowanych lub betonowych należyście odwodnionych.

Nawierzchnia. Szyna ma gruszkowaty kształt główki celem zapewnienia chwytu hamulca kleszczowego (fig. 416).

W podłożu żwirowem podkłady drewniane albo żelazne, na podłożu murowanem najczęściej silne kątowniki nierównoramienne, jako najłatwiejsze do podmurowania. Dawniej linje dwutorowe, obecnie jeden tor z samoczynną mijalnią pomysłu Abta (fig. 417)

w środku długości. Promienie na mijalni możliwie duże, 180—400 m. Użytkowa długość mijalni zwiększona o 5—10 m, z uwagi na wydłużanie się liny pod wpływem ruchu.

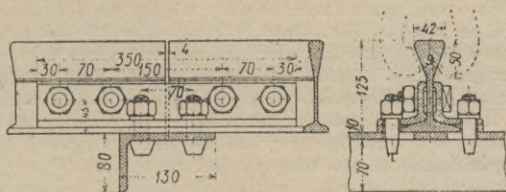


Fig. 416.



Fig. 417.

Lina okrągła, z 42—144 drutów, często z konopną duszą. Największe dopuszczalne naprężenie liny równa się $\frac{1}{10}$ naprężenia przy zerwaniu.

Wozy z podłogą w stopniach; obok miejsc siedzących liczne stojące z uwagi na krótki czas jazdy. Wypróżnianie balastu wodnego często automatyczne. Zapotrzebowanie wody przy jeździe próżno 600—1800 l na 100 m wysokości. Umocowanie liny do wozu w skrzynce linowej przez wygięcie drutów i zalanie kompozycją metalu. Ciężar martwy na jedno miejsce do siedzenia przy balaste wodnym około 210 kg, przy popędzie motorowym około 140 kg.

Hamulce przy popędzie zapomocą balastu wodnego ręczne, śrubowe z klockami lub opaskami, działającymi na oś koła zębatego. Automatyczne działanie przy przekroczeniu chyżości dozwolonej zapomocą siły odśrodkowej obracającego się ciężaru. Przy popędzie mechanicznym hamulce kleszczowe, uruchomione ze stanowiska woźnicy przez nacisk nogą; w razie przerwania liny hamulce pracują automatycznie. Konieczne dokładne nastawienie celem zmniejszenia długości drogi hamowania.

Popęd. Urządzenia w stacji górnej. Przy zastosowaniu balastu wodnego potrzebny zbiornik na wodę i urządzenie do napełniania, oraz jedna tarcza z rolkami kierującymi. Na tarczy nawinięta lina, rolki kierujące wprowadzają linę we właściwe położenie.

Jako popęd mechaniczny zw. elektryczność w postaci prądu stałego z akumulatorami, które regulują niepożądane wahania napięcia w sieci i umożliwiają utrzymanie ruchu w razie chwilowej przerwy w dopływie prądu. Tarcze obrotowe (jedna, dwie, a nawet trzy) o średnicy 2,5—6,0 m, ułożone w pochyleniu, zgodnym ze spadkiem toru. Żłobki na obwodzie, stanowiące łożysko dla liny, wyłożone skórą lub drzewem celem zwiększenia tarcia.

Mechanizm popędowy posiada podwójne hamulce: ręczny, obsługiwany przez maszynistę i automatyczny, działający po przekroczeniu dozwolonej chyżości; hamulec ten przerywa zarazem dopływ prądu przy popędzie elektrycznym.

III. Koleje linowe wiszące.

Przeważnie dla ruchu towarowego; dla osobowego wyjątkowo. Zalety: niskie koszty budowy i wykupna gruntów; szybkość wykonania; niezale-

żność od ukształtowania terenu; małe koszta ruchu i łatwość przeniesienia w inne miejsce.

Dla niewielkich długości wystarcza urządzenie jedno- lub dwutorowej pochylni linowej, prowadzącej ciężary z góry na dół, a w odwrotnym kierunku próżne wózki. Tor: lina druciana $d = 15 - 35 \text{ m}^n$, z drutów o wytrz. 6000—12.000 kg/cm^2 . W stacji górnej lina silnie zakotwiona, w dolnej napięta zapomocą windy lub ciężaru na bloku. Przy większych długościach potrzebne podparcie pośrednimi słupami. Po linie toczą się rolki z obwodem żłobkowanym, na których wiszą ciężary transportowane. Spuszczanie ciężarów w dół przy pomocy osobnej liny pociągowej, nawiniętej na bębnie. Pochylnie takie można urządzić już dla spadku 8%.

Nieporównanie wydatniejsze są kolejki linowe z ciągłym ruchem okrężnym przy użyciu liny bez końca.

Istnieje system angielski i niemiecki. W obu lina druciana bez końca, rozpięta na kozłach drewnianych lub żelaznych. W syst. angielskim lina przesuwa się na rolkach przy pomocy tarcz obrotowych, umieszczonych w obu stacjach końcowych, a na niej zawieszono są wózki w pewnych odstępach. W syst. niemieckim lina nośna nieruchomo ułożona na kozłach podporowych; po niej toczą się wózki, odpowiednio zawieszono, uruchomione przy pomocy drugiej liny pociągowej, nawiniętej na tarcze obrotowe w stacjach końcowych. Jako siła pociągowa służy siła ciężkości i w razie potrzeby siła motoru, działająca na tarczę obrotową. System angielski, jednolinowy, jest tańszy, ale mniej wydatny. Jego granica zdolności transportowej 10 t na godzinę.

Trasa kolejki linowej powinna posiadać kierunek prosty, jednak jeden lub dwa załomy, odpowiednio urządzone, nie powodują utrudnienia ani podrożenia ruchu. Przy bardzo małym kącie załomu i gdy mają być prowadzone ciężkie wózki w niewielkich odstępach, można w jednym jedynym załomie włożyć łuk o wielkim promieniu, np. 10.000 m ; wogóle lepiej jest wykształcić załom, jako stację kątową.

Profil podłużny stosuje się do terenu. Istnieją kolejki o wybitnym falistym kształcie profilu. Przekroczenia niezbyt szerokich dolin można wykonać jedną większą rozpiętością (1000 m i więcej). Wtedy lina znacznie zwisa (dla rozpiętości 900 m strzałka zwisania 44 m), więc dolina musi być odp. głęboka, lub filary wysokie, więc silne i kosztowne. Przy przekraczaniu ostrych grzbietów podpory ustawiać gęsto, aby pionowa odchyłka kierunku liny na podporze nie przekraczała stosunku 1:10. Dlatego na ostrym grzbiecie wypadnie czasem przekop, nawet krótki tunel.

Bardzo długie linje dzielimy na części, aby lina nie była zbyt gruba i ciężka; nawet w terenie płaskim nie stosujemy ciągów ponad 10 km . Obojętne, czy poszczególne części leżą na jednej prostej, czy stykają się pod kątem, można więc każdej części nadać kierunek najdogodniejszy.

Lina nośna dla mniejszych ciężarów, albo dla strony, po której biega próżne wózki, może być skrecona z 19 drutów z tygłowej stali zlewnej, 3—6 mm grubości. w ten sposób, że około jednego drutu rdzennego ułożona jest warstwa z 6, a na niej druga z 12 drutów. Dla większych ciężarów dodajemy jeszcze jedną warstwę z 18 drutów. Druty nie mogą być ani lutowane, ani spajane w inny sposób; dlatego dostarcza się linę w długościach takich, by ciężar jednego drutu nie przekraczał 50 kg . Lina krecona wymaga częstego i starannego smarowania, aby nie dopuścić do wsiąkania wilgoci do wnętrza. Wadę tę usuwa lina szczelna czyli zadrutowana o gładkiej powierzchni, w której górna warstwa urobiona jest z drutów o przekroju S , a pod nią przychodzi warstwa drutów o przekroju klinowym (fig. 418).



Fig. 418.

Kawałki liny łączymy zap. sprzęgła nasuwkowego (fig. 419), złożonego z dwóch rękawów, związanych łącznikiem śrubowym i zatyczkami. Końce drutów w rękawie rozchylone i rozparte klinami, albo zalane kompozycją metalu.

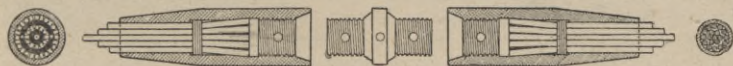


Fig. 419.

Lina pociągowa: jako lina pasmowa, skrecona z kilku lin cieńszych; rdzeń stanowi często linka konopna. Łączenie kawałków takiej liny przez splatanie.

Podpory, w odstępach normalnych 60—80 m, wysokie 6—8 m; przez zastosowanie różnych wysokości wyrównywa się drobne nierówności terenu. Podpory z drzewa lub żelaza. Przy obliczaniu podpór uwzględnić należy obciążenie pionowe, poziome napięcie liny, parcie wiatru na podpory i wózki, zerwanie liny itp.

Kozły żelazne na podmurowaniu, drewniane można zakopać w ziemię na 1,5 m głęboko, albo podmurować.

Ułożenie liny nośnej na podporze na żelaznym trzewiku łożyskowym, słabo wypukłym. Lina spoczywa w żłobku; obustronne wyniosłości podpierają rąbki koła (fig. 420).

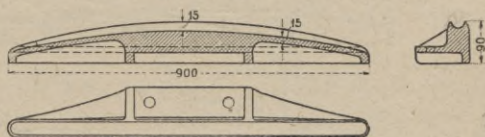


Fig. 420.

Lina w syst. angielskim i lina pociągowa w niemieckim otrzymują prowadzenie na podporach zapomocą rolek żeliwnych. Używa się smukłych i lekkich krażków, dających mniejsze opory i łatwiejszych do wymiany.

Wózki skł. się: z właściwego wózka, toczącego się po linie, z zawieszania i ze skrzyni na ładunek. Pojemność skrzyni do 1000 kg, lepsze wózki lżejsze. Właściwy wózek: dwa stalowe kółka ze żłobkami półkolistymi, połączone dwiema blachami. Łożyska kółek kuliste, stąd małe opory ruchu. Zawieszenie skrzyni jednostronne. Kształt skrzyni zależy od rodzaju przewożonych ciężarów. Połączenie wózków z liną pociągową zapomocą automatycznego sprzęgła tarcowego. Hamowanie na tarczy obrotowej; na silnych spadkach każdy wózek zaopatrzony hamulcem automatycznym, działającym i podczas odłączenia wózka od liny pociągowej, przyczem siła hamowania rośnie ze spadkiem.

Stacje końcowe urządują się tak, aby droga wózka od miejsca wjazdu na stację do miejsca załadowania, wzgl. wyładowania, była jak najkrótsza, gdyż wózki na tej przestrzeni przesuwają się ręcznie.

Konstrukcja drewniana na podmurowaniu dźwiga całe urządzenie. Obydwie liny nośne silnie zakotwione przy wejściu do stacji. Do końców lin przytyka stały, jednoszynowy tor wiszący, zawieszony na konstrukcji drewnianej, uformowany w kształcie pętli, odpowiednio do miejscowych potrzeb. Przejście wózków z liny nośnej na szynę wiszącą po ruchomej iglicy, a równocześnie następuje automatyczne odłączenie wózka od liny pociągowej. Lina pociągowa po odprężeniu wózka przechodzi na tarczę obrotową (jedną lub dwie), na których nawinięta jest wielokrotnie w miarę potrzeby. Na tarczy głównej osadzone są tarcze hamownicze, a taśmy, opasujące je, służą do hamowania. W stacji dolnej liny nośne nie zakotwione, lecz otrzymują na końcach ciężary wyprężające. Lina nośna przechodzi na tarczę obrotową, umieszczoną na wózku, obciążonym ciężarem, wskutek czego otrzymuje ona pożądaną równomierną naprężenie.

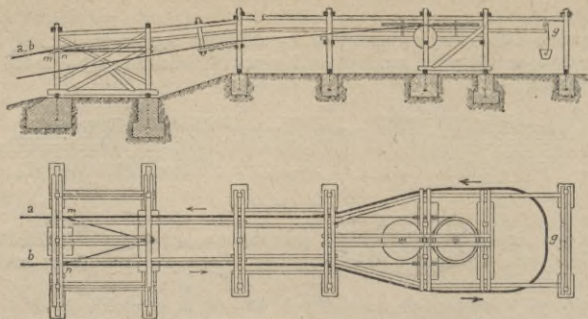


Fig. 421.

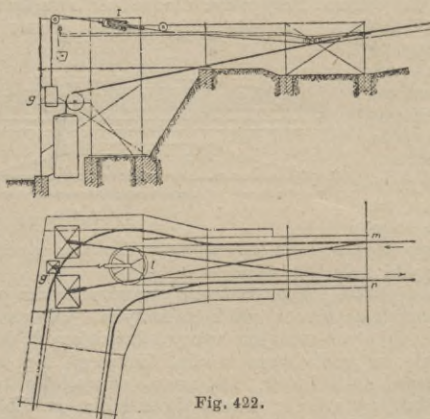


Fig. 422.

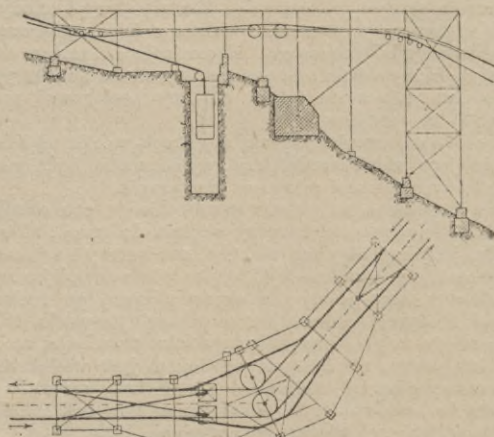


Fig. 423.

Szkic układu stacji górnej por. fig. 421; stacji dolnej fig. 422.

Stacje kątowe, służące do zmiany kierunku trasy (fig. 423), urządzone podobnie, jak stacje końcowe. Lina nośna części górnej napięta zapomocą ciężaru, części dolnej zakotwiona. Przez punkt załomu toczą się wózki poszyne wiszące, połączonej z linami nośnymi zapomocą iglic. Linę pociągową przeprowadza się zw. przy pomocy systemu rolek przez stację kątową, a tylko na długich linjach doznaje ona przerwy. W tym ostatnim wypadku staje się stacja kąтова połączeniem stacji początkowej i końcowej, przy czem nie ma zazwyczaj osobnego motoru popędowego, i ruch przenosi się zapomocą tarcz z jednej części na drugą.

Na przekroczeniach komunikacyj należy pod koleją wiszącą ustawić dach ochronny drewniany albo siatkowy celem unieszkodliwienia materiałów, któreby spadły podczas transportu, lub wózków przy przeważaniu liny.

Kosztorys kolejki linowej wiszącej obejmuje: *a*) koszt wykupna wzgl. dzierżawy gruntów, *b*) koszt kozłów podporowych, *c*) koszt konstrukcyj stacyjnych, *d*) koszt urządzenia mechanicznego, *e*) koszt motoru, *f*) koszt transportu materiałów, montowania urządzenia i kosztów różnorodnych.

W czasie wielkiej wojny znalazły te kolejki na alpejskim teatrze wojny bardzo rozległe zastosowanie.

LITERATURA.

- Wątepek: Budowa kolei żelaznych. T. II. 1924.
 Die Eisenbahntechnik der Gegenwart. IV. Band, Abschnitt A. 1905.
 Förster: Taschenbuch für Bauingenieure. 4. Auflage. 1921.
 Handbuch der Ingenieurwissenschaften. V. Band, 8. Abteilung. 1906.
 Stephan: Die Drahtseilbahnen. 1914.
 Strub: Die Bergbahnen der Schweiz. 1900.

Urządzenia ochronne na kolejach.

Zabezpieczenie ruchu pociągów kolejowych przeprowadza się zasadniczo w dwu kierunkach, tj. w kierunku pewnego zamknięcia zwrotnic dla przejazdu pociągów i w kierunku krycia tychże przeciw zderzeniu lub najechaniu na siebie. Zabezpieczenia te stosuje się zależnie od ważności, wzgl. od prędkości i gęstości ruchu pociągów danej linii kolejowej.

Stacyj linii lokalnych w zasadzie nie kryje się sygnałami; stosuje się tylko zamknięcie zwrotnic wjazdowych; dla stacyj linii drugorzędnych kryje się sygnałami i zamyka zwrotnice wjazdowe, wreszcie dla stacyj linii kolejowych pierwszorzędnych stosuje się zamknięcie zwrotnic wjazdowych i wyjazdowych w zawisłości z sygnałami kryjącymi, często pod zamknięciem elektrycznym, zaś szlak między stacyjami dzieli się na odcinki również kryte sygnałami, w pobliżu których ustawia się strażnice z urządzeniem do nastawiania sygnałów, bez lub z urządzeniem do elektrycznego zamykania tych sygnałów po przejeździe pociągu.

Do zamykania lokalnie ustawianych zwrotnic używa się zamków zwrotnicowych kluczowych i zaworów iglicowych. Do zeródkowanego nastawiania i zamykania zwrotnic służą przestawniki iglicowe.

Do krycia stacyj i pociągów na linii służą sygnały stałe, tj. masztowe (semafory) i tarczowe. Masztowe, zależnie od miejsca, gdzie są ustawione, dzieli się na sygnały wjazdowe, wyjazdowe, drogowskazowe i odstępowe. Do tarczowych należą tarcze ostrzegawcze i przetokowe. Do uruchomienia sygnałów stałych, przestawiania i zamykania zwrotnic stosuje się najczęściej ciej pędnię drutowią lub prąd stały o napięciu 110—140 wolt.

Do ześrodkowanego nastawiania tyłko zwrotnic, może być również zastosowane przeniesienie sztywne (układ sztywny) lub zgęszczone powietrze.

Największe zastosowanie ma pędnia drutociągowa, jako najtańsza.

Pędnie drutociągowe dla poszczególnych urządzeń wciąga się do stawideł z odpowiednią ilością dźwigni nastawczych, zaś stawidła umieszcza się w środkach rejonów zgrupowania zwrotnic i sygnałów.

Zamknięcie zwrotnic. Do zabezpieczenia zwrotnic przestawianych ręcznie używa się najczęściej zamków zwrotniczych kluczowych, przymocowanych do stopy szyny w pierwszym polu między progami, tj. jak najbliższej końców iglic. Zamki te mają na celu nie trwale przyciskanie iglicy do opornicy, ale zapobieżenie przestawienia zwrotnicy przez niepowołane osoby. Zamek zwrotnicy powinien mieć taką konstrukcję, aby przy najechaniu za iglicą zwrotnicy mylnie ustawionej i zamkniętej nastąpiło odłamanie haka zamykającego, a nie wykolejenie pojazdu. Odstęp haka zamku powinien wynosić 2 mm. Zamków zwrotnicowych używa się do zwrotnic nie wciągniętych w ubezpieczenie stacji, przez które przejeżdżają pociągi pod iglice zwrotnic torów prowadzących w tor główny, odwiedlnych zwrotnic, wreszcie zwrotnic ważniejszych, nie będących pod stałym dozorem strażników.

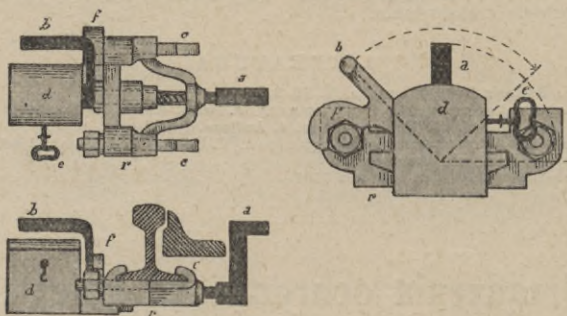


Fig. 424.

Najczęściej używany jest zamek zwrotnicowy systemu Stefana Götza (fig. 424), który składa się z haka zamykającego *a*, umieszczonego w podstawie żeliwnej *r* i dwóch haków mniejszych *c*, służących do przymocowania zamka do stopy szyny, oraz zamka wertheimowskiego *d*. Długość haka zamykającego można ustalić przy pomocy naśrubka nastawczego. W stanie otwartym hak główny może być zapomocą sprzężonej z nim rączki *b* odłożony (obrócony) do poziomu stopy szyny, tj. na prawo o 90°. Klucz ódnosny *e* można wyjąć z zamku dopiero po ustawieniu haka pionowo i po dokładnym obrocie klucza do zamknięcia. Do skombinowanego zamknięcia dwu lub więcej zwrotnic, przy których musi być zachowany pewien porządek otwierania, wzgl. zamykania zwrotnic, używa się zamków zwrotnicowych z dwoma kluczami, z których jeden jest kluczem kontrolnym, a wyjęty służy do otwierania i zamykania drugiej zwrotnicy. Klucz kontrolny tkwi stale w zamku i może być wyjęty dopiero po otwarciu zamku kluczem właściwym. Klucze zamków zwrotnicowych powinny być opatrzone trwałymi tabliczkami z nazwą stacji i oznaczeniem zwrotnicy, a prócz tego znakiem + lub -, tj. czy zwrotnica jest zamknięta w normalnym położeniu, czy w przestawionym. Zamiast oznaczenia +, wzgl. -, może być użyty kształt tabliczki kwadratowy, wzgl. trójkątny. Zamki zwrotnicowe należy opatrzyć skrzynkami ochronnymi, a miejsce, w którym są zmontowane, winno być należycie odwodnione. Do zamykania zwrotnic

zaopatrzonych w samoczynne zamknięcie iglic używa się zamków trzpieniowych (fig. 425), które są umocowane do mostka szyny oporowej trzpieniem *a* odpychającym iglicę od opornicy.

Do ochrony zamków zwrotniczych na szlakach otwartych stosuje się skrzynki ochronne z grubej blachy zamykane na klucz.

Do ześrodkowanego zamykania lokalnie nastawianych zwrotnic używa się zaworów iglicowych (fig. 426). Zawór taki składa się z krążka żeliwnego *A*, osadzonego na osi stalowej *B*, silnie umocowanej na dnie osłony zawora *C*. Na wierzchu krążka odlany jest wystający pierścień rozarty *S* o przekroju kwadratowym. Ponad krążkiem umieszczony jest suwak żelazny *D*

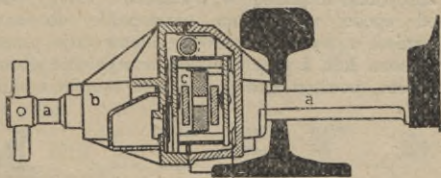


Fig. 425.

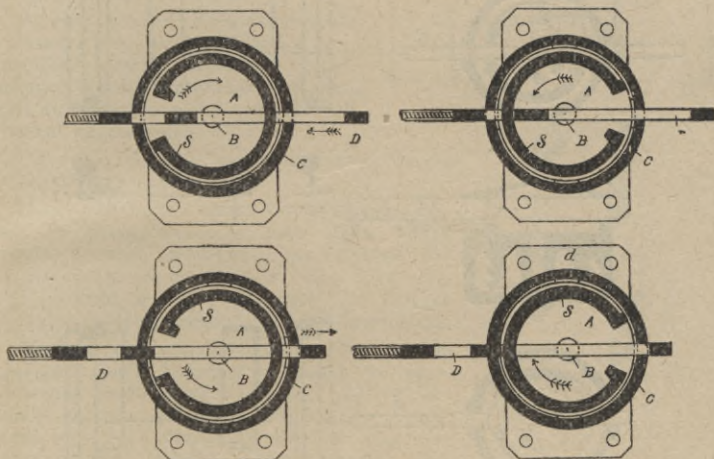


Fig. 426.

z odpowiednimi wycięciami do zamknięcia, połączony prostopadłe z iglicą. Przy obrocie krążka pierścień wchodzi w odpowiednie wycięcie i zamyka zwrotnicę w jednym lub w drugim położeniu. Zawory dla zwrotnic z hakami, których iglice przy przestawianiu przesuwają się za sobą, mają suwak podwójny, złożony z dwu przystających do siebie części z odpowiednimi wycięciami do zamknięcia.

Zaworów używa się do zamykania zwrotnic, wchodzących w odnośne drogi jazdy, a położonych ponad 250 m od miejsca ześrodkowanego nastawiania, oraz bliższych zwrotnic ześrodkowanych, leżących w torach głównych, a najeżdżanych przez pociągi pod iglicę. Zawory te kontrolują również ustawienie tych zwrotnic; stąd ich nazwa: zawory kontrolne. Zawory mogą zamykać zwrotnice w położeniu normalnym i przestawionem, lub też całym obrotem w jednym z wymienionych położeniach. Normalnie musi się utrzymywać je w stanie otwartym, gdyż przy najeździe zwrotnicy niewłaściwie zamkniętej za iglicą, ulegają zupełnemu zniszczeniu.

Przyrząd nastawczy dla zwrotnic (fig. 427) składa się, podobnie jak zawór iglicowy, z żeliwnego krążka *a* z odlanym półpiersieniem *c*, na wierzchu krążka wkręcony jest trzpień *b* do przesuwania suwaka. W średnicy nad krążkiem w wycięciach osłony osadzony jest suwak *d* z głowicą od spodu wyżłobioną prostopadle do suwaka. Przy obrocie wchodzi trzpień w wycięcie głowicy i powoduje przesunięcie tegoż. Trzpień krążka zatacza łuk, i przy wejściu w wycięcie głowicy, mając tendencję dalszego obrotu, pociąga suwak *d*, a tem samem i obie iglice. Po przestawieniu iglic

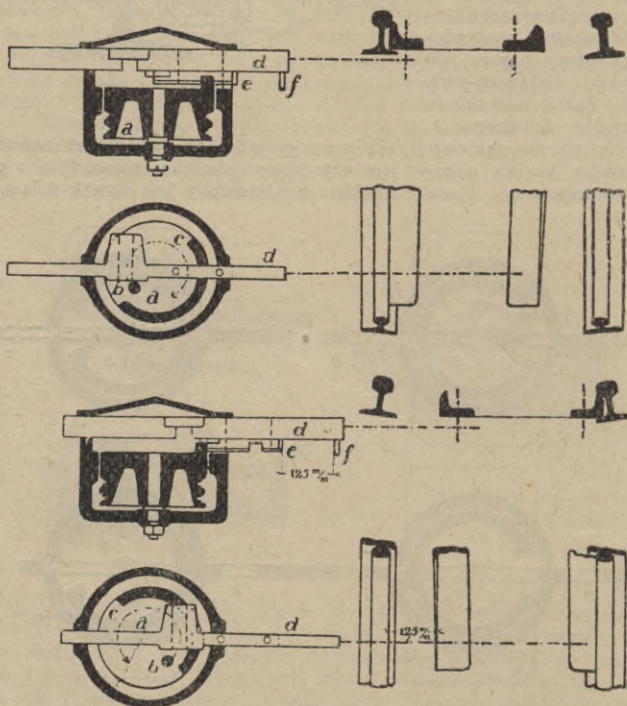


Fig. 427.

dalszy obrót krążka powoduje wejście półpiersienia *c* w wycięcie listewki zamykającej *e* przymocowanej do spodu suwaka za pomocą dwu śrubek ścinalnych i zamyka zwrotnicę. Przy najechaniu zwrotnicy mylnie nastawionej za iglicą, następuje gwałtowne przestawienie iglic i przesunięcie suwaka, a ponieważ listewkę zamykającą przytrzymuje półpiersień *c*, przeto następuje ścięcie śrubek. Droga suwaka wynosi 125 mm. Obrót przy odemknięciu wynosi 93°, przy przestawieniu 133°, a przy zamknięciu 93°. Przyrządy nastawcze są rozmaitego systemu, zależnie od konstrukcji zwrotnicy. Przyrząd nastawczy nie posiada stanu obojętnego, tj. suwak jego jest zawsze przytrzymany tak w normalnym, jak i w przestawionym położeniu. Wszystkie przyrządy nastawcze i zawory muszą być opatrzone skrzynkami ochronnymi żelaznymi lub drewnianymi.

Sygnaly stałe służą do krycia stacji i pociągów na szlaku. Do sygnalów stałych należą wszystkie sygnaly masztowe (semafory) i tarczowe (fig. 428).

Sygnaly masztowe sã jedno-, dwu- i trójramienne i zale¿nie od swego celu dzielã siã na wjazdowe, wyjazdowe, drogowskazowe i odstãpowe. Najwiãksze zastosowanie majã sygnaly masztowe jedno- i dwuramienne. Ramie ustawione poziomo, wzgl. w nocy jedno œwiatło czerwone, sygnalizujã jãzdã wzbronionã; ramie ustawione ukoœnie pod 45° na prawo, patrzcã w kierunku jazdy, wzgl. w nocy jedno zielone œwiatło, jãzdã w kierunku prostym; dwa lub trzy ramiona ustawione pod 45° , w nocy dwa lub trzy œwiatła zielone, sygnalizujã jãzdã dozwolonã w zбочenie.

Sygnãl masztowy skłãdã siã ze słupa rurowego dłu¿oœci 9—10 m lub kratowego ze szczeblami, jednego, dwu lub trzech ramion o dłu¿oœci 1,80 m, przyrzãdu bezpieczeœstwa, wyciãgu latarniowego z odpowiedniã iloœciã ramek do osadzenia szkieł sygnalowych i jednej, dwu lub trzech latarni o silnych reflektorach.

Sygnaly tarczowe skłãdajã siã z ni¿szego słupa ze szczeblami z dwuteownika, tarczy, przyrzãdu bezpieczeœstwa, wyciãgu latarniowego z ramkami do osadzania szkieł sygnalowych i latarni sygnalowej.

Do tarczowych sygnalów nale¿ã tarcze ostrzegawcze i przetokowe.

Okrãgla ¿ółta tarcza ostrzegawcza zwrócona ku pociãgowi, a w nocy dwa ¿ółte œwiatła, oznaczã „zwoœniã jãzdã“, zaœ poziomo ustawiona tarcza, a w nocy dwa zielone œwiatła w linii wznoszãcej siã ukoœnie na prawo, oznaczã dalszã jãzdã dozwolonã.

Niebieska tarcza kwadratowa, której jedna przekãtnia pada pionowo, zwrócona ku przetokowemu parowozowi, a w nocy niebieskie œwiatło, oznaczã przetaczanie wzbronione; tarcza poziomo ustawiona, wzgl. w nocy matowo białe œwiatło, przetaczanie dozwolone. Tarcze przetokowe nie majã znaczenia dla pociãgów. Uniewa¿nienie sygnalu skutecznã siã przez zwieszenie ramienia pionowo, wzgl. usuniãcie tarczy odnoœnego sygnalu.

Przyrzãd bezpieczeœstwa sygnalu stałego, włączony w pãdniã drutociãgowã, ma za zadanie przy przerwie pãdni drutociãgowej spowodowaã natychmiastowe opadniãcie ramion sygnalowych, wzgl. tarczy, do normalnego stanu.

Sygnaly wjazdowe ustawione sã w odległoœci najmniej 100 m przed zwrotnicã najdalej wysuniãtã, lub przed miejscem, które ma byã zabezpieczone, zaœ ostrzegawcze w odległoœci hamowania od sygnalu wjazdowego po stronie kierownika parowozu. Odległoœć hamowania zale¿y od spadków, wzgl. wzniesienia szlaku przed sygnalami i ciã¿aru hamowanego i waha siã w granicach 500—700 m. Je¿eli szlak przed sygnalem wjazdowym lub odstãpowym le¿y we wzniesieniu do 5‰ , wynosi ona najmniej 700 m, zaœ we wzniesieniu powy¿ej 5‰ najmniej 500 m (fig. 428). Sygnaly wyjazdowe sã ustawione odpowiednio do ukłãdu torów 3 m przed odnoœnym kresownikiem.

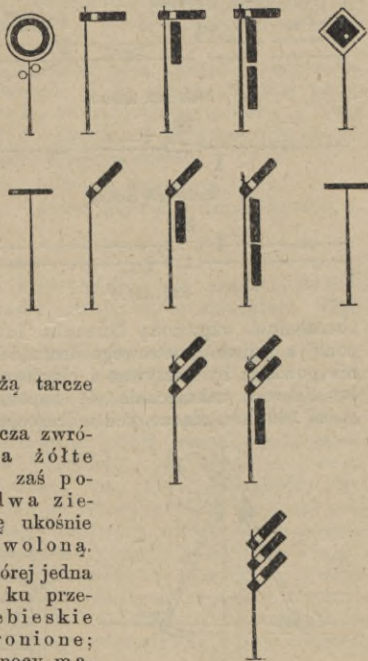


Fig. 428.

Sygnaly odstępowe ustawia się po stronie kierownika parowozu w pobliżu dotyczącej strażnicy (fig. 429).

Pędnie drutociągowe. Do ześrodkowanego ustawiania zwrotnic, wzgl. przyrządów nastawczych, zaworów iglicowych i sygnalów używa się najczęściej podwójnej pędni drutociągowej z drutu stalowego cynkowanego, o średnicy 4 lub 5 mm o wytrzymałości na rozerwanie najmn. 10.000 kg/cm^2

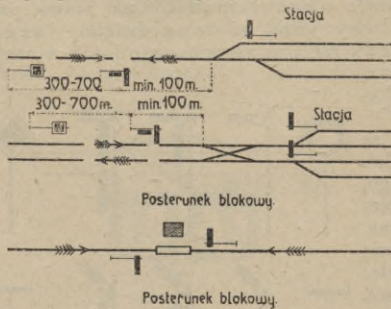


Fig. 429.

zbocheniowe zapomocą łańcucha lub linewki o średnicy 5—7 mm, skróconej z jednomilimetrowego drutu żelaznego, dobrze cynkowanego. Linewka nie powinna być sztywna i ciągliwa. Połączenie drutociągu z łańcuchem lub linewką uskutecznia się zapomocą oczek z tego samego drutu o długości 100 mm, złączonych z drutociągiem przez dokładne owinięcie na krawki

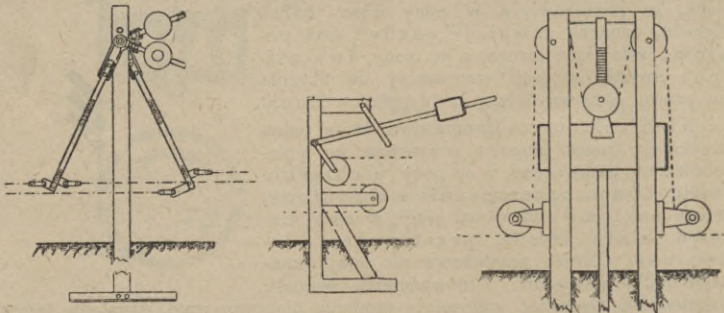


Fig. 430.

długości poza oczkiem, jednomilimetrowym drutem żelaznym cynkowanym; nawinięcie to zalane zostaje dokładnie cyną. Oczka i ogniwka łańcucha spięte są zapomocą haczków tej samej wytrzymałości.

Do wyrównania różnic w długości pędni drutociągowej, występujących wskutek zmiany temperatury stosuje się przyrządy wyrównawcze ciężarkowe (fig. 430). Przyrządy wyrównawcze można zastosować również pod stawidłem.

Do częściowego skracania lub wydłużania pędni używa się ściągadeł drutociągowych o trzpieniu śrubowym nacinanym dwukierunkowo. Sztywny układ sporządzony jest z dokładnie prostych rur żelaznych gazowych, $d = 42 \text{ mm}$, gr. 4,5 mm, a dl. 5—6 m (ciężar 4,5 kg/m b). Łączy się je zapomocą nasuwek śrubowych z żelaza kutego o dl. 120 mm. Rur giętych nie powinno się używać. Układa się je nad ziemią w wys. 130 mm lub pod

ziemia 70 mm pod stopą szyny, na kraźkach, wzgl. wklęsłych wałeczkach w odstępach 3—3,5 m. Kraźki te ułatwiają ruch układu do odbycia drogi 250 mm. Oddalenie kraźków musi być takie, aby w razie potrzeby można było wstawić jeden człon układu. Wydłużenie układu, skutkiem zmiany temperatury wynosi przy układzie nadziemnym 1 mm na 1 m b., przy podziemnym 0,5 mm na 1 m b. Wyrównanie ruchu układu sztywnego można przeprowadzić przez włączenie członu na osi obrotu osadzonej w silnym fundamencie.

Stawidła mechaniczne. Do ześrodkowanego ustawienia zwrotnic i sygnałów, oraz zamykania zwrotnic używa się odpowiednio skonstruowanych stawideł mechanicznych.

Stawidła te można zastosować: 1. do ustawiania wyłącznie sygnałów, lub 2. do ustawiania sygnałów, oraz zwrotnic, 3. do zamykania dróg jazdy, wreszcie 4. tylko do przestawiania zwrotnic w rejonach przetokowych. Przy ześrodkowaniu wymienionych urządzeń w jednym rejonie przyjmuje się następujące największe oddalenia od punktu ześrodkowania:

200 m	do	nastawiania	zwrotnic	przy	układzie	sztywnym,
300 m	"	"	"	"	"	podwójnej pędni drutociągowej,
400 m	do	zamykania	zaworów	"	"	"
1200 m	do	nastawiania	sygnałów	"	"	"

Przy większych odległościach jest korzystniejsze, ale znacznie droższe użycie prądu silnego. W miarę potrzeby stosuje się w stawidłach odpowiednie zawisłości.

Stawidło mechaniczne składa się z silnego kozła, umocowanego na silnym fundamencie, z odpowiednią ilością kraźków, z rączkami do obrotu o 90° lub 180°, a zamykanych listwami żelaznymi, uruchomianymi przy pomocy bocznych rączek. Przy projektowaniu stawideł należy pozostawić 30% miejsce na dźwignie dla ewentualnego rozszerzenia stacji, wzgl. powiększenia ilości torów. Stawidła mechaniczne dla sygnałów, lub dla sygnałów i zwrotnic, umieszcza się przed biurem ruchu, tak, aby obsługujący był między stawidłem i torami, a zwrócony do stawidła miał tory za sobą w oddaleniu najmniej 5 m od najbliższego toru, przy równoczesnym uwzględnieniu jak najlepszej przejrzystości rejonu stacyjnego. Ugrupowanie dźwigni w stawidle należy przeprowadzić tak, aby na krańcach stawidła były dźwignie sygnałów wjazdowych, zaś ku środkowi dźwignie sygnałów wyjazdowych i przetokowych, szyn ostrzegawczych i zwrotnic, od najdalszych do najbliższych. Długość stawidła mechanicznego od środka śrub podstawowych $l = 160 n + 75$, gdzie n = ilość dźwigni.

Konstrukcja dźwigni dla zwrotnic powinna być taka, aby przy najechaniu odnośnej zwrotnicy, mylnie ustawionej za iglicą, stawidło nie uległo uszkodzeniu. Wszystkie dźwignie powinny mieć w każdym położeniu zamknięcie zapadkowe. Stosunek ruchu dźwigni do ruchu zwrotnicy przy układzie sztywnym wynosi 1:8 (droga układu wynosi 225 do 240 mm), przy pędni drutociągowej 1:4,25. (Droga obrotu dźwigni 180° odpowiada drodze drutociągu 500 mm, zaś droga obrotu 90° drodze drutociągu 250 mm.)

Dźwignie wogóle nie powinny być przestawiane ponad siłę. Siła przestawienia na rączce ma wynosić najwyżej 30 kg dla sygnałów i zwrotnic pojedynczych, zaś 35 kg dla zwrotnic sprzężonych (podwójnych). Uszeregowane dźwignie w stawidle są zawisłe od siebie przy pomocy listew zamykających, uruchomionych odpowiednimi klamkami. Między sygnałem wjazdowym głównym, a sygnałem ostrzegawczym musi być zawisłość, wzgl. przymus, ustawienia najpierw sygnału głównego na wjazd dozwolony, a następnie sygnału ostrzegawczego. Odwrotny porządek przy ustawieniu do stanu normalnego. Do ustawienia sygnału głównego i ostrzegawczego może być zastosowana tylko jedna dźwignia. (Ustawienie równoczesne.) Dla po-

szczególnych dróg jazdy muszą być odnośne dźwignie zwrotnic i zaworów odpowiednio ustawione, zamknięte listwą zawisłości, uruchomioną boczną rączką, a ta zamknięta dźwignią szyny ostrzegawczej, poczem dopiero da się ustawić sygnał główny i ostrzegawczy na jazdę dozwoloną. Wszystkie zamknięcia dróg jazdy w stawidle mechanicznem przedstawia się na tablicy zamknięć, projektowanej odpowiednio do układu torów. W stawidle mechanicznem mogą być przeprowadzone zamknięcia tylko dla 4 torów; można zatem zastosować je tylko dla małych stacyj.

Szyny ostrzegawcze (czujki) stosowane przy urządzeniach do zśrodkowanego ustawiania zwrotnic i sygnałów i zamykania dróg jazdy,

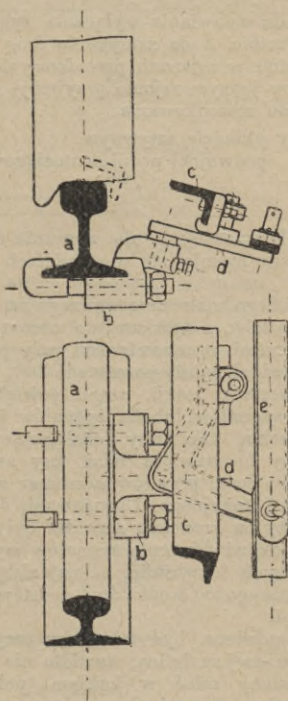


Fig. 431.

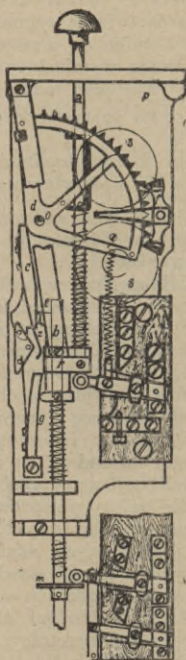


Fig. 432.

mają na celu zabezpieczenie przed przestawianiem zwrotnic pod kołami pojazdu. Szyna taka (fig. 431) składa się z listwy żelaznej *c* o przekroju kątowym dł. 10 m, przymocowanej do stopy szyny uchwytnymi *b*, a uruchomionej zapomocą pedni drutociągowej dźwignią ze stawidla mechanicznego. Przy całym obrocie dźwigni odnośnej wykonywa listwa *a* ruch wzdłuż szyny i 4 cm ponad głowicą szyny, a następnie wraca do normalnego położenia. Przy sprowadzeniu dźwigni do normalnego położenia wykonywa te same ruchy. Jeżeli na torze znajduje się pojazd, nie można dźwigni przelożyć, gdyż listwa *a* nie może wykonać ruchów wymienionych, a odpowiadających drodze obrotu dźwigni do normalnego położenia. Ponieważ dźwignia szyny ostrzegawczej przelożona zamyka rączkę listwy zamykającej dźwignie zwrotnic danej drogi jazdy, przeto nie można dźwigni tych zwrotnic pod-

czas przejazdu pociągu przed czasem przestawiać do normalnego położenia. Szyony ostrzegawcze stosuje się dla torów wjazdowych z jednej i drugiej strony stacji za odnośnemi zwrotnicami wjazdowymi. Jedną dźwignią można uruchomić dwie szyony ostrzegawcze. Dźwignie szyony ostrzegawczej zamyka się dźwignią sygnału wjazdowego; można prócz tego zamknąć ją także zapadką uruchomioną elektromagnesem, umieszczoną nad odnośną dźwignią w szkatułce z okienkiem kontrolnem.

W zamkniętym stanie okienko kontrolne przysłonięte czerwoną, otwarte białą częścią tarczki. Otworzenie dźwigni szyony ostrzegawczej może nastąpić przez ustawienie dźwigni sygnału wjazdowego do stanu normalnego i usunięcie zapadki zamykającej zapomocą prądu galwanicznego, przez najechanie pociągu na kontakt szynowy (automatyczne) lub kluczem.

Kontakty szynowe, używane do automatycznego zwalniania dźwigni szyony ostrzegawczej polegają na podnoszeniu się rtęci w naczyniu kontaktowem, pod naciskiem kół pojazdu i połączeniu kablowych przewodów z cewkami elektromagnesu zamykającego. Zamiast kontaktów szynowych mogą być użyte szyony izolowane.

* * *

Jeżeli stacje są tych rozmiarów, że stawidło mechaniczne w środku nie da się zastosować, dzieli się stację według zgrupowania zwrotnic na rejony, które otrzymują oddzielne stawidła. Normalnie mają stacje po 2 stawidła i to na krańcach stacji, na większych stacjach więcej w miarę potrzeby. Ponieważ te rozdzielone stawidła muszą być zależne od kierownika ruchu, ujmuje się je pod zamknięcie blokowe elektryczne przy zastosowaniu odpowiednio urządzonego aparatu stacyjnego zarządczego.

Zastosowanie zamków elektrycznych blokowych. Zamek blokowy elektryczny (fig. 432) składa się z pręta naciskowego *a*, opatrzonego u góry gałką, i z pręta dolnego zamykającego *b*, który w górnej części ma występ *e*, służący do przechylania zapadki zamykającej ku środkowi. Pręt górny naciskowy jest sprzężony z prętem dolnym zamykającym w ten sposób, że przy naciśnięciu górnego zsuwa się w dół także zamykający, zaś przy ustaniu nacisku górny wraca do normalnego położenia, dolny zaś może być przytrzymany. Dalszą częścią składową zamka elektrycznego jest zapadka zamykająca *c*, która przy naciśnięciu pręta górnego przechyla się ku środkowi mechanizmu; zapadka bezpieczeństwa *g*, przeciw powtórnemu naciśnięciu, cewki indukcyjne *s*, kotwica jednobiegunowa; zazębiony wycinek koła *d* osadzony na osi *o* do połowy wyciętej; uchwyt *f* przymocowany do kotwicy, a służący do ściągania wycinka koła w dół; kontakty *k* służące do łączenia mechanizmu z przewodami elektrycznemi; sprężyny. Na wycinku koła przymocowana jest tarczka (z miki lub aluminium) czerwono-biała, zielono-biała lub czarno-biała zależnie od tego, do jakiego celu służy zamek elektryczny.

Wszystkie wymienione części składowe zamka zmontowane są na płycie żeliwnej *p* i stanowią jedną wkładkę aparatu blokowego. Zamknięcie lub odemknięcie zamka elektrycznego składa się z dwu czynności, mechanicznej i elektrycznej. Przy naciśnięciu pręta górnego *a* zsuwa się na dół również i pręt zamykający *b*, przyczem występ górny pręta zamykającego *e* ciśnie na sprężynę zapadki zamykającej *c* i powoduje przechylenie się jej popod wyciętą do połowy osi *o* wycinka zazębnionego, ku środkowi mechanizmu. Przy naciśnięciu następuje równocześnie połączenie odnośnych kontaktów elektrycznych z cewkami indukcyjnemi mechanizmu.

Prąd zmienny, wysłany z induktora, powoduje ruch wahadłowy kotwicy, a tem samem i uchwytu *f*, który ściąga zazębiony wycinek koła na dół, przyczem powoduje obrót osi *o*, która pełną częścią przytrzymuje przechyloną zapadkę zamykającą *c*. Po ustaniu nacisku pręt górny i kontakty wracają do normalnego położenia, zaś dolny pręt zostaje przytrzymany

w wycięciu przechylonej zapadki zamykającej. Po zamknięciu mechanizmu i powrocie pręta naciskowego do stanu normalnego, wpada zapadka bezpieczeństwa *g* pod łącznik pręta naciskowego i wyklucza powtórne naciśnięcie. Pręt zamykający *b*, przytrzymany na dole, zamyka krążek dźwigniowy bezpośrednio lub zapomocą listwy żelaznej, wzgl. odpowiedniego przeniesienia. Otworzenie zamka elektrycznego następuje tylko przez obrót osi wyciętej *o* do normalnego położenia i zwolnienia zapadki zamykającej *c*, co może nastąpić przez wysyłkę prądu zmiennego do szpul indukcyjnych zapomocą drugiego mechanizmu. Do zamknięcia (zablokowania) mechanizmu elektrycznego potrzebny jest odpowiedni nacisk pręta górnego i conajmniej sześciokrotny obrót korbą induktora. Zamki elektryczne blokowe są połączone ze sobą parami zapomocą przewodów najczęściej kablowych w ten sposób, że gdy jeden jest przyknięty, drugi jest otwarty, pomimo, że zasłonki w okienkach skrzyni blokowej są tego samego koloru. Z poszczególnych zamków blokowych są złożone aparaty blokowe. Zamki elektryczne blokowe uruchomione są prądem indukcyjnym zmiennym, wytwarzanym induktorem Siemens'a o 6, wzgl. 9 magnesach. Można zapomocą niego wytworzyć przy 48 obrotach na minutę i przy oporach 1000 ohmów prąd zmienny lub stały (jednokierunkowy) o napięciu 30, wzgl. 45 wolt. Zamkami elektrycznymi mogą być zamykane tylko sygnały (mają wówczas zasłonki czerwono-białe) lub też i drogi jazdy (te mają wówczas zasłonki zielono-białe). Zamki blokowe elektryczne mogą być użyte również jako zamki pomocnicze do przytrzymywania innych zamków, a wówczas zamyka się je prądem indukcyjnym zmiennym, a otwiera się automatycznie prądem galwanicznym. Mają one zasłonki czarno-białe (nowsze urządzenia). Do udzielania przyzwoleń drogą elektryczną stosuje się również zamki elektryczne blokowe.

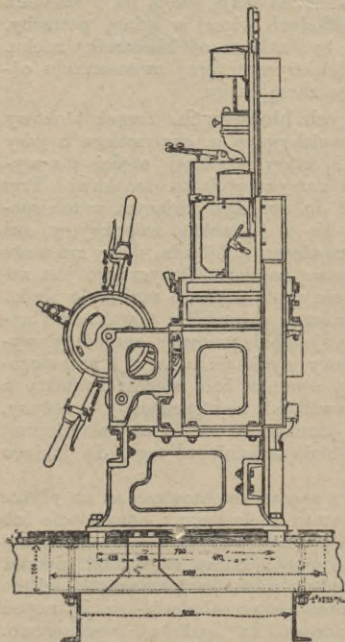


Fig. 433.

Stawidło mechaniczne pod zamknięciem elektrycznym (fig. 433) składa się z kozła, przymocowanego do dźwigarów podłogi, z odpowiednią ilością dźwigni dla sygnałów i zwrotnic. Na kozle zmontowana jest skrzynia z listwami zamykającymi dźwignie zwrotnic, a tem samem drogi jazdy; listwy te są uruchomione kłami. Na skrzyni tej od strony szlaku ustawiona jest skrzynia blokowa z odpowiednią ilością zamków elektrycznych a na drugim końcu skrzynka ze wskaźnikami torowymi (numerator torowy). Najnowsze stawidła typu Siemens'a mają następujące dźwignie:

1. dźwignie ścinalne, używane do przestawienia zwrotnic sprężystych, dla drogi drutociągu 500 mm przy obrocie dźwigni o 180°;
2. dźwignie nastawcze dla drogi drutociągu 500 mm przy obrocie dźwigni 180°;
3. dźwignie nastawcze dla drogi drutociągu 250 mm przy obrocie o 180° (z redukcją zapomocą odpowiedniego przeniesienia w krążku dźwigniowym);

4. dźwignie nastawcze dla drogi drutociągu 250 mm w jedną lub w drugą stronę przy obrocie dźwigni o 90° w dół lub górę;

5. dźwignie nastawcze dla drogi drutociągu 670 mm przy obrocie o 200° ;

6. dźwignie z dwiema rączkami dla sygnałów dwuramiennych i zaworów dla drogi drutociągu 500 mm przy obrocie jednej lub drugiej rączki o 165° . Długość stawidła w milimetrach: $l = 100(n_1 + n_2 + 1) + 220$, gdzie n_1 oznacza ilość gniazd dla dźwigni z jednej strony, n_2 ilość gniazd dla dźwigni z drugiej strony od środka stawidła. Szerokość jednego gniazda dźwigni wynosi 100 mm. Stawidło pod zamknięciem elektrycznym ma normalnie sygnały zablokowane, zaś zamki drogowe otwarte. Dla wjazdu lub wyjazdu otwiera kierownik w biurze zamek elektryczny, odnośnego sygnału i zapomocą wskaźnika drogowego dysponuje tor wjazdu lub wyjazdu. Strażnik blokowy ustawia wówczas zwrotnice odpowiednio, zamyka je przełożeniem klamki umieszczonej pod odnośnym wskaźnikiem torowym, zamyka klanke zamkiem elektrycznym drogowym, a wreszcie ustawia „na jazdę dozwoloną” sygnał wjazdowy i ostrzegawczy (wzgl. wyjazdowy). Po wjeździe (wyjeździe) pociągu ustawia strażnik sygnały do normalnego położenia i zamyka elektrycznie, poczem dopiero może kierownik ruchu otworzyć zamek elektryczny drogowy, a tem samem i zwrotnice. Stawidła w stacjach dwutorowych szlaków mają dla wjazdów i wyjazdów osobne zamki elektryczne drogowe i wskaźniki torowe.

Aparat stacyjny zarządcy. Odpowiednio do ilości stawideł pod zamknięciem elektrycznym zbudowany jest aparat zarządcy, umieszczony w biurze kierownika ruchu, a połączony ze stawidłami zapomocą przewodów kablowych. Przy nowszych urządzeniach aparat taki składa się z właściwego aparatu zarządczego i skrzyni blokowej, umieszczonej na tylnej połowie aparatu zarządczego, z odpowiednią ilością zamków elektrycznych blokowych. Na widocznej części skrzyni zarządczej jest uwidoczniiony schemat torów danej stacji z dwoma suwakami wskaźnikowymi dla stacji szlaku jednotorowego, zaś z czterema dla stacji szlaków dwutorowych. W skrzyni zarządczej zastosowane są odpowiednie zawisłości mechaniczne jak i połączenia kontaktowe do odnośnych wskaźników torowych na stawidłach. Dla wjazdu (wyjazdu) ustawia kierownik ruchu suwak wskaźnikowy na dotyczący tor, zamyka go przełożeniem klamki umieszczonej na przedniej ścianie aparatu zarządczego, a tem samem łączy kontakty przewodów do wskaźnika na stawidle i odmyka (deblokuje) elektryczny zamek sygnału wjazdowego (wyjazdowego). Danie sygnału odpowiednim tłoczkiem budzikowym powoduje równoczesne ukazanie się numeru toru na wskaźniku stawidła. Strażnik blokowy, otrzymawszy dyspozytorze, postępuje jak opisane powyżej. Jeżeli jest więcej stawideł, używa się zamków elektrycznych przyzwalających, które pod wspólnym klawiszem przytrzymują właściwe zamki elektryczne. Do porozumiewania się biura ruchu z ustawniami opatrzone są aparaty blokowe odpowiednią ilością dzwonek i przycisków budzikowych.

Urządzenie na prąd silny. Do uruchomienia zwrotnic i sygnałów można użyć prądu silnego zamiast pędni drutociągowej lub układu sztywnego.

Przy stawidle na prąd silny, nastawienie zwrotnic i sygnałów uskutecznia się zapomocą mechanizmu nastawczego, uruchomionego motorem elektrycznym, połączonym za pośrednictwem przewodów kablowych z odnośną klanke lub rączką kontaktową w stawidle. Do popędu motorków używa się prądu stałego z baterji akumulatorów o napięciu 110—140 wolt, a do kontroli i uruchomienia włączonych elektromagnesów zamykających prądu stałego o napięciu 24—32 wolt z drugiej baterji akumulatorów. Jeżeli jest do dyspozycji tylko prąd zmienny, przetwarza się go na prąd stały. Wydajność baterji akumulatorów oblicza się przynajmniej na 48 godzin. Przy obliczeniu zużycia prądu należy przyjąć dla każdej włączonej

zwrotnicy 100, a dla każdego sygnału 40 przestawień na dobę. Oprócz tego należy przewidzieć urządzenie do włączania i użycia prądu wprost z sieci w razie usterki w baterji akumulatorów.

Stawidło na prąd silny może być użyte jako samodzielne, ale tylko wówczas, gdy kieruje ruchem odpowiedzialny dyżurny ruchu. Przy stawidłach zawieszonych od urzędu ruchu lub od innego stawidła, używa się blokady normalnej, jak przy urządzeniach mechaniczno-elektrycznych. Połączenie motorków zwrotnic i sygnałów ze stawidłem uskutecznia się za pomocą przewodów kablowych w ołowianej osłonie i żelaznym pancerzu.

Do zwrotnic i sygnałów dalej położonych używa się kabli grupowych, do bliżej położonych kabli pojedynczych. Do powrotu prądu służy wspólna żyła kablowa. Przy kablach grupowych należy przewidzieć przynajmniej 10% żył rezerwowych. Kable układa się w głębokości 0,8 m w piaskowym podłożu i przykrywa ceglami przed zasypaniem. Miejsce ułożenia kabli powinno być trwale znaczone w załamaniach, zaś w prostej linii co 50 m.

Motor do uruchomienia przyrządu nastawczego zwrotnicy (fig. 434) jest urządzony na prąd stały do sterowania o sile $\frac{1}{2}$ HP, zmontowany na przyrządzie nastawczym w odpowiedniej wysokości nad terenem i szczelnie osłonięty wraz z przy-

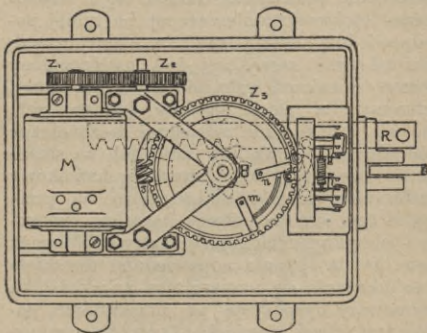


Fig. 434.

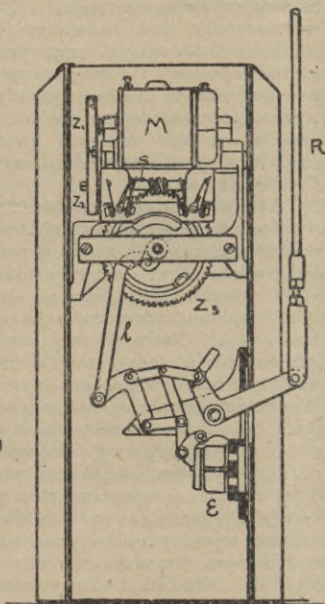


Fig. 435.

rzędem nastawczym, przeciw zanieczyszczeniu i wilgoci. Potrzebną ilość obrotów do przestawienia zwrotnicy powinien motor wykonać w ciągu 2,5 sekundy, a pracę przestawienia iglic, przełączenia kontaktów i obrócenia latarni sygnałowej uskutecznić na możliwie największą odległość i przy najniekorzystniejszym powietrzu. Sprężenie przyrządu nastawczego z motorem musi być tego rodzaju, aby przy najejaniu mylnie ustawionej zwrotnicy na iglicę nastąpiło przestawienie iglic bez uszkodzenia przyrządu nastawczego i motoru. O każdym najejaniu mylnie ustawionej zwrotnicy musi być wiadomione stawidło akustycznie (dzwonkiem alarmowym) i optycznie.

Doprowadzenie przeciętej zwrotnicy do zgodnego stanu z klamką załączającą musi być łatwe. Ważne zwrotnice, najeżdżane przez pociągi osobowe pod iglicę, muszą mieć kontrolę dokładnego przylegania kończyn iglic. (Kontakty kończynowe.) Urządzenie powinno być takie, aby w razie usterki można było wyłączyć mechanizm zwrotnicy, a zwrotnicę ustawić

recznie. Przyrząd do ustawiania sygnałów (fig. 435) jest zbudowany nieco odmiennie, motor zaś podobnie jak zwrotnicowy o sile również $\frac{1}{2}$ HP. Przyrząd nastawczy ma odpowiednio do ilości ramion elektromagnesy włączające. Całe urządzenie nastawcze sygnału tak na jazdę „wolną“, jak i „wzbronioną“ ma ruch przymusowy. Ramiona i tarcze sygnałów mają urządzenia kontaktowe, przez które przechodzi prąd i sygnalizuje w stawidle ustawienie odnośnego sygnału na jazdę „dozwoloną“. Działanie tego prądu ustaje, jeżeli sygnał automatycznie opada na jazdę „wzbronioną“. Brak prądu w przewodzie kontrolnym ujawnia się również, jeżeli sygnał nie ustawi się odpowiednio do przełożenia kłamki.

Automatyczne opadnięcie sygnału na jazdę wzbronioną musi nastąpić przy zniesieniu zamknięcia drogi jazdy, lub po przejeździe pociągu przez odnośny kontakt lub szynę izolowaną. Opadnięcie to może przeprowadzić także kierownik ruchu zapomocą klucza kontaktowego. Z opadnięciem sygnału na jazdę wzbronioną opada równocześnie i tarcza odnośnego sygnału ostrzegawczego.

Motor i przyrząd nastawczy sygnału jest umieszczony również w silnej skrzyni ochronnej i powinien być łatwo dostępny.

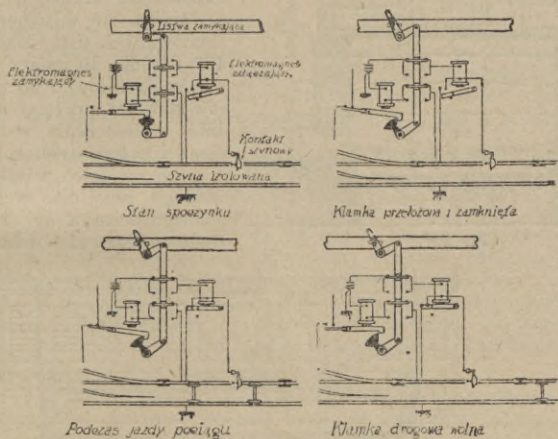


Fig. 436.

Stawidło na prąd silny jest podobnie zbudowane, jak mechaniczne pod zamknięciem elektrycznym. Zamiast dźwigni ma kłamki lub rączki, włączające dla zwrotnic sygnałów i poszczególnych dróg jazdy. Kłamki są połączone przewodami kablowymi z odnośnymi urządzeniami, oznaczone kolorami i mają zawsze w stanie normalnym przepisane położenie. Zwykle mają położenie normalne na prawo i mogą być przekładane na lewo o 90° . Kłamki drogowe (fig. 436) mają położenie pionowe i mogą być przekładane na lewo lub prawo o 45° . Przy nowszych urządzeniach nie ma osobnych kłamek sygnałowych, tylko kombinowane z kławkami drogowymi. Wówczas przy obrocie kłamki o 45° następuje zamknięcie drogi, a przy obrocie o dalsze 45° ustawienie sygnału, co się dzieje momentalnie. Blokada przy stawidłach na prąd silny, zawisłości i wykluczenia niektórych czynności, jest tego samego systemu, co i przy stawidłach mechanicznych pod zamknięciem elektrycznym. Oprócz mechanicznych zawisłości są w tych stawidłach i zawisłości elektryczne. Zgodność kłamek zwrotnic i sygnałów, musi być kontrolowana akustycznie i optycznie. Tak samo musi być sygna-

lizowane niedokładne ustawienie, jak przecięcie zwrotnicy mylnie ustawionej przez najechanie tejże za iglicą.

Użycie zgęszczonego powietrza zamiast prądu silnego może mieć zastosowanie tylko do przestawiania zwrotnic w rejonach przetaczania, ale jest mało używane z powodu licznych usterek, występujących w przewodach rurowych:

Ustawnia. Stawidła tylko dla sygnałów ustawione przed biurem ruchu nie mają budek ochronnych. Stawidła mechaniczne do ześrodkowanego ustawiania zwrotnic i sygnałów ustawione również przed biurem ruchu, chronione są budkami blaszanymi lub drewnianymi, zaś stawidła pod blokowem zamknięciem, ustawione normalnie na krańcach stacji, umieszcza się w odpowiednio zbudowanych ustawniach (fig. 437 i 438). Rozmiary tychże należy dostosować do rozmiarów stawideł, przytem uwzględnić umieszczenia w tychże pieca i potrzebnych sprzętów, oraz przewidzieć miejsce dla wolnego przejścia, wzgl. dogodnego dostępu do stawidła. Budowa ustawni powinna być

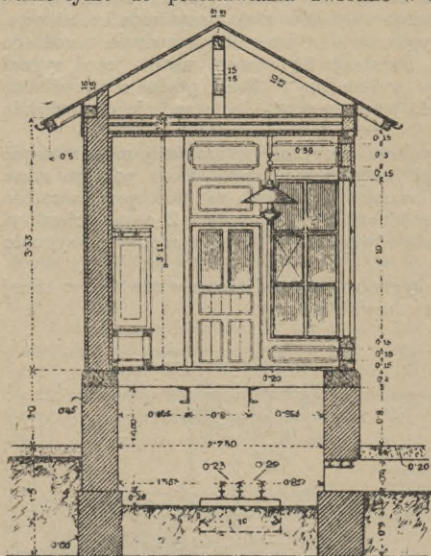


Fig. 437.

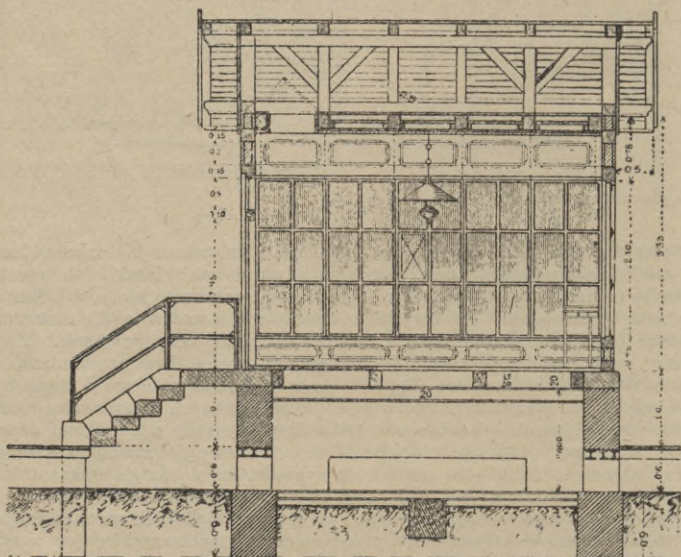


Fig. 438.

trwała na wpływy atmosferyczne, podłoga na podwyższonym fundamencie a w odstępnie od najbliższego toru najmniej 2,20 m. Ustawnia zbudowana między większą ilością torów powinna być piętrowa dla lepszego przeglądu. Przednia strona (frontowa) cała i boczne do $\frac{2}{3}$ oszklone. Długość ustawni zależna jest od długości stawidła; powiększa się ja w miarę potrzeby o jedno lub więcej okien frontowych. Wejście powinno być boczne (nie na tory) i nie od strony panujących wiatrów. Do ustawni piętrowych stosuje się schody zewnętrzne w celu oszczędności miejsca. Dzwony sygnałowe, motorki do zapór drogowych i miejsce ustępowe powinny być umieszczone w pobliżu ustawni.

Linja blokowa. Wysyłka pociągów jednego za drugim podług czasu jest niepewna, a to z powodu braku wiadomości, co się dzieje z pociągiem na szlaku. Najpewniej jest wysyłać pociągi w odstępach stacyjnych, co jednak przy żywszym ruchu nie da się utrzymać. Wtedy dzieli się szlak między stacjami na odpowiednio długie odcinki, na granicach których ustawia się sygnały odstępowe. Jeżeli te sygnały nie są pod zamknięciem elektrycznym, wówczas strażnice te służą do telefonicznego zgłaszania pociągów; jeżeli zaś sygnały odstępowe są pod zamknięciem blokowem, stanowią linję blokową.

Prowadzenie ruchu na szlaku jest unormowane instrukcjami dostosowanymi do rodzaju zabezpieczenia. Linje blokowe są po większej części stosowane na szlakach dwutorowych. Długość odcinków zależy od chyżości i ilości pociągów, mających przejechać w pewnym czasie. Jeżeli czas potrzebny do przejazdu odcinka nazwiemy t , długość l , a średnią chyżość w km na 1 godz. v , to $t = \frac{l}{v}$. Przy dokładnem obliczaniu należy brać pod uwagę spadki, wzgl. wzniesienia, zatrzymania na przystankach i stratę chyżości przy zatrzymaniu i ruszaniu z miejsca (przyjmuje się zależnie od urządzenia hamulczego od 0,5 do 3,5 min) Najm. dopuszczalna długość odcinka blokowego równa się największej długości pociągu, powiększonej o przepisana odległość do krycia pociągu. Linje blokowe zaczynają się i kończą w stacjach. Zapomocą linji blokowej dana jest możność do wjazdu pociągu na odcinek blokowy szlaku dopiero wówczas, gdy poprzedni pociąg opuścił odnośny odcinek. Do tego celu stosuje się również zamki elektryczne blokowe.

Aparat posterunku blokowego składa się ze stawidła z dwiema dźwigniami lub korbami do uruchomienia sygnałów odstępowych, które mogą mieć w niektórych wypadkach i sygnały ostrzegawcze, aparatu blokowego z 4-ma zamkami elektrycznymi (a to z 2-ma ramkami sygnałowymi i 2 pomocniczymi) 2 przenośników (Relais), 2 dzwonek, 2 przycisków dzwonekowych, szyn izolowanych i baterji galwanicznej. Zamki sygnałowe są normalnie otwarte, natomiast pomocnicze przytknięte. Dla każdego kierunku jest 1 zamek sygnałowy i 1 pomocniczy, razem pod wspólnym klawiszem. Sygnał odstępowy w stanie normalnym można ustawić dowolnie, ale zablokować go nie można, gdyż przytrzymuje go odnośny zamek blokowy pomocniczy. Dopiero po przejeździe pociągu przez szynę izolowaną i automatycznym otwarciu zapomocą prądu galwanicznego zamka pomocniczego i ustawieniu odnośnego sygnału na jazdę wzbronioną, da się klawiszem zamka sygnałowego i pomocniczego nacisnąć i zablokować. Okienko zamka sygnałowego w aparacie zmienia się wówczas na czerwone, zaś pomocniczego na czarne. Otworzenie zamka sygnałowego nastąpi dopiero po wjeździe pociągu w następny odcinek szlaku, ustawieniu sygnału na „stój“ i po zablokowaniu sygnału na następnym posterunku. Początkowym blokiem jest zamek elektryczny pod wspólnym klawiszem ze zamkiem elektrycznym sygnału wyjazdowego jednej stacji, zaś końcowym blokiem zamek sygnału wyjazdowego następnej stacji, do której pociąg zdąża. Blok początkowy jest

normalnie otwarty (okienko białe), natomiast obydwa zamki blokowe stacyjne, tj. zamek sygnału wyjazdowego jednej stacji i zamek sygnału wyjazdowego drugiej stacji są stale zamknięte (okienka czerwone), a otworzyć je może tylko dotyczący kierownik ruchu.

Schemat uwidoczniiony na fig. 439 przedstawia przejazd pociągu przez linię blokową w jednym kierunku. Kreskowane linie na sygnałach, wskazujących jazdę wzbronioną, oznaczają możliwość ustawienia tych sygnałów na jazdę dozwoloną.

Linje blokowe na szlakach jednotorowych urządza się w wyjątkowych wypadkach; mają one za zadanie nie tylko zabezpieczenia pociągów jadących za sobą, ale także wykluczenia możliwości mylnego wysłania pociągów na-

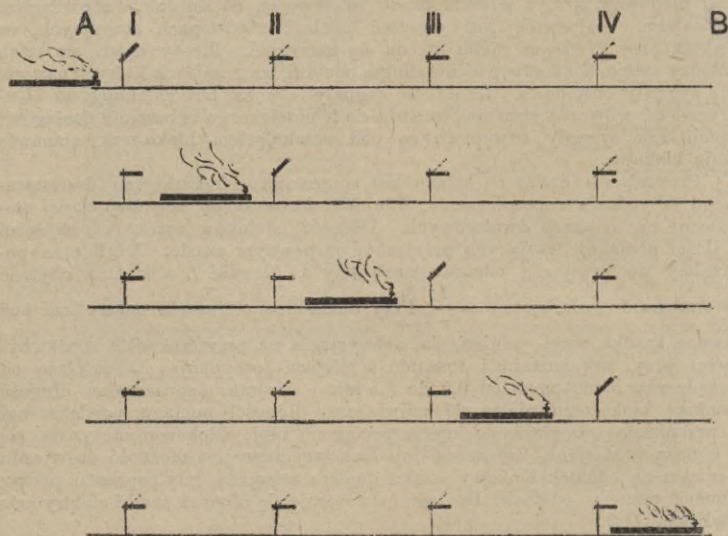


Fig. 439.

przeciw sobie. Wyjazd pociągu z jednej stacji zależy od otwarcia bloku przyzwalającego przez stację, do której pociąg ma być wysłany. Blok przyzwalający jest pod wspólnym klawiszem z blokiem sygnału wyjazdowego stacji wysyłającej, wobec czego wykluczone jest dowolne ustawienie tego sygnału.

Zabezpieczenie bocznic kolejowych (torów przemysłowych). Bocznic kolejowe służą do ułatwienia dostawy i odprowadzenia ładów całowagonowych do, wzgl. ze składowisk w obrębie wytwórni. Mogą odgałęziać się w stacjach lub na otwartych szlakach kolejowych i muszą być według istniejących przepisów wykonane i ubezpieczone.

W stacjach powinny odgałęziać się o ile możliwości tylko od torów bocznych. Odgałęzienie bocznic na szlakach podwójnych należy wykonać tak, aby zwrotnica odgałęziająca była najeżdżona przez kursujące pociągi tylko za iglicą, a przecięcie drugiego szlaku wykluczone. Odgałęzienia między zwrotnicą wjazdową, a sygnałem wjazdowym są niewłaściwe.

Jeżeli odgałęzienie bocznic ma być zastosowane między pierwszą zwrotnicą, a sygnałem wjazdowym, należy zwrotnicę odgałęziającą kryć sygnałem wjazdowym, oraz sygnałem wjazdowym odnośnej stacji, na dwu-

torowym szlaku zaś zależnie od sytuacji jednym z tych dwu sygnałów. Jeżeli oddalenie sygnału wyjazdowego jest niewystarczające, należy kryć zwrotnicę odgałęziającą sygnałem wjazdowym drugiej strony stacji, ewent. zastosować sygnał ostrzegawczy dla kryjącego sygnału wyjazdowego.

Dla zabezpieczenia przed ewentualnem zbiegnięciem wozów na szlak główny należy przy bocznicach zastosować zwrotnice odwiedlne i to, o ile możliwości, w pobliżu zwrotnicy odgałęziającej, a to wówczas, jeżeli inne zamknięcie (wykolejnica, fig. 440), nie daje należytej gwarancji bezpieczeństwa. Celem zabezpieczenia bocznic w stacjach stosuje się zamki zwrotnicowe kluczowe (a mianowicie do zwrotnicy odgałęziającej zamek zwrotnicowy pojedynczy, a do zwrotnicy odwiedlnej zamek zwrotnicowy z kluczem kontrolnym, który stale tkwi w tym zamku), wzgl. zamek i wy-

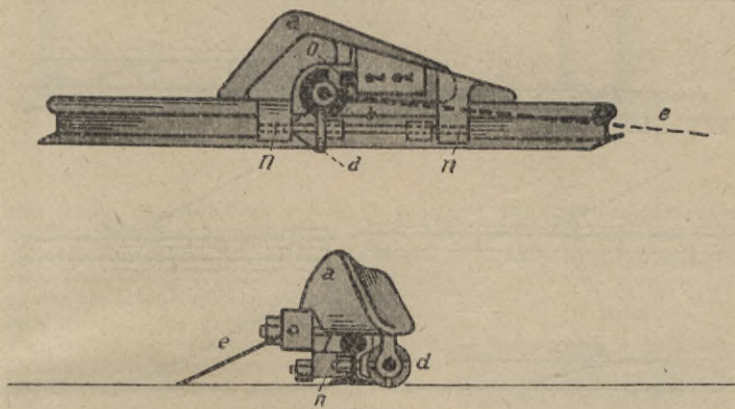


Fig. 440.

kolejnicę z kluczem kontrolnym, w zawisłości kluczowej. Przy takiej zawisłości zamek zwrotnicy odgałęziającej da się otworzyć tylko kluczem kontrolnym zamka zwrotnicy odwiedlnej, wzgl. wykolejnicy, który to klucz tkwi stale w zamku; wyjąć go można dopiero po otworzeniu kluczem właściwym zamka zwrotnicy odwiedlnej, wzgl. wykolejnicy. Klucz właściwy jest stale w przechowaniu zawiadowcy najbliższej stacji, zaś w stacjach zabezpieczonych tkwi normalnie za pośrednictwem klucza listewkowego w aparacie zarządczym, o ile zwrotnica odgałęziająca leży w torze dla jazd pociągów.

Na szlakach normalnotorowych głównych musi być zwrotnica odgałęziająca kryta przepisaniem sygnałami stałymi, ustawionemi w przepisanej odległości (600 m), a to w celu krycia zatrzymujących się przewozek (pociągów) na jednotorowym szlaku z obu stron, na dwutorowym szlaku od strony kierunku jazdy, przyczem jednak należy unikać skupienia sygnałów (fig. 441).

Przyrządy do zamykania zwrotnicy odgałęziającej i odwiedlnej, wzgl. wykolejnicy muszą być w takiej zawisłości z przynależnymi sygnałami, że sygnały te dadzą się dopiero wówczas ustawić na jazdę dozwoloną, jeżeli odnośne zwrotnice są zamknięte, a wykolejnica jest na szynie ustawiona i również zamknięta.

Do uruchomienia sygnałów, kryjących bocznicę odgałęziającą się od linii głównej i uruchomienie przyrządów zamykających, używa się odpowiedniego stawidła dla odgałęzień z dwoma dźwigniami. Zwrotnicę od-

gałęziącą można kryć również sygnałami wyjazdowymi sąsiednich stacyj, przy zastosowaniu blokady pomiędzy dotyczącymi stacjami.

Ładownie bez dozoru organu ruchowego ubezpiecza się jak bocznice.

Bocznice, na które miałyby zajeżdżać całe pociągi i na których ma być rozwinięty ruch, należy uważać za szlak kolejowy odgałęziający od szlaku głównego.

Na szlakach lokalnych, na których nie ma stałych sygnałów, należy zabezpieczyć zwrotnicę odgałęziającą zamkiem zwrotnicowym pojedynczym, zaś odwiedlną zamkiem zwrotnicowym z kluczem kontrolnym o wzajemnej zawisłości kluczowej, wzgl. jeżeli brak zwrotnicy odwiedlnej, zastosować wykolejnicę z kluczem kontrolnym również o zawisłości kluczowej ze zamkiem zwrotnicy odgałęziającej. Zamki kluczowe zwrotnicowe należy chronić żelaznymi skrzynkami zamykanymi na klucz.

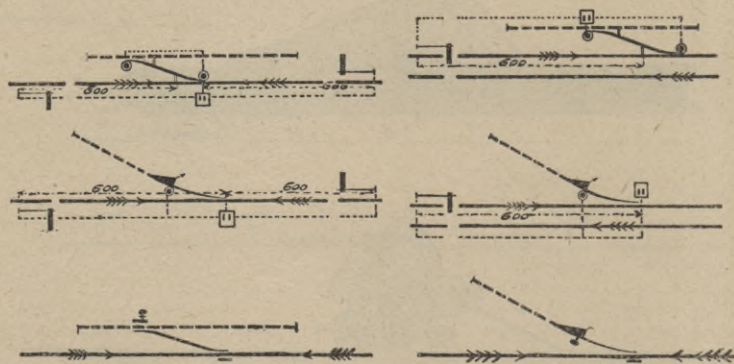


Fig. 441.

Projekty bocznic przedkłada się do odnośnej Dyrekcji kolejowej w czterech egzemplarzach, z planem sytuacyjnym w skali 1 : 1000, z uwidocznieniem długości bocznic, profilu podłużnego i charakterystycznych profili poprzecznych wraz z dokładnym opisem. Jeżeli bocznicą ma przekraczać drogi i wody, projekt szczegółowy winien być przedłożony odnośnemu Województwu (Dyrekcji okr. Robót Publicznych).

Zapory drogowe. Skrzyżowania przejazdów w poziomie ze szlakiem kolejowym należy odpowiednio zabezpieczyć podczas przejazdu pociągów. Przy małej chyżości pociągów umieszcza się w tym celu tylko po obu stronach toru tablice z ostrzeżeniem „Baczność na pociąg“. Dla linii o znacznym ruchu i prędkości pociągów większej niż 30 km/godz. używa się zapór drogowych (fig. 442).

Zapory drogowe dzielą się na zapory ręczne, obsługiwane z miejsca posterunku, i zwozzone, zamykane motorkiem korbowym z pewnej odległości zapomocą pędni drutociągowej. Zapory zwozzone muszą być zaopatrzone przyrządem dzwonowym ostrzegawczym. Starsze systemy zapór zwozzonych o pojedynczym drutociągu nie mają przyrządu dzwonowego, natomiast odległość zapór od toru jest tak wielka (od 7,50 do 14 m od środka toru), że także w razie zamknięcia zaprzęg może bezpiecznie oczekiwać na przejazd pociągu. Istnieją nadto zapory ręczne sezonowe na drogach polnych lub lasowych, stale zamknięte na klucz, a otwierane w razie potrzeby przez najbliższego strażnika. Zapory drogowe mogą być drewniane lub żelazne. Odstęp ich od zewnętrznej krawędzi szyny wynosi 2,25—3 m, zaś od poziomu drogi 0,90 m.

Zapory w stanie zamkniętym powinny być równoległe do linii. Pędnia zapór sporządzona jest z podwójnego drutu stalowego cynkowanego o średnicy 4 mm. (Starszy system zapór posiada pojedynczy drutociąg.) Rynewka

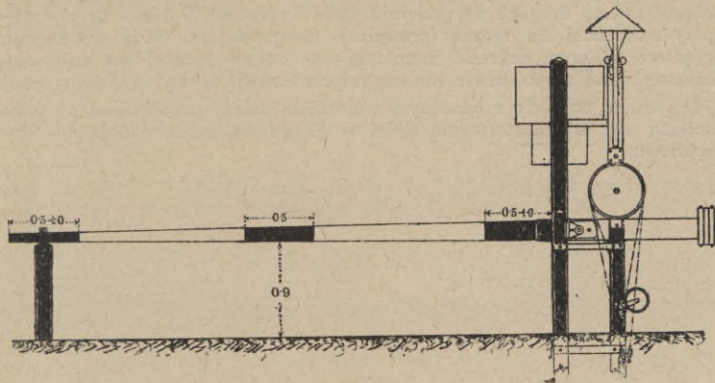


Fig. 442.

przy szynie na przejeździe w poziomie powinna być tak urządzona, aby zwierzęta pociągowe nie wpadały w nią i nie były narażone na uszkodzenie nóg (fig. 443). Dojazd do zapór, oraz tor przy zaporze, należy na pewnej długości ogrodzić. Zapory przy domach mieszkalnych powinny być opatrzone w zawiasową siatkę żelazną, opadającą pionowo do poziomu drogi. Przy zaporach zwodzonych nowszych powinien przed zapadnięciem zapór przyrząd ostrzegawczy, umocowany na stojaku, dzwonić tak długo, aby najdłuższy zaprzęg przejechał tor, nim zaczną opadać zapory, tj. na jednotorowych szlakach 25 sek., na dwutorowych 30, a przy każdym dalszym torze o 5 sek. dłużej. Zapory powinny opadać powoli i równocześnie z obu stron szlaku, a w stanie zamkniętym nie powinny się dać podnosić. W celu uwidocznienia, stojaki zapór pomalowane są czarno, zaś same zapory białą z kończynami czarnymi, a w środku pasem, 0,8 m długim. Zapory ręczne zamyka i otwiera się korbą umieszczoną na stojaku lub osobno. Zapory dłuższe niż 5 m muszą mieć usztywnienie drążków zamykających, a do uruchomienia odpowiednie przeniesienie.

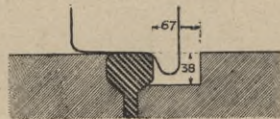


Fig. 443.

Zapory zwodzone można stosować bez dzwonka ostrzegawczego, ale tylko wówczas, jeżeli długość pędni nie przekracza 50 m, lub też przy mniejszej odległości, jeżeli przejazd w poziomie jest niewidoczny (w wykopie). Do uruchomienia zapór zwodzonych nowszych, z dzwonkiem ostrzegawczym, używa się motorków ustawionych w miejscu posterunku strażnika. Motorek takich zapór powinien mieć dwie zawisłości: jedną do powolnego obrotu korby motorka, a tam samym powolnego zamykania zapór i drugą do przymusowego wydzwonienia ostrzegawczego. Zapory zwodzone bez dzwonka ostrzegawczego, o długości od 3 do 5 m, otrzymują do uruchomienia motorek pojedynczy, ponad 5 m motorek z przeniesieniem. W razie zepsucia się zapory na drodze o silnej frekwencji powinien być przejazd strzeżony przez dozorcę. Na drogach o silnym ruchu automobilowym umieszcza się na zaporach w nocy światło ku drodze, tak z jednej jak i drugiej strony (na środku zapory latarnia, dająca światło przy zamkniętych zaporach czerwone, przy

otwartych białe). Każda zapora drogowa musi być opatrzona w odpowiednie tablice ostrzegawcze, tak z jednej jak i z drugiej strony drogi.

Zapory drogowe zamyka się na 5 min. przed spodziewanym nadejściem pociągu, zaś na drogach do przepędu trzód bydła na 10 min. Przebudowę zapory zwodzonej na ręczną (przemiana korzystniejsza) może uskutecznić zarząd we własnym zakresie, natomiast przebudowę ręcznej na zwodzoną, można wykonać na podstawie rozstrzygnięcia komisji obchodowej politycznej.

Dotyczące projekty z odnośnym wnioskiem należy przedkładać po porozumieniu się z Ministerstwem Kolei w 3 egzemplarzach odnośnemu Województwu.

PODRECZNIK INŻYNIERSKI

W ZAKRESIE INŻYNIERJI
LĄDOWEJ I WODNEJ

REDAKTOR NACZELNY

PROF. DR. INŻ. STEFAN BRYŁA

CZEŚĆ TRZECIA:

MIERNICTWO.

LWÓW I WARSZAWA 1926

NAKŁADEM KSIĘGARNI POLSKIEJ B. POŁONIECKIEGO

WYDANO ZE WSPÓLUDZIAŁEM
ZWIĄZKU STUDENTÓW INŻYNIERJI POLITECHNIKI
LWOWSKIEJ.

CZEŚĆ TRZECIA.

MIERNICTWO.

TREŚĆ.

	Strona		Strona
Miernictwo, część I. Napisał inż. Władysław Wojtan, profesor politechniki, Lwów	339	Miernictwo, część II. Napisał inż. dr. Kasper Weigel, profesor politechniki, Lwów	400
I. Miary	339	I. Rachunek spółrzędnych	400
II. Zaznaczenie punktów na te- renie	341	II. Triangulacja	403
III. Pomiar długości prostej	341	III. Zdjęcia poligonowe	423
IV. Tyczenie kątów 90° i 180°	343	IV. Trygonometryczny pomiar wy- sokości	431
V. Zdjęcia poziome	347	V. Barometryczny pomiar wyso- kości	438
VI. Obliczanie powierzchni	352	VI. Tyczenie tras	437
VII. Libela	359	VII. Fotogrammetrja	448
VIII. Luneta	361	Rachunek wyrównawczy. Nap- isał inż. dr. Kasper Weigel, profesor politechniki, Lwów	457
IX. Niwelacja	363	Zarys fotografji. Napisał dr. fl. Henr. Mikolasch, Lwów	471
X. Instrument uniwersalny	378		
XI. Pomiar kątów poziomych	384		
XII. Tachymetrja	386		
XIII. Zdjęcia busolowe	397		

Miernictwo.

CZĘŚĆ I.

Napisał

Inż. Władysław Wojtan

profesor politechniki lwowskiej.

I. Miary.

Miary długości i powierzchni.

1. Miary metryczne.

Metr, m ,

decymetr, $dm = 0,1 m$,

centymetr, $cm = 0,01 m$,

milimetr, $mm = 0,001 m$,

mikron, $\mu = 0,001 mm$,

hektometr, $hm = 100 m$,

kilometr, $km = 1000 m$,

metr kwadratowy, m^2 ,

centymetr kwadratowy, $cm^2 = 100 mm^2$,

ar, $a = 100 m^2$,

hektar, $ha = 10.000 m^2 = 100 a$,

kilometr kwadratowy, $km^2 = 1.000.000 m^2 = 10.000 a = 100 ha$.

2. Miary nowe polskie (z r. 1818).

Sażeń = 3 łokciom = 6 stopom = 12 ćwierciom = 72 calom = 864 linjom = 1,728 m,

łokieć = 2 stopom = 4 ćwierciom = 24 calom = 288 linjom = 0,576 m,

stopa = 2 ćwierciom = 12 calom = 144 linjom = 0,288 m,

ćwierć = 6 calom = 72 linjom = 0,144 m,

cal = 12 linjom = 0,024 m,

linja = 0,002 m,

(Metr = 0,578704 sażnia = 3,472222 stopy.)

Miary używane w miernictwie:

Pręt = 7,5 łokcia = 10 stopom dziesiątym czyli pręcikom = 100 calom dzies. czyli ławkom = 1000 linjom dzies. czyli ławeczkom = 4,32 m,

sznur mierniczy = 10 prętom = 75 łokciom = 150 stopom = 43,2 m,

pręt kw. = 18,6624 m²,

łokieć kw. = 0,331776 m²,

morg = 300 prętom kw. = 55 a 98,72 m²,

włoka = 30 morgom = 9000 prętom kw. = 16,79616 ha,

(Metr = 0,231481 pręta, metr kw. = 0,053584 pręta kw., ar = 5,358368 pręta kw., hektar = 1,786123 morga.)

3. Dawne miary austriackie, używane częściowo w Małopolsce. Sażeń wiedeński = 1,896484 m, cal wied. = 0,02634 m, mila austriacka = 4000 sażniom = 7,585636 km. Sażeń kw. = 3,596652 m², morg austr. =

1600 sążniom kw. = 57 a 54,642 m². (Metr = 0,527292 sążnia; metr kw. = 0,278036 sążnia kw., ar = 27,803639 sążnia kw., hektar = 1,737727 morga.)

4. Miary rosyjskie. Sażeń = 3 arszynom = 7 stopom = 2,1336 m, arszyn = 28 calom = 16 werszkom = 0,7112 m, stopa = stopie angielskiej = 12 calom = 0,3048 m, cal = 10 linjom = 0,0254 m, wiorsta = 500 sażeniom = 1,0668 km. Sażeń kw. = 4,552249 m², dziesięcina = 2400 sażeniom kw. = 1,092540 ha, wiorsta kw. = 1,138062 km².

5. Dawne francuskie miary długości. Toise = 6 stopom paryskim = 1,949036 m, stopa parys. = 12 calom parys. = 0,324839 m, cal parys. = 12 linjom parys. = 0,027070 m, linja parys. = 2,255829 mm. (Metr = 0,513074 toise'om = 3,078444 stopom parys. = 443,296 linjom parys.)

6. Miary angielskie. Yard = 3 stopom = 0,914399 m, stopa = 12 calom = 0,304800 m, cal = 0,025400 m, fathom = 2 yardom = 1,828798 m, chain = 22 yardom = 20,116778 m, statute mile = 1760 yardom = 1,609342 km, yard kw. = 0,836126 m², akr = 4840 yardom kw. = 40 a 46,850 m², yard of land = 30 akrom = 12,1405 ha, hide of land = 100 akrom = 40,468 ha, mile of land = 640 akrom = 2,59 km².

Miary używane w miernictwie są: standard chain = 66 stopom = 100 links, acre = 100.000 links kw., rood = 25.000 links kw., pole albo perche = 625 links kw.

7. Międzynarodowe miary milowe. Mila geograficzna = $\frac{1}{15}$ stopnia równika elipsoidy ziemskiej = 7,420439 km, mila morska = 1 minucie równika = $\frac{1}{4}$ mili geograf. = 1,855110 km.

Miary kątowe. 1. Miary stopniowe: a) Podział sześćdziesiątkowy. Kąt pełny podzielony na 360 stopni (°), stopień = 60 minutom (′), minuta = 60 sekundom (″). b) Podział setkowy. Kąt pełny podzielony na 400 stopni (d), stopień = 100 minutom (′), minuta = 100 sekundom (″). U nas używany jest podział sześćdziesiątkowy.

2. Miary łukowe (dla podziału sześćdziesiątkowego). Między długością łuku l , o promieniu r , a wielkością odpowiedniego kąta α istnieje następujący związek:

$$l = \frac{\alpha^{\circ}}{\rho^{\circ}} r = \frac{\alpha'}{\rho'} r = \frac{\alpha''}{\rho''} r,$$

$$\alpha^{\circ} = \frac{l \rho^{\circ}}{r}, \quad \alpha' = \frac{l \rho'}{r}, \quad \alpha'' = \frac{l \rho''}{r}, \quad \text{przyczem}$$

$$\rho^{\circ} = \frac{180^{\circ}}{\pi} = 57,2957795^{\circ}, \quad \rho' = \frac{180 \cdot 60'}{\pi} = 3437,74677,$$

$$\rho'' = \frac{180 \cdot 60 \cdot 60''}{\pi} = 206264,806''.$$

Miary rysunkowe: skale i podziałki. Wielkość skali zależy od celu zdjęcia, wielkości obszaru zdejmowanego i ilości szczegółów. W miernictwie używane są skale 1:100, 1:200, 1:250, 1:500, 1:1000, 1:2000, 1:2500, 1:5000, 1:10.000 i inne. W Państwie Polskiem przepisane są następujące skale dla nowych zdjęć poligonowych: Skala zasadnicza 1:2000; dla miast skale 1:1000, 1:500, 1:250; dla wielkich obszarów, o przeciętnej powierzchni parcel ponad 10 ha, skala 1:4000. Mapy katastralne Małopolski (zdjęcia stolikowe) wykonane są w skali 1:2880 (1 cal = 40 sążniom).

Rysunek skali nazywamy podziałką. Odróżniamy podziałki linijne i transwersalne (poprzeczne). Ostatnie oparte są na proporcjonalności odcinków.

Nonjusze. Służą do dokładnego mierzenia krótkich długości prostych i łuków kołowych (kątown). Są to osobne podziałki, przesuwalne wzdłuż po-

działki głównej. Podziałka nonjusza jest zwykle tak wykonana, że $(n - 1)$ działkom podziałki głównej odpowiada n działek podziałki nonjuszowej. Oznaczmy działkę podziałki głównej przez a , działkę podziałki nonjuszowej przez b , to $b = a - \frac{a}{n}$. Wartość nonjusza $\delta = a - b = \frac{a}{n}$. Liczbowanie nonjusza odpowiada wielokrotnościom jego wartości, kierunek liczbowania zgadza się z kierunkiem liczbowania podziałki głównej. Rysunki nonjuszów kątowych podano na str. 382. Na fig. 64 $a = 20'$, $n = 20$, $\delta = 1'$; na fig. 65 $a = 10'$, $n = 30$, $\delta = 20''$.

II. Zaznaczenie punktów na terenie.

Do tego celu służą: 1. Tyczki miernicze. 2. Paliki z twardego drewna, z gwoździem wbitym w głowę palika. 3. Pale długości 80 cm lub 1 m, grubości 10 do 15 cm, z gwoździem. 4. Słupki kamienne, lub betonowe, długości 50 do 70 cm, o przekroju poprzecznym 15 cm \times 15 cm lub 20 cm \times 20 cm, z krzyżem wykutym na wierzchni, lub z wpuszczonym prętem żelaznym. 5. Słupki kamienne z płytą podziemną z krzyżem, zaznaczającą położenie punktu w razie zniszczenia słupka. 6. Rury żelazne, długości 50 do 70 cm, o średnicy wewnętrznej 2 do 4 cm, zakończone stożkowo. Rury żelazne mogą być obetonowane i przykryte pokrywą żelazną. 7. Rurki drenowe. 8. Gwoździe z dużymi głowami, które wbija się na ulicach.

III. Pomiar długości prostej.

Pomiar długości prostej ma podać poziomą odległość dwóch punktów terenu. Może być: a) bezpośredni, gdy przyrząd do pomiaru długości układamy w kierunku prostej mierzonej; b) pośredni, gdy żadaną długość obliczamy z innych długości, ewentualnie z długości i kątów. Tu zaliczamy także optyczny pomiar długości.

Przyrządy do pomiaru długości: Łaty miernicze. Drażki drewniane, długości 3, 4, lub 5 m, o przekroju owalnym, lub prostokątnym, na końcach okute (okucie płaskie, lub klinowe) i opatrzone podziałem decymetrowym. Łatę układa się poziomo zapomocą pionu (powinna ze sznurkiem pionu tworzyć równe kąty), albo zapomocą libeli stolikowej. Mierzy się zwykle dwiema łatami. Łat używa się do najdokładniejszych pomiarów, oraz do pomiaru na terenie pochyłym i nierównym.

Taśma stalowa, do prac mierniczych używana najczęściej. Wstęga stalowa, 20, lub 50 m długa, opatrzona rękojeściami kółkowymi i dwoma podziałami decymetrowymi, liczbowanymi w przeciwne strony. Do naciągania taśmy używa się kosturów. Poziomo układa się taśmę zapomocą pionu. Do znaczenia na terenie poszczególnych przyłożeń taśmy służą szpilki miernicze.

Do pomiaru długości używa się także taśmy płóciennej i linewki mierniczej. Taśma płócienna, długości 10, lub 20 m, przetkana w kierunku długości kilkoma drucikami brązowymi, opatrzona z obu stron podziałem centymetrowym. Ulega znacznie wpływom wilgoci. Używa się jej do mierzenia długości krótkich. Linewka miernicza, z drutów stalowych, długości 20, 50 do 100 m, z poznaczonymi odstępami metrowymi, używana do zdej mowania przekrojów poprzecznych rzek.

Przyrządy do pomiaru długości powinno się sprawdzać co pewien okres czasu, przedewszystkiem zaś przed rozpoczęciem i po skończeniu większego pomiaru, przez porównanie z długością odmierzoną dokładnie zapomocą dwóch metrów normalnych. Metr normalny jest to pręt stalowy, o przekroju kwadratowym, wielkości 1 cm², zakończony klinowato. Metry normalne sprawdza urząd cechowniczy i podaje dla każdego metra równanie długości,

obejmujące stały błąd metra i wpływ temperatury. Według przepisów katastru pruskiego błędy stałe lat, wzgl. taśm stalowych, porównywanych z miarą normalną, nie powinny przekraczać granic następujących:

lata 5 m . . . 1,6 mm, taśma stalowa 20 m . . . 3,5 mm
 „ 3 m . . . 1,3 mm, „ „ 10 m . . . 2,4 mm.

Wykonanie pomiaru. Prosta mierzoną należy wytyczyć. Na terenie poziomym mierzy się wprost po terenie. Na terenie pochyłym i równym, np. wzdłuż drogi, można mierzyć także po terenie, lecz trzeba zaniwelować prostą mierzoną, celem obliczenia długości poziomej, albo mierzy się schodkami, układając miarę poziomo. Na terenie pochyłym i nierównym mierzy się wogóle schodkami; mierząc łatami można także układać łaty na terenie i odczytywać na pochylomierzu dla każdego położenia łaty poprawkę długości, albo wykonać redukcję na poziom przez odsuwanie łaty, używając pochylomierza automatycznego (por. „Zeitschrift für Vermessungswesen“ 1910 str. 553, 1914 str. 429 i 473, 1922 str. 673). Podczas pomiaru schodkami należy: 1. dokładnie przyłożyć miarę, 2. skierować ją w prostą mierzoną, 3. ułożyć miarę poziomo, 4. koniec miary dokładnie odpionować na terenie. Długość mierzy się wogóle dwa razy: na terenie poziomym w przeciwnych kierunkach, na terenie spadającym oba razy od punktu wyższego do niższego (pomiar z góry jest dokładniejszy). Notując wymiar, powinno się zapisać liczbę całych lat (taśm) i resztę długości, a potem całą długość prostej. Różnica dwóch pomiarów nie powinna przekraczać błędu dozwolonego. Wedle „Przepisów obowiązujących przy pomiarach metodą trygon. i poligon.“ granice błędu dozwolonego oblicza się z równania

$$\Delta l = 0,0002 \sqrt{l^2 + 1000 l}.$$

Wartości Δl można odczytać z tablicy 1.

Tablica 1.

Granice błędów dozwolonych Δl przy pomiarze długości l na terenie średnim.

Długość l	Δl	Długość l	Δl	Długość l	Δl	Długość l	Δl
m	cm	m	cm	m	cm	m	cm
1	1	156	9	465	17	823	25
6	2	190	10	508	18	870	26
16	3	225	11	551	19	916	27
30	4	262	12	596	20	963	28
49	5	300	13	640	21	1010	29
71	6	340	14	686	22	1057	30
97	7	381	15	731	23	1105	
125	8	422	16	777	24		
156		465		823			

Dla terenu korzystnego zmniejsza się granice błędów o 20%.

Dla terenu niekorzystnego zwiększa się granice błędów o 20%.

Jeżeli długość mierzymy po terenie równym a pochyłym, między punktami A i B , których różnica wysokości wynosi h (fig. 1), to długość pozioma $l' = \sqrt{l^2 - h^2} \approx l - \frac{h^2}{2l} - \frac{h^4}{8l^3}$. Przy pochyleniach mniejszych od 10% wystarczy uwzględnić dwa wyrazy, przy pochyleniach większych od 10% trzeba uwzględnić trzy wyrazy wzoru przybliżonego.

Długość można mierzyć także krokiem, wyznaczwszy wpieryw długość kroku. Średnia długość kroku, według Jordana, wynosi 80,9 cm. Do liczenia ilości kroków służy krokomierz. Tęgo sposobu pomiaru używa się przy szkicowaniu. Przy pobieżnych orientacjach co do długości można użyć jako miary czasu.

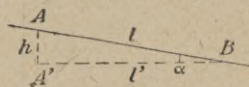


Fig. 1.

IV. Tyczenie kątów 90° i 180°.

Do tyczenia kątów 90° i 180° służą węgielnice: a) przeziernikowe, b) zwierciadlane, c) pryzmatowe.

Węgielnice przeziernikowe składają się z celowników, umieszczonych na powierzchni graniastosłupa, walca (w. graniaste, walcowe), stożka (w. stożkowe), lub kuli (w. kuliste), których płaszczyzny celowe tworzą ze sobą kąty 90° i 180°. Węgielnice stożkowe i kuliste posiadają większe pole widzenia w płaszczyźnie pionowej, niż węgielnice graniaste i walcowe, nadają się więc w szczególności do tyczenia prostopadłych na terenie pochyłym.

Węgielnica zwierciadlana do tyczenia kątów 90° składa się z dwóch zwierciadeł, tworzących ze sobą kąt 45°, umieszczonych w odpowiedniej oprawie. Jedno zwierciadło jest osadzone stale, drugie zawiasowo, aby można zmieniać kąt nachylenia zwierciadeł, za pomocą śrubek rektyfikacyjnych. Droga promienia światła naryskowana jest na fig. 2. Kąt, zawarty między promieniem padania a promieniem wyjścia, wynosi 90°. Aby wytyczyć kąt prosty, należy na kierunku obrazu tyczki M , widzianego w zwierciadle II , ustawić tyczkę N , patrząc ponad zwierciadłem II . Zastosowanie tego przyrządu do tyczenia prostopadłych a) w punkcie pośrednim prostej i b) z punktu leżącego zewnątrz prostej, przedstawiają fig. 3 i 4.

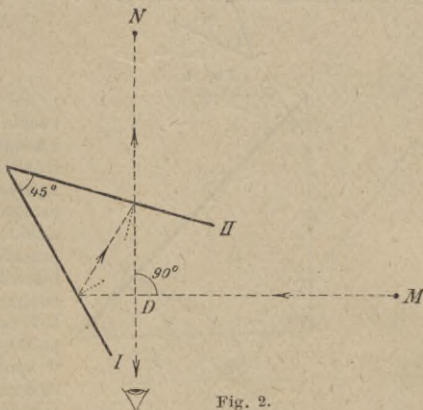


Fig. 2.

Węgielnice pryzmatowe: a) Węgielnica pryzmatowa pojedyncza, pryzmat Bauernfeinda jest to pryzmat szklany, prosty, o przekroju poprzecznym w kształcie trójkąta prostokątnego, równoramiennego. Ściana przeciwprostokątna pryzmatu jest posrebrzona. Pryzmat jest osadzony w odpowiedniej oprawie. Droga promienia światła, służącego do tyczenia prostopadłych, przedstawia fig. 5. Promień światła od tyczki M przebiega w pryzmacie drogą $NPQR$ i wychodzi w powietrze w kierunku RS , prostopadłym do kierunku MN . Obraz tyczki M nie zmienia swego położenia

przy obrocie pryzmatu koło osi. Zastosowanie przyrządu do tyczenia prostopadłych uwidoczniają fig. 6, 7 i 8. Mając wytyczyć prostopadłą w punkcie pośrednim $C(E)$ prostej AB (fig. 6), ustawiamy nad nim pryzmat zapomo-

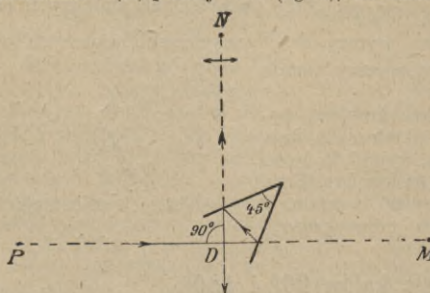


Fig. 3.

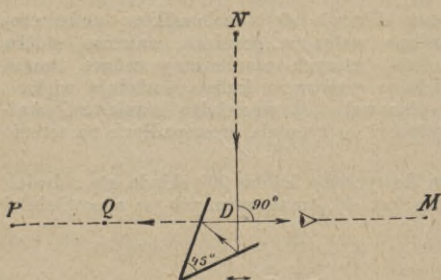


Fig. 4.

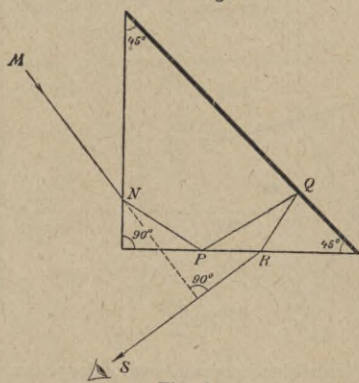


Fig. 5.

w przypuszczalnym punkcie pośrednim prostej tak, by promienie od obu tyczek padały na przeciwległe ściany przyprostokątne pryzmatów, a ściany przyprostokątne, leżące w jednej płaszczyźnie, były zwrócone do twarzy tyczącego. Szukamy obrazów ruchomych, lub stałych obu tyczek w pryzmatach i poruszamy się wpoprzek prostej, dopóki te obrazy nie

pionu tak, by ściana przeciwprostokątna była w przybliżeniu równoległa (prostopadła) do prostej AB , szukamy stałego obrazu tyczki $A(B)$ w pobliżu wierzchołka kąta ostrego (prostego) i ustawiamy tyczkę $D(F)$, widzianą ponad, lub pod pryzmatem, na kierunku obrazu tyczki $A(B)$. Tycząc prostopadłą z punktu D , leżącego zewnątrz prostej AB (fig. 7 i 8), ustawiamy pryzmat na prostej AB , przy pomocy tyczek A i C , w przypuszczalnym spodku prostopadłej, w ten sposób, by ściana przeciwprostokątna była w przybliżeniu prostopadła (równoległa) do prostej AB i szukamy stałego obrazu tyczki D w pobliżu wierzchołka kąta ostrego (prostego). Następnie poruszamy się po prostej AB , dopóki obraz tyczki D nie wpadnie w jedną pionową z tyczką C , widzianą ponad, lub pod pryzmatem. Wtedy należy odpionować położenie pryzmatu na terenie.

b) Węgielnica pryzmatowa do tyczenia kątów 90° i 180° , krzyż pryzmatowy Bauernfeinda, jest zestawieniem dwóch pryzmatów prostokątnych, równoramiennych, umieszczonych tak nad sobą, że ich osi są do siebie równoległe, a ściany przeciwprostokątne prostopadłe. Wzajemne położenie pryzmatów można zmieniać nieznacznie zapomocą odpowiednich śrubek rektyfikacyjnych. Tycząc prostopadłe, używamy jednego z pryzmatów, w sposób opisany poprzednio. Do wyznaczania punktów pośrednich prostej służyć mogą albo obrazy ruchome (fig. 9), albo obrazy stałe (fig. 10), dwóch tyczek, zaznaczających położenie prostej. Sposób użycia przyrządu jest następujący. Ustawiamy przyrząd

padną na jedną pionową. Wreszcie odpionowujemy położenie przyrządu na terenie.

c) Pryzmat pięciościenny Goulier'a. Przekrój poprzeczny pryzmatu (fig. 11) ma kształt pięcioboku symetrycznego $ABCDE$, w którym

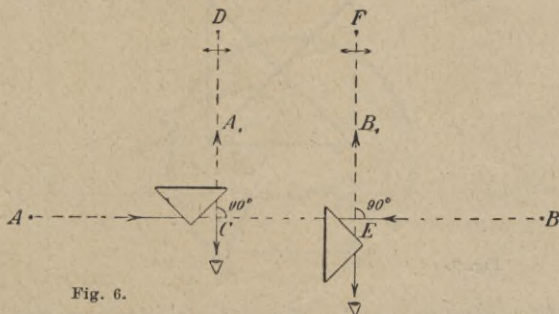


Fig. 6.

kąt przy wierzchołku A wynosi 90° , kąt między bokami ED i CB wynosi 45° , kąty zaś przy wierzchołkach B i E' wynoszą po $112^\circ 30'$. Boki AB i AE są sobie równe. Ściany BC i DE są posrebrzone. Promień światła MN , padający na pryzmat w punkcie N , przebiega w nim drogę $NPQR$ i wychodzi w powietrze w punkcie R , w kierunku RS , prostopadłym do promienia padania MN . Pryzmat Goulier'a daje jaśniejsze obrazy i ma większe pole widzenia niż pryzmat Bauernfeinda. Wierzchołek kąta prostego znajduje się wewnątrz pryzmatu.

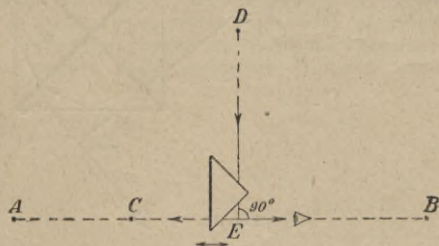


Fig. 7.

d) Pryzmat pięciościenny podwójny do tyczenia kątów 90° i 180° (fig. 12) jest zestawieniem dwóch pryzmatów pojedynczych, obróconych względem siebie o kąt 90° i umieszczonych tak, że jeden znajduje się nad drugim, a dwie ściany przprostokątne wpadają na siebie. Pryzmaty osadzone są w oprawie metalowej, która posiada wycięcia naprzeciw ścian przprostokątnych. (Na przestrzeni AB znajduje się w oprawie wycięcie naprzeciw pryzmatu dolnego I .) Ustawmy przyrząd na prostej MN ; promień światła od tyczki M przebiega w pryzmacie I drogę $PQRS$ i wychodzi z pryzmatu w kierunku SM_1 ; promień światła od tyczki N przebiega w pryzmacie II drogę $TURS$ i wychodzi w kierunku SN_1 . Oba promienie wychodzące znajdują się w jednej płaszczyźnie pionowej, prostopadłej do prostej MN , w której ustawiona tyczka wyznacza prostopadłą do MN . Pryzmat

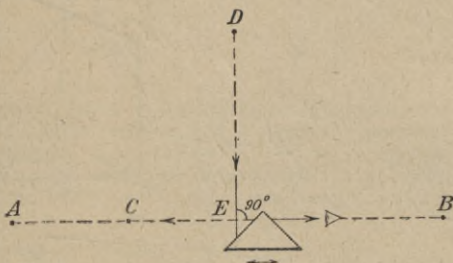


Fig. 8.

przprostokątnych. (Na przestrzeni AB znajduje się w oprawie wycięcie naprzeciw pryzmatu dolnego I .) Ustawmy przyrząd na prostej MN ; promień światła od tyczki M przebiega w pryzmacie I drogę $PQRS$ i wychodzi z pryzmatu w kierunku SM_1 ; promień światła od tyczki N przebiega w pryzmacie II drogę $TURS$ i wychodzi w kierunku SN_1 . Oba promienie wychodzące znajdują się w jednej płaszczyźnie pionowej, prostopadłej do prostej MN , w której ustawiona tyczka wyznacza prostopadłą do MN . Pryzmat

pięciocienny podwójny nie posiada śrubek rektyfikacyjnych, gdyż warunek: „dwie ściany przyprostokątne wpadają na siebie“ nie jest konieczny, a kąt 180° otrzymamy także wtedy, gdy te ściany tworzą ze sobą mały kąt.

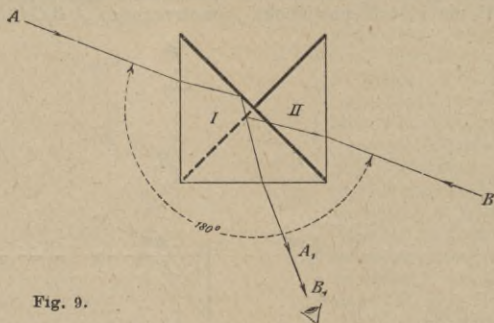


Fig. 9.

Węgielnice pryzmatowe są bardzo wygodne w użyciu, pracuje się nimi szybko i pewnie; nie można ich jednak używać na terenie pochyłym, podobnie jak węgielnice zwierciadlanych.

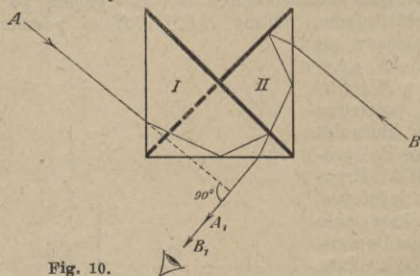


Fig. 10.

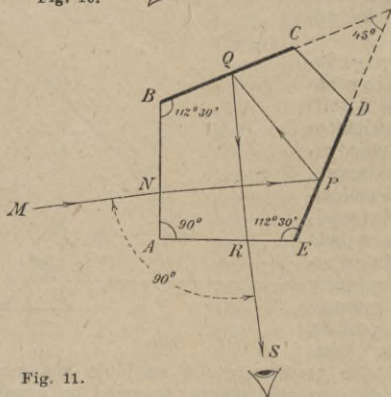


Fig. 11.

Sprawdzanie i rektyfikacja węgielnicy. Węgielnicę do tyczenia kątów prostych sprawdza się przez dwukrotne wytyczenie kąta przy tej samej prostej, w jej punkcie pośrednim, przyczem węgielnicy używamy zawsze w jednakowy sposób. Z obu wytyczeń powinniśmy dostać tę samą prostą.

Jeżeli raz otrzymamy prostą CD_1 , a drugi raz prostą CD_2 (fig. 13), to kąt D_1CD_2 jest podwójnym błędem w wytyczeniu kąta prostego. Prostopadłą do AB będzie prosta CD , przyczem punkt D leży w środku między punktami D_1 i D_2 . Węgielnicę należy tak poprawić, by dawała prostą CD , bez względu na to, od której części prostej AB tyczmy kąt. Węgielnicę do

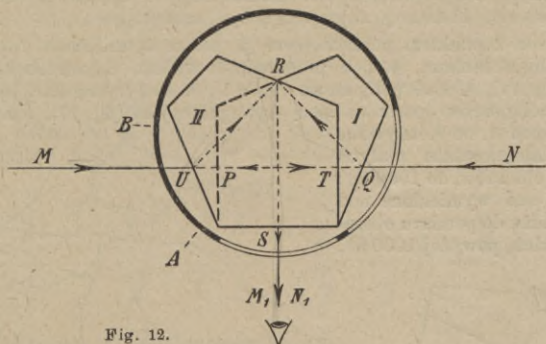


Fig. 12.

tyczenia linii prostych sprawdza się wogóle przez dwukrotne wyznaczenie punktu pośredniego prostej, w dwóch położeniach węgielnicy, różnych od siebie o 180° . Jeżeli każdym razem otrzymamy ten sam punkt, węgielnica jest dobra. Gdy wypadną dwa punkty, należy węgielnicę poprawić tak, by

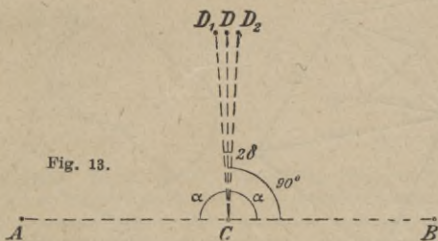


Fig. 13.

w obu położeniach dawała punkt leżący w środku między punktami otrzymanymi. Poprawienie (rektyfikacja) możliwe jest u węgielnic przezziernikowych z przezziernikami włosowymi (przez przesunięcie włosa), u węgielnic zwierciadlanych (przez zmianę kąta nachylenia zwierciadeł) i u węgielnicy pryzmatowej do tyczenia kątów 180° (przez zmianę wzajemnego położenia pryzmatów).

Średni błąd kąta wytyczonego węgielnicą wynosi $\pm 1'$ do $\pm 3'$.

Długość prostopadłych, tyczonych węgielnicami, nie powinna przekraczać na terenie poziomym 50 m, na terenie pochyłym 30 m.

V. Zdjęcia poziome.

Zdjęciem poziomem nazywamy plan, przedstawiający obraz poziomy zdejmowanego obszaru. Przedmiotem zdejmowania są granice własności

i uprawy, budynki, środki komunikacyjne, rzeki itd. Zadaniem zdejmowania jest wyznaczenie wzajemnego położenia pewnej ilości punktów, które połączone ze sobą w odpowiedni sposób dają plan zdejmowanego obszaru. Położenie punktów wyznaczyć możemy *a*) przez pomiar pewnych długości, lub pomiar długości i kątów, *b*) przez narysowanie tych punktów.

Podstawy zdjęć poziomych. Każde zdjęcie opierać się musi na pewnej podstawie. Podstawy zdjęć mogą być następujące:

1. Prosta z punktem początkowym, 2. prosta ograniczona dwoma punktami, 3. linja łamana, 4. pęk promieni, 5. trójkąt, 6. wielobok, 7. siatka linijna (fig. 14), 8. sieć poligonowa (fig. 15), 9. sieć tryangulacyjna (fig. 16), 10. sieć poligonowa oparta na sieci tryangulacyjnej (fig. 17). Podstawy wymienione pod 1. do 8. używane są przy zdejmowaniu małych i średnich obszarów, do 1000 *ha*; podstawy zaś wymienione pod 9. i 10. służą do pomiaru obszarów wielkich, powyżej 1000 *ha*.

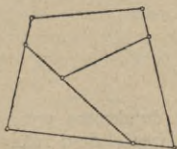


Fig. 14.



Fig. 15.

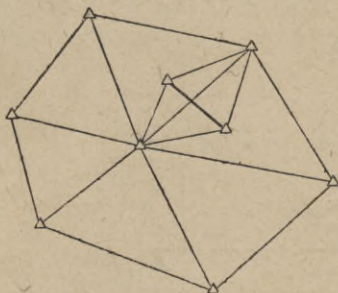


Fig. 16.

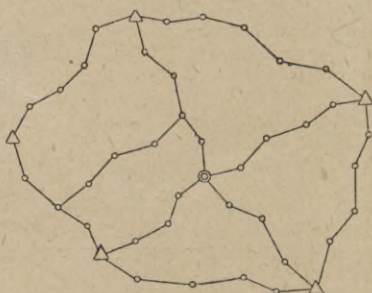


Fig. 17.

Podstawę zdjęcia należy odpowiednio założyć i pomierzyć najdokładniej, stanowi ona bowiem szkielet, na którym opiera się całe zdjęcie. Gdy podstawa składa się z n wierzchołków, to do wyznaczenia wzajemnego ich położenia trzeba pomierzyć $(2n - 3)$ niezależnych ilości. Zwykle jednak mierzymy więcej ilości, by mieć możność sprawdzenia pomiaru, ewentualnie wyrównania. Przy zdejmowaniu małych obszarów, np. parcel, lub niewielkich zbiorów parcel, wykonywa się pomiar podstawy równocześnie ze zdejmowaniem granic, budynków itd. Przy zdejmowaniu średnich i wielkich obszarów pomiar podstawy wykonywa się oddzielnie od wykonania zdjęcia szczegółów, w sposób opisany w rozdziałach o tryangulacji i zdjęciach poligonowych.

Metody wykonywania zdjęć poziomych: 1. Metoda rzutowania, 2. m. trójkątów, 3. m. poprzeczek, 4. m. biegunowa, 5. m. wecinania wprzód, 6. m. zdejmowania z obwodu bez omijania punktów, 7. m. zdejmowania

wania z obwodu z omijaniem punktów. Pierwszemi trzema metodami wykonać można zdjęcia przy użyciu taśmy, węgielnicy i tyczek, przy czterech dalszych metodach potrzeba prócz tych przyrządów użyć jeszcze instrumentu do pomiaru kątów poziomych, wzgl. azymutów magnetycznych.

Metoda rzutowania. Położenie punktów zdejmowanych wyznaczamy tu zapomocą współrzędnych prostokątnych, odniesionych do boków podstawy (fig. 18). Ze zdejmowanych punktów tyczymy prostopadłe do tych boków i mierzymy długości odciętych i rzędnych, zwykle równocześnie, używając dwóch taśm, z których jedna, taśma stalowa, leży w kierunku boku podstawy i służy do pomiaru odciętych, a druga, taśma płócienna, służy do pomiaru rzędnych. Krótkie rzędne tyczy się na oko, lub zapomocą taśmy płóciennej, układając ją w ten sposób, by z taśmą stalową tworzyła równe kąty. Dłuższe rzędne tyczy się węgielnicą. Dla sprawdzenia pomiaru

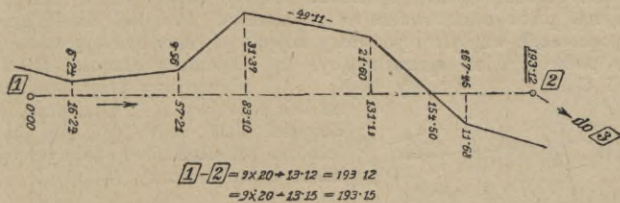


Fig. 18.

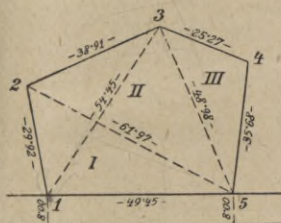


Fig. 19.

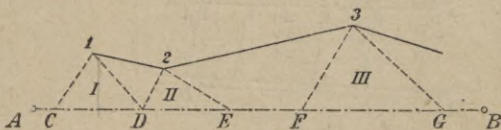


Fig. 20.

mierzy się odległości zdejmowanych punktów, wyznacza przecięcia zdejmowanych granic z bokami podstawy itd. Granice krzywolinijne zdejmujemy przez odrzutowanie pewnej ilości punktów, oddających kształt krzywej linii, obranych tak, by wielobok łączący te punkty mógł zastąpić z dostateczną dokładnością krzywą linię. Wymiary współrzędnych, odnoszące się do punktów ważniejszych, podaje się z uwzględnieniem centymetrów, wymiary odnoszące się do wszystkich innych punktów z uwzględnieniem decymetrów. To samo odnosi się do długości granic i wymiarów budynków. Szkic zdejmowanego obszaru rysuje się na oko, na szkiecowniku, przy użyciu trójkąta i twardego ołówka, w ten sposób, by wszystkie szczegóły dały się wyraźnie przedstawić, ewentualnie drobne szczegóły rysuje się osobno większe. Wymiary zapisuje się w sposób uwidoczniony na fig. 18.

Metoda trójkątów. Wzajemne położenie punktów zdejmowanych wyznaczamy zapomocą trójkątów, w których mierzymy wszystkie boki. Mając zdjąć parcelę 1, 2, 3, 4, 5 (fig. 19), dzielimy ją przekątniami na trójkąty I, II, III i w każdym trójkącie mierzymy wszystkie boki. Dla sprawdzenia pomiaru można prócz tego zmierzyć przekątnie 1,3 lub 1,4. W podobny sposób zdjęlibyśmy granicę 1, 2, 3, . . . (fig. 20), przy pomocy podstawy AB, pomierzywszy odcięte punktów C, D, E, . . . , oraz boki C1, 1D, D2, 2E, Długości 1, 2; 2, 3; . . . służyć mogą do sprawdzenia pomiaru. Dokładność wyznaczenia położenia punktu tą

metodą zależy od wielkości kąta, zawartego między bokami trójkąta, wyznaczającymi to położenie i jest największa, gdy kąt ten wynosi 90° . Powinniśmy starać się, by zdejmowane punkty były ile możności wyznaczone niezależnie od siebie, wtedy błąd popełniony w pewnym miejscu nie przenosi się dalej. Wymiary zapisuje się na szkicu jak naznaczono na fig. 19.

Metoda poprzeczek. Granice zdejmowane przecinamy kilkoma poprzeczkami *III, IIIIV, . . .* (fig. 21), których położenie względem podstawy zdjęcia *ABCD* jest znane, określone np. długościami *A I* i *D II*, *A III* i *D IV*, . . . i wyznaczamy położenie punktów przecięcia się poprzeczek z granicami, przez pomiar długości *I 1, I 2, . . .*. Poprzeczki powinny biegać, ile możności, pod kątem zbliżonym do prostego względem granic zdejmowanych, w takich odstępach od siebie, by odcinki granic między punktami przecięcia się z poprzeczkami można uważać za linie proste. Ewentualne załomy granic, położone między poprzeczkami, zdejmujemy osobno, np. przez odrzutowanie na poprzeczkę. Długości określające położenie poprzeczek względem podstawy zdjęcia powinny być sprawdzone przez pomiar podwójny, lub sprawdzający, np. zapomocą długości *B I* i *C II*, *B III* i *C IV*, . . . Punkty *M, N, . . .* zdejmujemy przez odrzutowanie na bok podstawy *BC*, albo przez pomiar długości *MM', NN', . . .*, gdy punkty te leżą na przedłużeniach zdjętych granic, blisko boku podstawy *BC*.

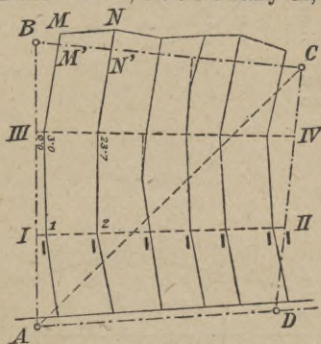


Fig. 21.

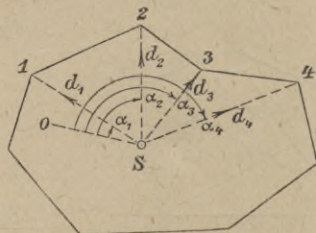


Fig. 22.

Metoda biegunowa. Położenie punktów zdejmowanych określamy tu zapomocą spólrzędnych biegunowych. Mając zdjęć punkty 1, 2, . . . (fig. 22), obieramy dowolne stanowisko *S*, mierzymy kąty kierunkowe $\alpha_1, \alpha_2, \dots$ i długości d_1, d_2, \dots . Gdy jedno stanowisko nie wystarczy do wykonania zdjęcia wszystkich punktów, powtarzamy ją czynność z każdego wierzchołka podstawy zdjęcia, nawiązując się do boków podstawy. Metoda ta jest bardzo wygodna, gdy długości mierzymy optycznie, użyć jej bowiem możemy do zdejmowania terenu bardzo nierównego, z przeszkodami do pomiaru, patrz ustęp „Tachymetria”. Wyniki pomiaru kątów zapisujemy w dzienniku kątowym, wyniki pomiaru długości na szkicu. Zdejmując stolikiem mierniczym, rysujemy promienie do punktów zdejmowanych na stolniczce, zapomocą kierownicy. Dokładność zdjęcia sprawdza się przez pomiar odległości punktów zdejmowanych, lub przez wyznaczenie ich położenia z dwóch stanowisk.

Metoda wcinania wprzód. Ta metoda polega na konstrukcji trójkąta z boku i dwóch kątów jemu przyległych. Gdy zmierzmy długość $AB = c$ i kąty α i β , przy wierzchołkach *A* i *B* (fig. 23), to wyznaczyć możemy położenie punktu *C* względem punktów *A* i *B*, t. zn. obliczyć długości *AC* i *BC*, oraz spólrzędne punktu *C*, odniesione do tego samego układu, do którego odniesione są spólrzędne punktów *A* i *B*. Ten sposób stosujemy przy tryangulacji i trygonometrycznym wyznaczaniu położenia punktów. Położenie punktu *C* względem punktów *A* i *B* można wyznaczyć także graficznie, przez odmierzenie, lub narysowanie, kątów α i β w punk-

tach A i B , przy prostej AB , narysowanej w pewnej skali i wyznaczenie punktu przecięcia się otrzymanych promieni. Tak postępujemy przy zdejmowaniu granic. Metody zdejmowania przez rysowanie kątów α i β na terenie używamy przy zdjęciach stolikowych. Dokładność wyznaczenia położenia punktu wcinaniem wprzód zależy od wielkości kąta przecięcia się odpowiednich promieni, który nie powinien przekraczać granic 30° i 150° . W tym celu zakładamy odpowiednio podstawę zdjęcia, a gdy mimo tego wypadną ostre przecięcia, to wyznaczamy położenie odnośnych punktów metodą biegunową, albo przez przecięcie z innego wierzchołka podstawy. Przed zdejmowaniem trzeba punkty zdejmowane wypalikować, ponumerować i narysować szkic zdejmowanego obszaru.

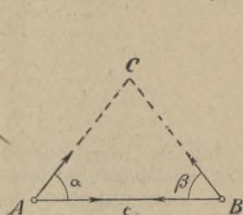


Fig. 23.

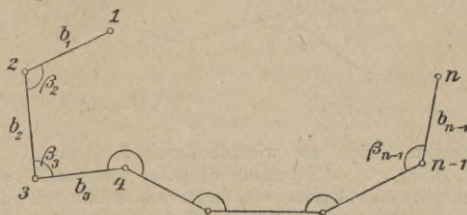


Fig. 24.

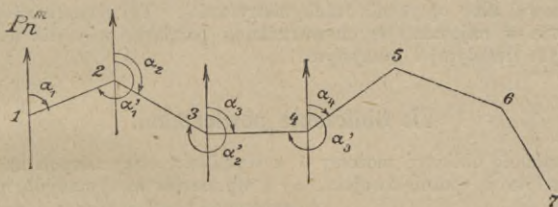


Fig. 25.

Metoda zdejmowania z obwodu bez omijania punktów. Wzajemne położenie punktów $1, 2, 3, \dots$ (fig. 24) wyznaczyć możemy zapomocą kątów β_2, β_3, \dots , leżących po jednej stronie wieloboku $1, 2, 3, \dots$, oraz długości $1,2 = b_1, 2,3 = b_2, \dots$. Kąty mierzy się albo instrumentem uniwersalnym, albo rysuje się je zapomocą stolika mierniczego, długości zaś mierzy się bezpośrednio łątami lub taśmą stalową, albo pośrednio, optycznie (tachymetrycznie). Pomiar należy wykonać starannie, ponieważ wyznaczenie położenia punktu następnego zależy od położenia punktu poprzedniego. Jeżeli wielobok mierzony jest podstawą zdjęcia (poligonem), to kąty mierzy się w dwóch położeniach lunety, a boki dwa razy. Jeżeli wielobok ma krótkie boki, to zamiast kątów można mierzyć azymuty magnetyczne boków zapomocą instrumentu busolowego, por. fig. 25. Gdy wielobok jest zamknięty, to dla sprawdzenia pomiaru mierzymy w nim wszystkie kąty i boki. Sprawdzenie pomiaru kątów stanowi warunek $\Sigma \beta = (n \mp 2) 180^\circ$, przyczem n jest liczbą kątów, znak $-$ odnosi się do kątów wewnętrznych, znak $+$ do kątów zewnętrznych. Do sprawdzenia pomiaru boków służą równania $\Sigma b \sin \alpha = 0, \Sigma b \cos \alpha = 0$, przyczem α oznacza azymut pozorny boku poligonu (kątem między osią $+X$, a bokiem poligonu). Dla nakreślenia poligonu oblicza się zwykle współrzędne jego wierzchołków, odniesione do pewnego układu osi (sposób najdokładniejszy). Wielobok można także nakreślić przez rysowanie kątów i odmierzenie długości boków na ramionach kątów. Kąty rysuje się albo kątomierzem metalowym z alhidada, albo zapomocą metody tangensowej. Ta metoda

zdejmowania ma obszerne zastosowanie przy zdjęciach poligonowych, patrz odnośny ustęp.

Metoda zdejmowania z obwodu z omijaniem punktów. Położenie punktów zdejmowanych 1, 2, 3, (fig. 26) wyznaczamy a) przez pomiar azymutów magnetycznych wszystkich boków wieloboku 1, 2, 3,, wykonany instrumentem busolowym, na co drugim wierz-

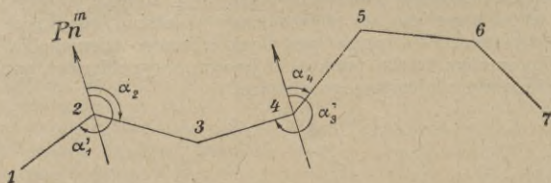


Fig. 26.

chołku (więc na wierzchołkach 2, 4, 6,, lub na wierzchołkach 1, 3, 5,) i pomiar długości wszystkich boków wieloboku; b) przez narysowanie kątów wieloboku na stoliku mierniczym, który ustawiamy na co drugim wierzchołku wieloboku (orjentując stół za pomocą busoli stolikowej) i pomiar wszystkich boków wieloboku. Boki wieloboku mierzy się taśmą stalową, albo optycznie (tachymetrycznie). Tej metody zdejmowania użyć można w najtrudniejszych warunkach pomiaru, więc na terenie nieprzejeźnym (lesistym) i górzystym.

VI. Obliczanie powierzchni.

Powierzchnię obliczyć możemy 1. z wymiarów otrzymanych na gruncie, 2. z planu i to w sposób dwojaki: a) z wymiarów otrzymanych na planie, b) za pomocą planimetrów, t. j. przyrządów do obliczania powierzchni.

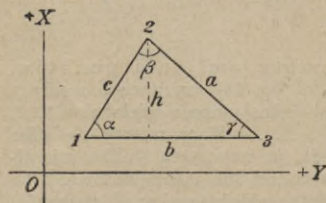


Fig. 27.

Wzory do obliczania powierzchni:

1. Trójkąt (fig. 27). a, b, c są boki trójkąta, α, β, γ przeciwległe kąty, h wysokość wykreślona na bok b , 1 (x_1, y_1), 2 (x_2, y_2), 3 (x_3, y_3) współrzędne wierzchołków trójkąta, odniesione do układu prostokątnego, w którym z osi $+X$ przechodzi się do $+Y$ przez obrót o 90° , w kierunku ruchu wskazówki zegarowej, przyczem porządek numeracji wierzchołków jest także zgodny z kierunkiem ruchu wskazówki zegarowej¹⁾, P powierzchnia.

$$P = \frac{1}{2} b h \dots \dots \dots (1)$$

$$P = \sqrt{s(s-a)(s-b)(s-c)}, \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{przyczem } s = \frac{a+b+c}{2}, \quad (s-a) + (s-b) + (s-c) = s.$$

$$P = \frac{1}{2} a b \sin \gamma \dots \dots \dots (3)$$

¹⁾ Gdy z $+X$ przechodzi się do $+Y$ przez obrót o 90° , w kierunku przeciwnym niż ruch wskazówki zegarowej, lub porządek numeracji wierzchołków jest przeciwny, to zmienia się znak powierzchni.

$$P = \frac{b^2 \sin \alpha \sin \gamma}{2 \sin \beta} = \frac{b^2}{2 (\cotg \alpha + \cotg \gamma)} \dots \dots \dots (4)$$

$$\left. \begin{aligned} 2P &= x_1(y_2 - y_3) + x_2(y_3 - y_1) + x_3(y_1 - y_2) \\ -2P &= y_1(x_2 - x_3) + y_2(x_3 - x_1) + y_3(x_1 - x_2) \end{aligned} \right\} \dots \dots (5)$$

2. Prostokąt. a i b są boki prostokąta.

$$P = ab \dots \dots \dots (6)$$

3. Równoległobok. a i b boki, γ kąt zawarty między nimi, h wysokość wykreślona na bok b .

$$P = bh \dots \dots \dots (7)$$

$$P = ab \sin \gamma \dots \dots \dots (8)$$

4. Trapez (fig. 28). a i b boki równoległe, c środkowa, h wysokość.

$$P = \frac{a+b}{2} h \dots \dots \dots (9)$$

$$P = ch \dots \dots \dots (10)$$

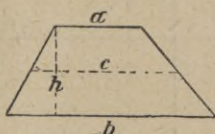


Fig. 28.

5. Czworobok (fig. 29). a, b, c, d boki, $\alpha, \beta, \gamma, \delta$ kąty, p, q przekątne, φ kąt między przekątniami, h_1, h_2 wysokości wykreślone na przekątnię p , 1 (x_1, y_1), 2 (x_2, y_2), 3 (x_3, y_3), 4 (x_4, y_4) współrzędne prostokątne wierzchołków (jak wyżej przy trójkącie).

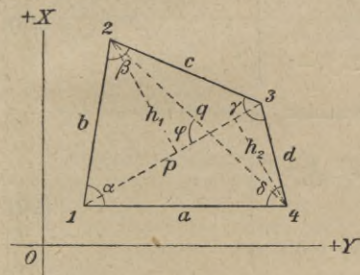


Fig. 29.

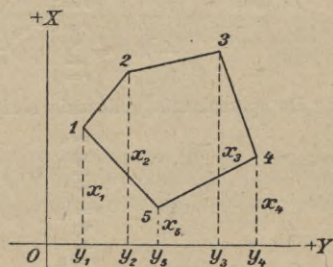


Fig. 30.

$$P = \frac{1}{2} p (h_1 + h_2) \dots \dots \dots (11)$$

$$2P = ab \sin \alpha + bc \sin \beta - ac \sin (\alpha + \beta) \dots \dots \dots (12)$$

$$2P = ab \sin \alpha + cd \sin \gamma \dots \dots \dots (13)$$

$$2P = pq \sin \varphi \dots \dots \dots (14)$$

$$\left. \begin{aligned} 2P &= x_1(y_2 - y_4) + x_2(y_3 - y_1) + x_3(y_4 - y_2) + x_4(y_1 - y_3) \\ -2P &= y_1(x_2 - x_4) + y_2(x_3 - x_1) + y_3(x_4 - x_2) + y_4(x_1 - x_3) \end{aligned} \right\} (15)$$

6. Wielobok. a) Wielobok o n bokach rozkładamy ($n - 3$) przekątniami na ($n - 2$) trójkątów. Gdy oznaczymy podstawę trójkąta przez p , a wysokość przez h , to

$$P = \frac{1}{2} (p_1 h_1 + p_2 h_2 + \dots + p_{n-2} h_{n-2}) \dots \dots (16)$$

b) Wielobok dany zapomocą współrzędnych prostokątnych 1 (x_1, y_1), 2 (x_2, y_2), . . . n (x_n, y_n), (fig. 30).

$$\left. \begin{aligned} 2P &= \sum_{r=1}^{r=n} (x_r + x_{r+1})(y_{r+1} - y_r) \\ -2P &= \sum_{r=1}^{r=n} (y_r + y_{r+1})(x_{r+1} - x_r) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (17)$$

Obliczenie sprawdzamy za pomocą równań:

$$\left. \begin{aligned} \sum_{r=1}^{r=n} (x_r + x_{r+1}) &= 2 \sum_{r=1}^{r=n} x_r \\ \sum_{r=1}^{r=n} (y_r + y_{r+1}) &= 2 \sum_{r=1}^{r=n} y_r \\ \sum_{r=1}^{r=n} (x_{r+1} - x_r) &= 0 \\ \sum_{r=1}^{r=n} (y_{r+1} - y_r) &= 0 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (18)$$

Wzory L'Huilier'a, lub Gaussa są:

$$\left. \begin{aligned} 2P &= \sum_{r=1}^{r=n} x_r (y_{r+1} - y_{r-1}) \\ -2P &= \sum_{r=1}^{r=n} y_r (x_{r+1} - x_{r-1}) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (19)$$

Do sprawdzenia obliczenia służą równania:

$$\left. \begin{aligned} \sum_{r=1}^{r=n} (x_{r+1} - x_{r-1}) &= 0 \\ \sum_{r=1}^{r=n} (y_{r+1} - y_{r-1}) &= 0 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (20)$$

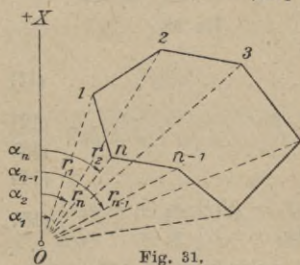


Fig. 31.

c) Wielobok dany za pomocą boków i kątów. Wielobok należy najpierw wyrównać, następnie obliczyć spólrzędne prostokątne jego wierzchołków, wreszcie za pomocą tych obliczyć powierzchnię jak wyżej.

d) Wielobok dany za pomocą spólrzędnych biegunowych (fig. 31), tj. za pomocą kątów kierunkowych $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_n$ i odległości biegunowych r_1, r_2, \dots, r_n , przy czym numeracja wierzchołków następuje w kierunku ruchu wskazówki zegarowej.

$$P = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^{k=n} r_k r_{k+1} \sin(\alpha_{k+1} - \alpha_k) \dots \dots \dots (21)$$

Do sprawdzenia obliczenia służy równanie

$$\sum_{k=1}^{k=n} (\alpha_{k+1} - \alpha_k) = 0 \dots \dots \dots (22)$$

Przykład obliczenia powierzchni wieloboku zapomocą wzorów L'Huilier'a podano poniżej.

Najpierw sprawdza się obliczenie różnic spólrzędnych. Mnożenia wykonywa się najlepiej zapomocą maszyny do rachowania, lub tablic rachunkowych, np. H. Zimmermanna (3-cyfrowa \times 2-cyfrowa), L. Zimmermanna (4-cyfrowa \times 2-cyfrowa), Crell'a (3-cyfrowa \times 3-cyfrowa). Dla sprawdzenia iloczynów rachuje się je dwa razy, albo używa się dwóch różnych wzorów do obliczenia powierzchni, co jest bardziej wskazane.

Przykład obliczenia powierzchni wieloboku zapomocą wzorów L'Huilier'a.

$$2P = \sum_{r=1}^{r=n} x_r (y_{r+1} - y_{r-1}) = - \sum_{r=1}^{r=n} y_r (x_{r+1} - x_{r-1}).$$

Punkt	x	y	$x_{r+1} - x_{r-1}$		$y_{r+1} - y_{r-1}$		$x_r \cdot (y_{r+1} - y_{r-1})$		$y_r \cdot (x_{r+1} - x_{r-1})$	
			+	-	+	-	+	-	+	-
1	0,00	0,00	—	45,24	—	30,88	0,0	—	0,0	—
2	— 3,22	— 30,88	4,25	—	—	70,88	228,2	—	—	131,2
3	4,25	— 70,88	46,97	—	—	42,88	—	182,2	—	3329,2
4	43,75	— 73,76	40,19	—	44,61	—	1951,7	—	—	2964,4
5	44,44	— 26,27	—	1,73	73,76	—	3277,9	—	45,4	—
6	42,02	0,00	—	44,44	26,27	—	1103,9	—	0,0	—
	0,00	0,00	91,41	91,41	144,64	144,64	6561,7	182,2	45,4	6424,8
	— 3,22	— 30,88	0,00	0,00			6379,5			6379,4
							3189,7 = P			

Obliczanie powierzchni z wymiarów otrzymanych na gruncie, polegające na zastosowaniu wzorów podanych w ustępie poprzednim, daje wynik najdokładniejszy, bo wolny od błędów rysunku zdjęcia, występujących przy obliczaniu powierzchni z planu; stosujemy je wtedy, gdy wartość jednostkowa gruntu jest wielka.

Obliczanie powierzchni z wymiarów zmierzonych na planie. Powierzchnia jest najczęściej ograniczona liniami prostymi, które tworzą wielobok. Powierzchnię wieloboku otrzymamy: a) przez podział na trójkąty, zapomocą przekątni, z wzoru (16); b) przez podział na trapezy, zapomocą rzutowania wierzchołków na najdłuższą przekątnię, z wzorów (17) i (19); c) przez podział na paski trapezowe (fig. 32), wtedy:

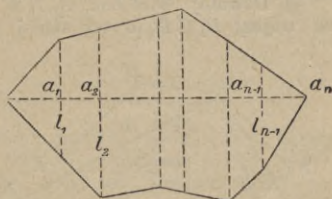


Fig. 32.

$$2P = l_1 a_1 + (l_1 + l_2)(a_2 - a_1) + (l_2 + l_3)(a_3 - a_2) + \dots + l_{n-1}(a_n - a_{n-1})$$

$$= l_1 a_2 + l_2(a_3 - a_1) + l_3(a_4 - a_2) + \dots + l_{n-1}(a_n - a_{n-2}).$$

Ostatni sposób stosujemy przy podziale gruntów.

Jeżeli wielobok ma dużo wierzchołków, kreślimy na nim inny, o niewielkiej ilości wierzchołków (fig. 33), i obliczamy jego powierzchnię jak wyżej pod a), b), lub c), pozostałe zaś skrawki powierzchni, między wielobokiem danym a wskreślonym, obliczamy osobno, przez podział na trapezy

i trójkąty. Przy podziale wieloboku na trójkąty staramy się, by trójkąty były możliwie największe, oraz by w żadnym trójkącie nie było bardzo znacznych różnic między długością podstawy a wysokości. Dziąc wielobok na paski

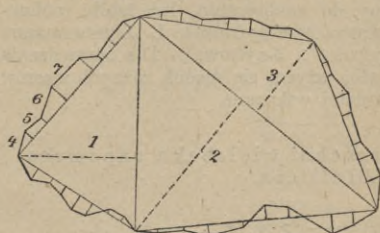


Fig. 33.

trapezowe, kreślimy je zwykle prostopadle do najdłuższej sprzeczni. Jeżeli wypadają ostre przecięcia z obwodem wieloboku, lub paski zbyt wąskie, wkreśla się proste pomocnicze i oblicza skrawki osobno. Wymiary odmierzają się dokładną podziałką, przy użyciu lupy.

Powierzchnię wieloboku obliczyć można także *d*) przez podział na paski trapezowe o równej szerokości. Tego sposobu używa się przy wyznaczaniu powierzchni przekrojów poprzecznych robót ziemnych (przekopów i nasypów, fig. 34). Przekroje poprzeczne narysowane są zwykle na papierze milimetrowym, w skali

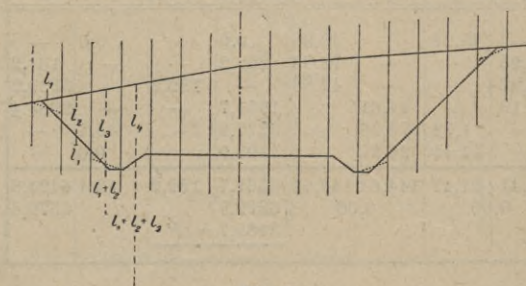


Fig. 34.

1 : 100, mamy więc nakreślone na nich paski o szerokości 1 cm = 1 m, których średnie długości *l* dodajemy za pomocą cyrkla. Załamy przekrojów, położone między równoległymi bokami paszków, można wyrównać, mierząc odpowiednio średnią długość paska. Skrawki weźsze od szerokości

paska ocenia się na oko. $P = l_1 + l_2 + \dots + l_n + p$, gdzie *p* oznacza sumę powierzchni skrawków.

e) Dowolny wielobok *ABCDEF* (fig. 35) przekształcić możemy na trójkąt *B₁CD₁* o tej samej powierzchni, znosząc kolejno wierzchołki wieloboku. Następnie obliczamy powierzchnię trójkąta *B₁CD₁* przez pomiar jego podstawy i wysokości.

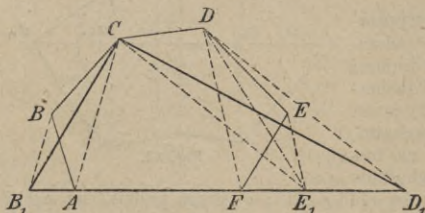


Fig. 35.

Obliczanie powierzchni za pomocą planimetrów. Planimetr biegunowy kompensacyjny Coradiego (fig. 36) składa się z dwóch ramion: biegunowego *P* i wodzącego *A*, które łączymy w punkcie *D* za pomocą

łożyska kulistego. Na końcu ramienia *P* znajduje się biegun *b*, tj. ostrze z ciężarkiem do ustalenia położenia planimetru względem powierzchni obliczanej. W punkcie *f* jest wodzidło, tj. ostrze do obwodzenia powierzchni. Długość ramienia biegunowego jest zwykle stała, długość ramienia wodzącego zmienna. Na ramieniu wodzącym wyryta jest podziałka półmilimetrowa do nastawiania planimetru. Z ramieniem wodzącym połączone jest kółko całkujące *L*, którego oś jest równoległa do ramienia wodzącego. Z wielkości odwinięcia tego kółka obliczyć możemy wielkość powierzchni plani-

metrowanej. Kółko całkujące opatrzone jest liczydłem, na którym można odczytać 0,001 część obrotu kółka całkującego; odczyt jest liczbą czterocyfrową, wyrażamy go w jednostkach nonjusza. W pudełku planimetru znajduje się tabliczka, w której podane są stany ramienia wodzącego, odpowiadające stałym planimetru dla różnych skal, zapomocą których można planimetr nastawić. Do sprawdzenia stałej c_1 służy linijka próbna, pozwalająca obwieść wodzidłem planimetru koło o znanym promieniu, lub o znanej powierzchni.

Obliczanie powierzchni wykonywa się zwykle z biegunem zewnątrz powierzchni. Wtedy powierzchnia $P = c_1 n$, przy czym c_1 jest pierwszą stałą planimetru ($c_1 = 2 r \rho \pi$, r długość ramienia wodzącego, ρ promień kółka całkującego, $\pi = 3,1416$), n różnica odczytów na kółku całkującym ($n = n_2 - n_1$, n_1 odczyt początkowy, n_2 odczyt końcowy, gdy obwodziemy powierzchnię w kierunku ruchu wskazówki zegarowej). Jeżeli powierzchnię obliczamy z biegunem wewnątrz powierzchni, to $P = c_1 n + c_2$, przy czym c_2 jest drugą stałą planimetru ($c_2 = (r^2 + h^2 + 2 r r_1) \pi$, h długość ramienia biegunowego, r_1 odstęp kółka całkującego od punktu D). Stałą c_1 wyznaczamy jako powierzchnię, odpowiadającą jednostce nonjusza kółka całkującego. Stałą c_2 jest powierzchnią, którą opisuje wodzidło wtedy, gdy kółko całkujące nie obraca się (powierzchnią kąta obojętnego).

Sprawdzenie stałej c_1 . Przesuwamy ramię wodzące w pochwie tak, by d_1 odczyt na ramieniu wodzącym równał się wartości podanej na

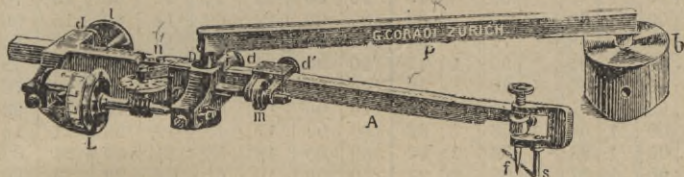


Fig. 36. Planimetr biegunowy kompensacyjny, firmy Coradi, Zürich.

tabliczce w pudełku planimetru, dla skali zdjęcia $1 : z$, którego powierzchnię chcemy obliczyć. Następnie na rysunku zdjęcia obwodziemy kilka razy, zapomocą linijki próbnej, koło o wiadomej powierzchni P (cm^2), w skali $1 : 1$, odczytując na początku i po każdym obwiedzeniu stan kółka całkującego. Z odczytów obliczamy różnice i średnią z nich n_s .

$$\text{Dla skali } 1 : 1 \text{ stała } c_1 = \frac{P}{n_s} (cm^2),$$

$$\text{" " } 1 : z \text{ " } c_1 = \frac{P}{n_s} \frac{z^2}{100^2} (m^2).$$

Gdy c_1 jest mniejsze (większe) od wartości podanej w tabliczce, należy ramię wodzące odpowiednio przedłużyć (skrócić), zapomocą śrubki mikrometrycznej m i powtórnie sprawdzić stałą c_1 . Jeżeli planimetrujemy powierzchnię narysowaną w skali $1 : z_1$, przy stanie ramienia wodzącego, odpowiadającego skali $1 : z$ i stałej c_1 , to stała dla skali $1 : z_1$ będzie $c_1 \frac{z_1^2}{z^2}$.

Przepisy obliczania powierzchni z biegunem zewnątrz:
 1. Powierzchnia rysunku powinna być płaska i pozioma. 2. Planimetr trzeba tak ustawić, by powierzchnia obliczana dała się wygodnie obwieść, a kółko całkujące nie przechodziło poza brzeg papieru. Kąt zawarty między ramionami planimetru powinien, podczas obwiedzenia powierzchni, zmieniać się w granicach od 110° do 150° . 3. Zaczynamy planimetrować od punktu obwodu położonego na kole obojętnym, przed rozpoczęciem obwiedzenia odczytujemy i zapisujemy stan kółka całkującego. 4. Wodzidło prowadzi się po obwodzie powierzchni ruchem jednostajnym i powolnym, bez używania linijki do prowadzenia wodzidła wzdłuż prostych boków obwodu, by nie popęłać

Tablica 2.

Granice błędów dozwolonych przy obliczaniu powierzchni.

$$\text{W skali } 1:1000 \quad \Delta P = 0,001 P + 0,2\sqrt{P}$$

$$\text{„ „ } 1:2000 \quad \Delta P = 0,001 P + 0,4\sqrt{P}$$

$$\text{„ „ } 1:2880 \quad \Delta P = 0,001 P + 0,5\sqrt{P}$$

Powierzchnia		Granica błędów ΔP						Powierzchnia P		Granica błędów ΔP					
		Skala planu								Skala planu					
		1:1000		1:2000		1:2880				1:1000		1:2000		1:2880	
ha	a	a	m ²	a	m ²	a	m ²	ha	a	a	m ²	a	m ²	a	m ²
	1		2		4		5	40	00	5	27	6	53	7	16
	2		3		6		7	50	00	6	41	7	83	8	54
	5		5		9		12	60	00	7	55	9	10	9	87
	10		7		14		17	70	00	8	67	10	35	11	18
	20		11		20		24	80	00	9	79	11	58	12	47
	50		19		33		40	90	00	10	90	12	80	13	74
1	00		30		50		60	100	00	12	00	14	00	15	00
2	00		48		77		91	110	00	13	10	15	20	16	24
3	00		65		99	1	17	120	00	14	19	16	38	17	48
4	00		80	1	20	1	40	130	00	15	28	17	56	18	70
5	00		95	1	39	1	62	140	00	16	37	18	73	19	92
6	00	1	09	1	58	1	82	150	00	17	45	19	90	21	12
7	00	1	23	1	76	2	02	160	00	18	53	21	06	22	32
8	00	1	37	1	93	2	21	170	00	19	61	22	22	23	52
9	00	1	50	2	10	2	40	180	00	20	68	23	37	24	71
10	00	1	63	2	27	2	58	190	00	21	76	24	51	25	89
20	00	2	89	3	79	4	24	200	00	22	83	25	66	27	07
30	00	4	10	5	19	5	74								

błędów systematycznych. 5. Po skończeniu obwodzenia należy odczytać i zapisać stan kółka kalkującego. 6. Powierzchnię planimetruje się najmniej dwa razy, w dwóch położeniach planimetru: kółko kalkujące po lewej i po prawej stronie prostej, łączącej biegun z wodzidłem. Małe powierzchnie należy planimetrować cztery razy. Jeżeli planimetr jest dokładnie zrektyfikowany, można planimetrować powierzchnię w jednym położeniu planimetru. 7. Wielkość powierzchni otrzymamy, mnożąc średnią różnicę odczytów na kółku kalkującym przez stałą c_1 . 8. Jeżeli obliczana powierzchnia jest tak wielka, że nie można jej obwieść wodzidłem planimetru, to dzieli się ją na części i oblicza każdą część osobno.

Jeżeli znamy różnicę odczytów n_1 na kółku kalkującym, odpowiadającą znanej powierzchni P_1 (np. kwadratowi hektarowemu, narysowanemu na rysunku obliczanej powierzchni), oraz różnicę odczytów n_2 , odpowiadającą powierzchni obliczanej P_2 , to $P_2 = \frac{P_1}{n_1} n_2$. Z wzoru tego obliczyć można wielkość powierzchni bez znajomości stałej c_1 i uwzględnić zarazem zmianę papieru.

Podług Coradiego wynosi błąd jednostkowy $\frac{\Delta P}{P}$ jednego obwodzenia linijką próbną

$$\begin{aligned} \text{koła o promieniu } 2 \text{ cm, } P &= 12,6 \text{ cm}^2 \dots \frac{1}{125}, \\ \text{" " " } 10 \text{ cm, } P &= 314,2 \text{ cm}^2 \dots \frac{1}{2000}. \end{aligned}$$

Inne planimetry opisuje Jordan, Handbuch d. Vermessungskunde, t. II, 1914, str. 142. Planimetry Coradięgo opisane są w broszurze: Die Planimeter Coradi, Zürich 1912.

Granice błędów dozwolonych przy obliczaniu powierzchni, podług „Przepisów obowiązujących przy pomiarach metodą trygon. i poligon.“ por. tablicę 2. Różnica między dwoma obliczeniami powierzchni nie powinna przekraczać tych granic.

Zmiany papieru rysunkowego. Papier rysunkowy zmienia swoje wymiary, zależnie od stanu wilgoci i to wogóle w różnych kierunkach rozmaicie. Zmiany te są najbardziej widoczne na mapach katastralnych, na których mamy narysowany prostokąt o wiadomych wymiarach, t. zw. sekcję mapy. Są to zwykle zmniejszenia wymiarów, skurczenia. Odróżniamy zmiany liniowe i powierzchniowe, a wyrażamy je w procentach.

$$\text{Skurczenie długości sekcji } p\% = 100 \frac{\Delta b}{b},$$

$$\text{" szerokości " } q\% = 100 \frac{\Delta h}{h},$$

przyczem b i h są rzeczywistymi wymiarami długości i szerokości sekcji, zaś $\Delta b = b - b_1$, $\Delta h = h - h_1$; b_1 jest średnią długością, h_1 średnią szerokością sekcji. b_1 i h_1 otrzymujemy z wymiarów zmierzonych na mapie. (Dla map katastralnych Małopolski $b = 1896,5 \text{ m}$, $h = 1517,2 \text{ m}$.)

Skurczenie liniowe w kierunku ukośnym wyznaczamy z równania: $s\% = \sin^2 \alpha \cdot p\% + \cos^2 \alpha \cdot q\%$, przyczem α oznacza kąt zawarty między szerokością sekcji a danym kierunkiem.

Dla danego skurczenia $s\%$ i danej długości l wynosi długość skurczona $l_1 = l - \frac{s\%}{100} l$. Mając daną długość skurczoną, obliczamy rzeczywistą

$l = l_1 + \frac{s\%}{100} l$. Dla obliczenia wyrazu $\frac{s\%}{100} l$ podstawiamy l_1 zamiast l , wskutek czego powstaje błąd, więc w razie potrzeby należy obliczenie powtórzyć.

Skurczenie powierzchni sekcji mapy $\Delta P\% = p\% + q\%$. Powierzchnię rzeczywistą P obliczamy z powierzchni skurczonej P_1 zapomocą równania $P = P_1 + \frac{p\% + q\%}{100} P$. Dla obliczenia wyrazu $\frac{p\% + q\%}{100} P$ trzeba przyjąć $P = P_1$. Wskutek tego powstaje błąd w obliczeniu, więc ewentualnie należy obliczenie powtórzyć.

VII. Libela.

Libela służy do poziomego układania prostych i płaszczyzn, do pionowego ustawiania prostych, oraz do mierzenia małych kątów pionowych.

Libela rurkowa składa się z walcowej rurki szklanej, o długości 5 do 15 cm, o średnicy 8 do 15 mm, której wewnętrzna powierzchnia wyszlifowana jest w kształcie powierzchni obrotowej, powstałej przez obrót łuku kołowego koła cięciwy, jako osi tej powierzchni. Libela z zwykłą ma wyszlifowaną tylko górną powierzchnię, libela rewersyjna górną i dolną. Rurka wypełniona jest eterem siarczanym, lub alkoholem (u libel gorszych), jednak niezupełnie, tak że część wnętrza zajmuje bańka z pary użytego płynu. Środek bańki zajmuje zawsze miejsce najwyższe. Długość bańki wynosi $\frac{1}{3}$ do $\frac{1}{2}$ długości rurki; krótkie bańki poruszają się wolniej od dłuż-

rysowanej kreski i oznaczamy powtórnie położenie środka bańki względem punktu głównego $G S_2$. c) Nastawiamy środek bańki zapomocą śrubek rektyfikacyjnych (śrubki rektyfikacyjnej) libeli na stan $GS = \frac{GS_1 + GS_2}{2}$. To postępowanie trzeba zwykle powtórzyć, aż w obu położeniach libeli otrzymamy tą samą wartość na GS .

Libela pudełkowa składa się z puszkii metalowej, zamkniętej płytką szklaną i wypełnionej alkoholem. Dolna powierzchnia płytki wyszlifowana jest w kształcie czaszy kulistej o promieniu 0,5 do 2 m , na górnej powierzchni zaś wyryte jest kółko. Środek tego kółka jest punktem głównym libeli. Płaszczyzna styczna do powierzchni kuli w punkcie głównym jest płaszczyzną główną. Jeżeli środek bańki znajduje się w punkcie głównym, to płaszczyzna główna jest pozioma. Płaszczyzna główna powinna być równoległa do podstawy puszkii. Libela pudełkowa posiada trzy śrubki rektyfikacyjne. Aby uniknąć parowania alkoholu wskutek nieuszczelnienia zamknięcia puszkii, wprowadził Mollenkopf libelę z puszką szklaną. Libele pudełkowe służą tylko do przybliżonego poziomego układania płaszczyzn, wzgl. pionowego ustawiania osi (z dokładnością 1' do $\frac{1}{2}'$). Są one mało czułe, lecz wygodne w użyciu.

VIII. Luneta.

W miernictwie używamy prawie wyłącznie lunety astronomicznej, bo jest ona optycznie lepsza od lunety ziemskiej. Luneta astronomiczna składa się z dwóch układów soczewek: obiektywu i okularu, osadzonych centrycznie w dwóch rurach, w ten sposób, że odstęp obu układów da się zmieniać, zwykle przez przesuwanie okularu, rzadziej przez przesuwanie obiektywu. Obiektyw wytwarza rzeczywisty, odwrócony i pomniejszony obraz przedmiotu, do którego celujemy lunetą. Okular służy do powiększenia tego obrazu. Obraz wytworzony przez okular powinien znajdować się w odległości najdokładniejszego widzenia od oka obserwatora. Do celowania służy siatka, umieszczona na diafragmie w rurze okularu. Dla zmniejszenia aberacji chromatycznej i sferycznej składamy obiektyw i okular z dwóch, lub więcej soczewek. Najczęściej używany jest obiektyw Fraunhofer'a, składający się z dwuwypukłej soczewki z krownu i wypukło-wklesłej soczewki z flintu. Obie soczewki znajdują się blisko siebie i są albo spojęne balsamem kanadyjskim, albo tylko złączone w oprawie.

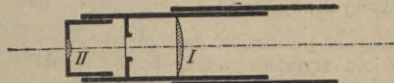


Fig. 39.



Fig. 40.

Okulary złożone: 1. Okular Huygensa (fig. 39) składa się z dwóch soczewek płasko-wypukłych, płaskimi powierzchniami zwróconych do oka. Soczewka I , znajdująca się bliżej obiektywu, nazywa się kolektywem, soczewka II soczewką oczną. Obraz powstaje między kolektywem a soczewką oczną — tam znajduje się siatka. Odstęp soczewki ocznej od siatki można zmieniać, dla uzyskania wyraźnego widzenia siatki. Okular ten przy nowszych instrumentach mierniczych nie jest używany.

2. Okular Ramsdena (fig. 40) składa się z dwóch soczewek płasko-wypukłych, zwróconych wypukłymi powierzchniami do siebie, umieszczonych w stałym odstępie w rurce, którą można wkręcać i wykręcać w rurze okularu. Wskutek rozdzielania załamania światła na dwie soczewki aberacja sferyczna jest znacznie zmniejszona. Siatka znajduje się tuż przed kolektywem.

3. Okular ortoskopijny Kellnera (ulepszony okular Ramsdena) posiada achromatyczną soczewkę oczną i pojedynczy, dwuwypukły kolektyw. Okular ten daje obrazy perspektywicznie dokładne.

4. Okular Steinheila i okular „Euryskop“ Hensoldta (dalsze ulepszenia okularu Ramsdena) posiadają obie soczewki, oczną i kolektyw, achromatyczne, dają obrazy płaskie i bezbarwne i mają większe pole widzenia niż okular Ramsdena.

Siatki. Najprostsze rodzaje siatek przedstawia fig. 41. Siatki *a* i *c* używane są w instrumentach niwelacyjnych, siatki *a* i *b* w teodolitach, siatka *c* w instrumentach uniwersalnych i tachymetrach.



Fig. 41.

Siatkę można wogóle przesuwając wpoprzek lunety, w dwóch kierunkach, prostopadłych do siebie, lub w jednym kierunku, a przy stałej lunecie obracać ją koło osi lunety o mały kąt. Siatka powinna być wyraźnie widoczna. Aby to otrzymać, celujemy lunetą na jasne tło i wkładamy, lub wykręcamy wykręt okularowy tak długo, aż nitki siatki najwyraźniej wystąpią. Przy każdym celowaniu powinniśmy obraz przedmiotu widzieć wyraźnie. W tym celu przesuwamy odpowiednio okular zapomocą wyciągu okularowego. Najwyraźniej będziemy widzieli obraz, gdy będzie się znajdował w płaszczyźnie siatki, co poznamy po tem, że przy poruszaniu okiem w kierunku poprzecznym do lunety, np. z góry na dół, nie otrzymamy pozornego ruchu siatki względem obrazu (usunięcie dwugłędu siatki). Oś celowa, zapomocą której celujemy do pewnego punktu, jest to prosta łącząca środek siatki ze środkiem optycznym obiektywu (punktem, przez który promienie światła przechodzą bez zmiany kierunku).

Powiększenie lunety astronomicznej jest to stosunek kąta widzenia obrazu z punktu ocznego lunety do kąta widzenia przedmiotu z pierwszego ogniska obiektywu. Powiększenie v równa się stosunkowi odległości ogniskowych obiektywu f_1 i okularu f_2 , $v = \frac{f_1}{f_2}$. Dla wyznaczenia celuje się lunetą do przedmiotu bardzo odległego i przesuwając okular tak, by obraz przedmiotu wyraźnie wystąpił. Następnie zwraca się obiektyw lunety na jasne tło nieba, poza okularum umieszcza kartkę papieru milimetrowego, prostopadle do osi celowej i przesuwając kartkę tak, by na niej powstał wyraźny, kolisty obraz obiektywu, utworzony przez okular. Jeżeli średnica użytecznej części obiektywu jest d_1 , a średnica obrazu obiektywu d_2 , to $v = \frac{d_1}{d_2}$.

Powiększenie lunet używanych w miernictwie wynosi od 10 do 50 \times , najczęściej 20 do 30 \times .

Pole widzenia lunety jest to przestrzeń stożkowa, którą lunetą od razu można przejrzeć. Jeżeli lunetą wycelujemy do przedmiotu bardzo dalekiego, to kąt, którego wierzchołek leży w środku optycznym obiektywu a ramiona przechodzą przez końce średnicy diafragmy okularu, jest miarą pola widzenia. Kąt pola widzenia lunet mierniczych wynosi 1 $^\circ$ do 2 $^\circ$. Pole widzenia jest w przybliżeniu odwrotnie proporcjonalne do powiększenia lunety.

Jasność lunety h jest to stosunek ilości światła H' i H , które obraz przedmiotu i przedmiot wysyłają na jednostkę powierzchni siatkówki. Miarą jasności jest wartość $h = (d_1 : v)^2$. Przez lunetę widzimy przedmioty ziemską wogóle mniej jasno niż gołym okiem.

Dobra luneta powinna dawać obrazy jasne, wyraźne (ostre), wierne, niezabarwione, odpowiednio powiększone, posiadać pole widzenia stosowne do

przeznaczenia, pozwalać odczytywać milimetry na łacie niwelacyjnej z odległości 50 m. Ruch wyciągu okularowego powinien wywoływać najmniejsze zmiany w położeniu osi celowej.

IX. Niwelacja.

Instrument niwelacyjny (fig. 42, 43, 44, 45 i 46). Części składowe: 1. Spodarka bywa: *a*) trójnożna (fig. 43, 44, 45 i 46), — wtedy śruby wstawowe spoczywają na krążku statywu a instrument łączymy ze statywem zapomocą śruby środkowej, — albo *b*) składa się z płyty i tulejki, która

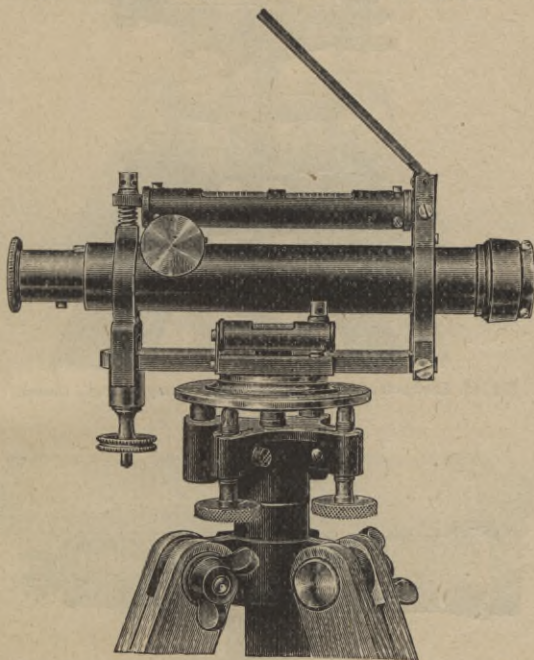


Fig. 42. Instrument niwelacyjny typu I, firmy Starke i Kammerer, Wiedeń.

nasadzamy na czop statywu (fig. 42). 2. Alhidada, połączona obracalnie ze spodarką, posiada sprzęg i śrubę mikrometryczną. 3. Dźwigarki lunety są albo stałej wysokości, albo wysokość jednego z nich da się zmieniać zapomocą śruby elewacyjnej. 4. Luneta, zwykle astronomiczna, o powiększeniu 15 do 45 \times , osadzona na dźwigarkach stałe (fig. 42 i 43), lub ruchomo (fig. 45). 5. Libela niwelacyjna, o wartości katowej 30'' do 5'' może być: *a*) stałe osadzona na lunecie (fig. 42 i 43), z boku lunety (fig. 44), lub na dźwigarkach, *b*) do nasadzania na lunetę, *c*) rewersyjna, stałe złączona z ruchomą lunetą (fig. 45 i 46). 6. Libele alhidadowe. Są albo dwie libelki rurkowe, osadzone prostopadle do siebie (fig. 42), albo libela pudełkowa (fig. 43, 44, 45 i 46).

Ze względu na sposób połączenia libeli i lunety z dźwigarkami odróżniamy następujące typy instrumentów niwelacyjnych: Typ I, luneta i libela są stałe połączone z dźwigarkami (fig. 42, 43 i 44). Typ II, luneta ruchoma, libela stałe połączona z dźwigarkami. Typ III, luneta i libela są ruchome,

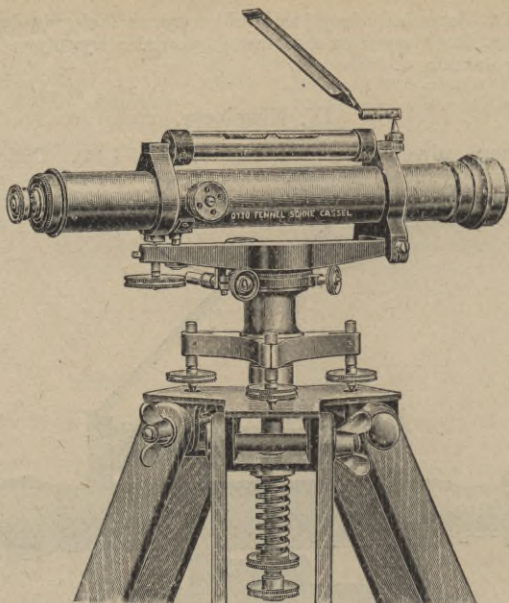


Fig. 43. Instrument niwelacyjny typu I, firmy Fennel, Cassel.

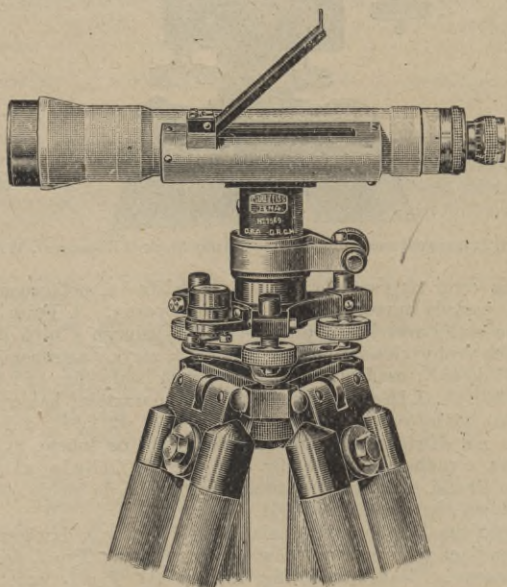


Fig. 44. Instrument niwelacyjny typu I, firmy Zeiss, Jena.

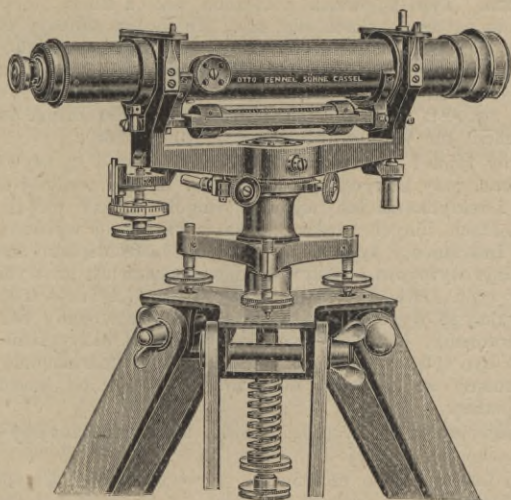


Fig. 45. Instrument niwelacyjny typu IV, firmy Fennel, Cassel.

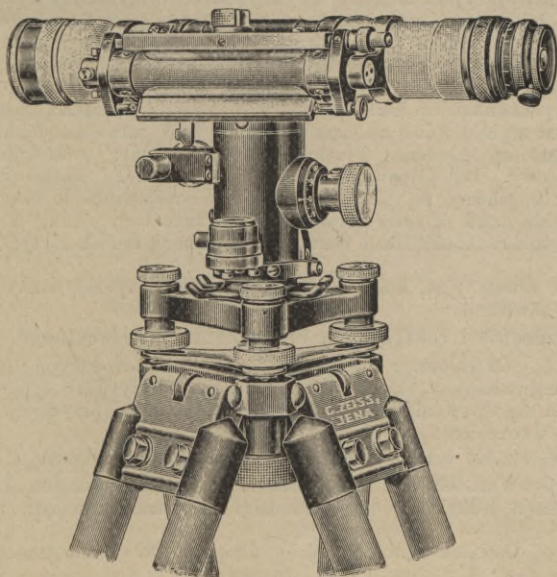


Fig. 46. Instrument niwelacyjny typu IV, firmy Zeiss, Jena.

każda z osobna. Typ *IV*, luneta połączona stale z libelą rewersyjną, osadzona ruchomo na dźwigarkach (fig. 45). Tu można zaliczyć także instrumenty Zeissa (fig. 46). (Patrz Wild, Neue Nivellierinstrumente, Zeitschrift für Instrumentenkunde 1909, str. 329. Hugershoff, Die Wild-Zeiss'schen Nivellierinstrumente in ihrer neuesten Form, Zeitschrift für Vermessungswesen, 1912, str. 321. Doležal, Nivellierinstrumente der Firma Zeiss in Jena, Österr. Zeitschrift für Vermessungswesen, 1912, str. 339).

Instrumenty typu *I* posiadają najprostszą budowę i są używane do wykonywania prac, przy których nie wymagamy bardzo wielkiej dokładności. Sprawdzanie i rektyfikacja ich wymaga wogóle użycia dwóch stanowisk, przy instrumentach innych typów można te czynności wykonać z jednego stanowiska. Instrumenty typu *II*, *III* i *IV* są instrumentami kompensacyjnymi, pozwalają wyrugować wpływ błędów instrumentu na wynik pomiaru. Instrumentów typu *III* i *IV* używamy do niwelacji ścisłej. Instrumenty ze śrubą elewacyjną są wygodniejsze w użyciu niż instrumenty bez niej. Dawniejsze instrumenty, bez libelek alhidadowych, są niewygodne w użyciu. Limbus może być tylko wyjątkowo potrzebny przy instrumentach niwelacyjnym. Instrumenty ze spodarką tulejkową są lżejsze od instrumentów ze spodarką trójnożną.

Powiększenie lunety v i wartość kąтова libeli niwelacyjnej ω powinny sobie odpowiadać jak poniżej:

- | | | |
|---|--------------------------|--------------------|
| 1. mały instrument do profilów : | $v = 15$ do $20\times$, | $\omega = 30''$, |
| 2. instrument niwel. średniej wielkości | $25\times$, | $20''$, |
| 3. lepszy instrument niwelacyjny | $30\times$, | $10''$ do $15''$, |
| 4. instrument do niwelacji ścisłej | $40\times$, | $5''$. |

Osi instrumentu niwelacyjnego: *a*) oś celowa, *b*) oś geometryczna lunety (prosta łącząca środki pierścieni w ruchomej lunecie), *c*) oś libeli niwelacyjnej, *d*) oś instrumentu (oś obrotu alhidady), *e*) osi libel alhidadowych.

Łaty niwelacyjne posiadają zwykle podział centymetrowy połowy, pojedynczy, lub podwójny (w szachownicy), liczbowanie decymetrów. Używany jest także podział z dopełnieniami dziesiętnymi. Łaty rewersyjne posiadają dwa podziały, z dwóch stron, przesunięte względem siebie. Podział powinien być prosty, łatwy do odczytywania. Dokładność podziału sprawdza się przez porównanie z dokładną miarą, opatrzoną podziałką milimetrową. Długość łaty wynosi 3 do 5 m. Łata 3 m może być cała (jest dokładniejsza), łaty dłuższe są składane. Przekrój poprzeczny łaty: prostokątny, teowy lub dwuteowy. Do pionowego ustawiania łaty służy libela pudełkowa. Płaszczyzna główna tej libeli powinna być prostopadła do długości łaty. Sprawdza się przez pionowe ustawienie łaty zapomocą pionu. Ewentualną odchyłkę środka bańki libeli usuwa się zapomocą śrubek rektyfikacyjnych libeli.

Taśma niwelacyjna, którą przytwierdza się do tyczki, służy do mniej dokładnej niwelacji.

Sprawdzanie i rektyfikacja instrumentu niwelacyjnego.

1. $[c \parallel l]$. Oś celowa c równoległa do osi libeli niwelacyjnej l . Jest to warunek najważniejszy, który jednak nie przy wszystkich typach instrumentów da się sprawdzić (np. przy typie *I* i *II*). Z tej przyczyny zadowolimy się warunkiem:

1. $a) [c \parallel P_1]$. Oś celowa c równoległa do płaszczyzny głównej P_1 libeli niwelacyjnej. Warunek ten można zawsze sprawdzić, jest on wystarczający, wymaga jednak, by przy niwelacji oś instrumentu była ustawiona pionowo.

2. $[l \perp i]$. Oś libeli niwelacyjnej l prostopadła do osi instrumentu i .

3. $a) [l_1 \perp i, l_2 \perp i]$. Osi libelek alhidadowych l_1 i l_2 prostopadłe do osi instrumentu i , względnie:

3. b) $[Q_l \perp i]$, płaszczyzna główna Q_l libeli pudełkowej prostopadła do osi instrumentu i .

4. $[n_1 \perp i, n_2 \perp n_1]$. Pozioma nitka siatki n_1 prostopadła do osi instrumentu i , a pionowa nitka siatki n_2 prostopadła do nitki poziomej n_1 .

Warunki te odnoszą się wogóle do wszystkich instrumentów niwelacyjnych. Przy instrumentach z ruchomą lunetą i libelą występują jednak jeszcze pewne dodatkowe warunki, podane dalej. Jeżeli instrument posiada śrubę elewacyjną, to warunek 2. $[l \perp i]$ można pominąć. Przed sprawdzaniem instrumentu wskazane jest oś instrumentu ustawić pionowo.

Sprawdzanie i rektyfikacja instrumentu ze stałą lunetą i libelą (typu I), ze śrubą elewacyjną.

Ad 1. a) $[c \parallel P_l]$. Wyznaczamy różnicę wysokości h_{A-B} między dwoma punktami A i B , położonymi w odległości 80 do 100 m, w dwójaki sposób: raz ustawivszy instrument na stanowisku S_1 , w równych odległościach od

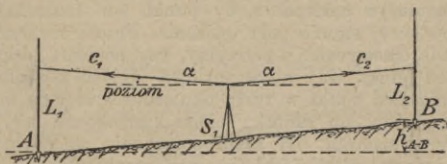


Fig. 47.

punktów A i B (fig. 47), drugi raz ustawivszy instrument na stanowisku S_2 , blisko punktu B (w odległości około 5 m) (fig. 48). Pierwszym razem otrzymamy, przy pionowej osi instrumentu i poziomej osi libeli niwelacyjnej, na pionowej łacie niwelacyjnej, w punktach A i B , odczyty L_1 i L_2 ; drugim razem odczyty L_3 i L_4 . Różnica wysokości $h_{A-B} = L_1 - L_2$ (ponieważ w obu odczytach L_1 i L_2 popełniamy ten sam błąd, gdy c nie jest równoległe do P_l). Jeżeli $L_3 - L_4 = h_{A-B} = L_1 - L_2$, to $c \parallel P_l$. Jeżeli zaś $L_3 - L_4 \neq L_1 - L_2$, to obliczamy odczyt L'_3 na łacie w punkcie A , odpowiadający poziomej osi celowej: $L'_3 = h_{A-B} + L_4$. (Zakładamy przytem, że z przyczyny krótkiej długości celowej błąd w odczycie L_4 , powstały wskutek nierównoległości osi celowej do osi libeli, równa się 0.) Na odczyt L'_3 nastawiamy oś celową śrubą elewacyjną, a oś libeli układamy poziomo śrubą rektyfikacyjną libeli. Potem należy się przekonać, czy przy poziomej osi libeli niwelacyjnej różnica odczytów na łacie w punktach A i B wynosi h_{A-B} , a w razie pojawienia się odchyłki postępowanie powyższe powtórzyć.

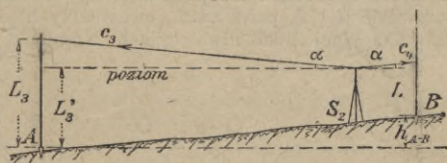


Fig. 48.

Ad 2. $[l \perp i]$. Obracamy alhidadę tak, by libela niwelacyjna znalazła się nad śrubą wstawową i układamy oś libeli poziomo zapomocą tej śruby wstawowej. Następnie obracamy alhidadę o 180° i połowę ewentualnej odchyłki środka bańki libeli od punktu głównego usuwamy śrubą elewacyjną, a drugą połowę śrubą wstawową. To postępowanie należy powtórzyć kilka razy.

Ad 3. a) $[l_1 \perp i, l_2 \perp i]$. Obracamy alhidadę tak, by libelki alhidadowe zajęły położenie, naznaczone na fig. 49 a, b, c (kółko wielkie oznacza śrubę wstawową, kółko małe sprężynę) i układamy osi libelek poziomo zapomocą śrub wstawowych. Następnie obracamy alhidadę o 180° i usuwamy ewentualną odchyłkę środka bańki od punktu głównego u każdej libelki w połowie jej śrubą rektyfikacyjną, w połowie zaś odpowiednią śrubą wstawową.

Ad 3. b) $[Q_l \perp i]$. Obracamy alhidadę w ten sposób, by dwie śrubki rektyfikacyjne libeli pudełkowej znajdowały się w kierunku dwóch śrub wsta-

wowych (fig. 49 *d*) i działając śrubami wstawowymi, sprowadzamy środek bańki libeli do punktu głównego. Następnie obracamy alhidadę o 180° i połowę ewentualnej odchyłki środka bańki libeli od punktu głównego usuwamy śrubkami rektyfikacyjnymi libeli, a drugą połowę śrubami wstawowymi. Po przeprowadzeniu postępowania opisanego pod 3 *a*) wzgl. 3. *b*) ós instrumentu będzie pionowa.

Ad 4. [$n_1 \perp i$, $n_2 \perp n_1$]. Ustawiamy ós instrumentu pionowo i celujemy do wyraźnego punktu, znajdującego się w przybliżeniu w poziomie instrumentu, w ten sposób, by punkt ten znalazł się na poziomej nitce siatki, po lewej stronie pola widzenia. Potem obracamy alhidadę, zapomocą śruby mikrometrycznej i patrzymy, czy pozioma nitka siatki przechodzi stale przez ten punkt. Gdy nitka pozioma wyjdzie z punktu, trzeba obrócić odpowiednio pierścień siatki w rurze okularu. Następnie należy wycelować do pionowej linii, np. do sznurka pionu i przekonać się, czy pionowa nitka wpada w ós sznurka. W razie pojawienia się odchyłki, trzeba zmienić położenie pionowej nitki siatki (naprawi mechanicznie).

Jeżeli instrument nie posiada śruby elewacyjnej, wtedy należy najpierw sprawdzić [$l \perp i$], patrz ad 2., ewentualny błąd usuwa się zapomocą śrubki rektyfikacyjnej libeli niwelacyjnej. Następnie sprawdza się [$c \parallel P_l$], patrz.

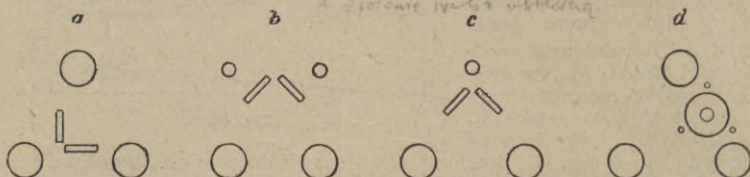


Fig. 49.

Ad 1. *a*), a ewentualny błąd usuwa zapomocą pionowych śrubek rektyfikacyjnych siatki.

Sprawdzanie i rektyfikacja instrumentu ze stałą libelą i ruchomą lunetą (typu *II*), ze śrubą elewacyjną.

Warunki dodatkowe, wynikające z powodu ruchomego osadzenia lunety, są następujące:

a) [$c \parallel g$]. Ós celowa c identyczna z osią geometryczną g , wzgl. równoległa do osi geometrycznej.

β) Pierścienie lunety mają równą średnicę.

Ad *a*) [$c \parallel g$]. Celujemy lunetą, w 1-szem położeniu (wyciąg okularowy na górze), do bardzo odległego, wyraźnego punktu A_1 . Następnie obracamy lunetą w łożyskach, koło osi geometrycznej, o 180° do położenia 2-go (wyciąg okularowy na dole) i patrzymy, czy ós celowa trafia w ten sam punkt A_1 . Gdy ós celowa trafia w punkt inny A_2 , trzeba środek siatki przesunąć na punkt A , położony w środku między punktami A_1 i A_2 , zapomocą pionowych śrubek rektyfikacyjnych siatki. Tę samą czynność należy powtórzyć po obróceniu lunety w łożyskach, koło osi geometrycznej o 90° , a ewentualny błąd usunąć w połowie poziomymi śrubkami siatki (które chwilowo zajmują położenie pionowe).

Ad *β*). Równość średnic pierścieni lunety badamy zapomocą libeli nasadkowej na lunetę (patrz: „Sprawdzanie i rektyfikacja instrumentu typu *III*”). Równość średnic pierścieni lunety można także sprawdzić po przeprowadzeniu sprawdzenia warunku 1. *a*), w sposób podany poniżej, badając czy $c \parallel P_l$, jak przy typie *I*.

Ad 1. *a*) [$c \parallel P_l$]. Załóżmy, że pierścienie lunety mają równe średnice. Ustawiamy ós instrumentu pionowo, celujemy do pionowej łaty niwelacyjnej, ustawionej w odstępnie 50 do 80 *m* od instrumentu, układamy ós libeli

niwelacyjnej poziomo i robimy odczyt L_1 na łacie. Następnie przekładamy lunetę w łożyskach, obracamy alhidadę o 180° , celujemy do łąty, sprowadzamy oś libeli do poziomu i robimy powtórnie odczyt L_2 na łacie. Jeżeli $L_2 = L_1$, to $c \parallel P_b$, w przeciwnym razie nastawiamy oś celową zapomocą śruby elewacyjnej na odczyt $L = \frac{L_1 + L_2}{2}$, a oś libeli układamy poziomo śrubką rektyfikacyjną libeli.

Ad 2. [$l \perp i$], ad 3. a) [$l_1 \perp i, l_2 \perp i$] i ad 3. b) [$Q_l \perp i$]. Wykonywa się jak przy typie I.

Ad 4. [$n_1 \perp i, n_2 \perp n_1$]. Przed sprawdzeniem trzeba lunetę tak obrócić koło osi geometrycznej, by czopek na lunecie, osadzony w pobliżu pierścienia, dotykał śrubki osadzonej w czopku dźwigarka. Sprawdzenie jak przy typie I. Nitkę siatki sprowadza się do poziomu przez odpowiednie przykręcenie śrubki, do której przytyka czopek lunety.

Jeżeli instrument nie posiada śruby elewacyjnej, to najpierw sprawdza się 2. [$l \perp i$], por. sprawdzanie typu I, a ewentualny błąd usuwa zapomocą śrubki rektyfikacyjnej libeli niwelacyjnej. Następnie sprawdza się 1. a) [$c \parallel P_b$], a ewentualny błąd usuwa zapomocą śrubek rektyfikacyjnych do zmiany wysokości jednego łożyska lunety.

Sprawdzanie i rektyfikacja instrumentu z ruchomą libelą i lunetą (typu III), ze śrubą elewacyjną.

Ad α) [$c \parallel g$]. Sprawdza się i rektyfikuje tak, jak przy typie II.

Ad β). Pierścienie lunety są równej średnicy. Ustawiamy ós instrumentu pionowo i sprzęgamy alhidadę. Nasadzamy libelę niwelacyjną na lunetę, sprowadzamy środek bańki libeli w przybliżeniu do punktu głównego, zapomocą śruby elewacyjnej i odczytujemy położenie obu końców bańki, a z odczytów obliczamy położenie środka bańki GS_1 . Przekładamy libelę i oznaczamy położenie środka bańki GS_2 . Zdejmujemy libelę, przekładamy lunetę, nasadzamy libelę i oznaczamy położenie środka bańki GS_3 . Przekładamy libelę i oznaczamy położenie środka bańki GS_4 . Średnice pierścieni są sobie równe, gdy $GS_1 + GS_2 - GS_3 - GS_4 = 0$.

γ) [$l \parallel t$]. Oś libeli niwelacyjnej l równoległa do linii stycznej do pierścienia lunety t . Ustawiamy ós instrumentu pionowo i sprzęgamy alhidadę. Nasadzamy na lunetę libelę niwelacyjną i układamy jej ós poziomo zapomocą śruby elewacyjnej. Przekładamy libelę i ewentualną odchyłkę środka bańki od punktu głównego usuwamy w połowie zapomocą pionowych śrubek rektyfikacyjnych libeli, w połowie zaś zapomocą śruby elewacyjnej. Następnie wychylamy libelę na bok, w kierunku prostopadłym do linii stycznej do pierścienia lunety, o mały kąt. Jeżeli po tem wychyleniu środek bańki wyjdzie z punktu głównego, usuwamy odchyłkę zapomocą poziomych śrubek rektyfikacyjnych libeli.

Ad 1. [$c \parallel l$]. Oś celowa c będzie równoległa do osi libeli niwelacyjnej l , jeżeli warunki wymienione pod α), β) i γ) będą spełnione.

Ad 2. [$l \perp i$], 3. a) [$l_1 \perp i, l_2 \perp i$] i 3. b) [$Q_l \perp i$]. Sprawdzanie i rektyfikacja jak przy typie I.

Ad 4. [$n_1 \perp i, n_2 \perp n_1$]. Sprawdzanie i rektyfikacja jak przy typie II. Sprawdzanie i rektyfikacja instrumentu z ruchomą lunetą i libelą rewersyjną, stale połączoną z lunetą (typu IV), ze śrubą elewacyjną:

Ad α) [$c \parallel g$]. Sprawdza się i rektyfikuje tak, jak przy typie II.

Ad 1. [$c \parallel l, c \parallel l'$]. Oś celowa c , wzgl. ós geometryczna g , równoległa do osi l i l' libeli rewersyjnej. Ustawiamy ós instrumentu pionowo, obracamy lunetę koło osi geometrycznej do położenia I (libela rewersyjna pod lunetą, lub po lewej stronie lunety), sprzęgamy alhidadę i układamy oś libeli rewersyjnej poziomo zapomocą śruby elewacyjnej. Następnie obracamy lu-

netę koło osi geometrycznej, do położenia II (libela rewersyjna nad lunetą, lub po prawej stronie lunety). Jeżeli środek bańki libeli wychyli się z punktu głównego, to usuwamy połowę tej odchyłki zapomocą pionowych śrubek rektyfikacyjnych libeli, a drugą połowę zapomocą śruby elewacyjnej. Czynność powyższą trzeba zwykle powtórzyć kilka razy. Jeżeli po przeprowadzeniu tej rektyfikacji środek bańki libeli zmienia swoje położenie, podczas obrotu lunety w łożyskach, z położenia I do położenia II, to odchyłkę usuwa się zapomocą poziomej śrubki rektyfikacyjnej libeli.

Drugi sposób. W dwóch położeniach lunety, opisanych poprzednio, przy poziomej osi libeli rewersyjnej, robimy odczyty L_1 i L_2 na pionowej łącie niwelacyjnej, ustawionej w odstepie około 100 m od instrumentu. Jeżeli te odczyty są sobie równe, to warunek 1. jest spełniony, w przeciwnym razie należy oś celową nastawić na odczyt średni $\frac{L_1 + L_2}{2}$, zapomocą śruby elewacyjnej, a oś libeli ułożyć poziomo zapomocą pionowych śrubek rektyfikacyjnych libeli.

Opisane sposoby postępowania doprowadzą do wyniku $[c \parallel l, c \parallel l']$ tylko przy założeniu, że $[l \parallel l']$ obie osi libeli rewersyjnej są do siebie równoległe.

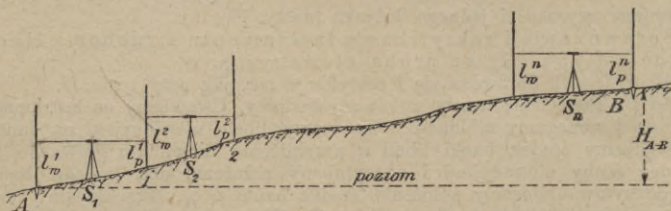


Fig. 50.

Aby się o tem przekonać, sprawdzamy jeszcze raz równoległość osi celowej do jednej z osi libeli, w sposób podany przy typie I.

Ad 2. $[l \perp i]$, 3. a) $[l_1 \perp i, l_2 \perp i]$ i 3. b) $[Q_1 \perp i]$. Warunki te sprawdza się tak, jak przy typie I.

Ad 4. $[n_1 \perp i, n_2 \perp n_1]$. Sprawdza się tak, jak przy typie II.

Instrument niwelacyjny powinno się sprawdzać i rektyfikować co pewien okres czasu, przedewszystkiem zaś przed rozpoczęciem niwelacji, po przewiezieniu instrumentu i po skończeniu niwelacji.

Wyznaczenie różnicy wysokości dwóch punktów terenu (fig. 50). A i B dane punkty, 1, 2 . . . punkty pośrednie niwelacji, S_1, S_2, \dots stanowiska instrumentu, tak obrane, by długości celowej wstecz i wprzód na każdym stanowisku były sobie równe. Długość celowej wynosi normalnie 50 m, najwyżej 80 m. Ze stanowiska S_1 otrzymujemy na pionowej łącie niwelacyjnej, ustawionej na punktach A i 1, przy poziomej osi libeli niwelacyjnej, odczyty l_w^1 (łata wstecz) i l_p^1 (łata wprzód), ze stanowiska S_2 otrzymujemy odczyty l_w^2 i l_p^2 itd. Różnica wysokości między punktami A i B wynosi

$$H_{A-B} = (l_w^1 - l_p^1) + (l_w^2 - l_p^2) + \dots + (l_w^n - l_p^n) = [l_w - l_p] = [l_w] - [l_p].$$

Gdy dana jest wysokość W_A punktu A, to wysokość punktu B,

$$W_B = W_A + H_{A-B}.$$

Odczyty na łącie zapisuje się w dzienniku niwelacyjnym l. 1, por. tabl. 3.

Dziennik niwelacyjny l. 1.

Punkt	Długość celowej	Odczyt na łącie		Różnica wysokości		Wysokość punktu	Uwagi i szkice
		wstecz	wprzód	+	-		
1	60 ^x	1,499				261,820	Z. W. 53
2	60		1,406	0,093		261,913	
2	60	1,647					
3	60		1,127	0,520		262,433	
3	60	1,816					
4	60		1,561	0,255		262,688	
4	60	1,195					
5	60		1,594	0,399		262,289	
5	40	0,616					
6	40		2,152	1,536		260,753	Kamień 1
		6,773	7,840	0,868	1,935		
			1,067		1,067	1,067	Sprawdz. obliczenia

Uwagi praktyczne: *a*) Instrument należy zrektyfikować i ustawiać w środku między punktami niwelowanymi. Gdy nie można brać równych długości celowych wstecz i wprzód, trzeba się starać, by suma długości celowych wstecz równała się sumie długości celowych wprzód. *b*) Niwelując instrumentem ze śrubą elewacyjną, ustawiamy oś instrumentu w przybliżeniu pionowo zapomocą libelek alhidadowych, a oś libeli niwelacyjnej układamy poziomo, po każdym wycelowaniu do łąty, zapomocą śruby elewacyjnej. Niwelując instrumentem bez śruby elewacyjnej, ustawiamy oś instrumentu najpierw w przybliżeniu pionowo, zapomocą libelek alhidadowych, następnie dokładnie pionowo, zapomocą libeli niwelacyjnej. Po wycelowaniu do łąty usuwa się ewentualne małe odchyłki środka bańki libeli niwelacyjnej zapomocą odpowiedniej śruby wstawowej. *c*) Łatę niwelacyjną ustawia się pionowo zapomocą pionu, lub libeli pudełkowej, przymocowanej do łąty. *d*) Powinno się używać podstawek niwelacyjnych pod łątę. *e*) Podczas przenoszenia instrumentu na nowe stanowisko łąta powinna pozostać na tym samym punkcie. *f*) Używać parasola dla osłonięcia instrumentu przed promieniami słońca. *g*) Niwelację wykonywać przy spokojnym powietrzu, gdy niema wiatru i drgania powietrza. *h*) Należy nawiązać się do stałych punktów, znajdujących się między punktami *A* i *B*. *i*) Niwelację powinno się sprawdzić i wyrównać, por. następne ustępy.

Sprawdzanie niwelacji: 1. Przez niwelowanie w dwóch położeniach lunety (z wyciągiem okularowym na górze i na dole) i odczytywanie podziałów z dwóch stron łąty niwelacyjnej (na łącie rewersyjnej), albo podziałów dopełniających się. To postępowanie można stosować przy instrumentach typu II, III i IV. Jeżeli mamy instrument typu I, możemy dwa razy odczytywać, na dwóch podziałach na łącie, albo na tym samym podziale, gdy łąta ma tylko jeden podział. Przed każdym odczytem należy oś libeli ułożyć poziomo (po pierwszym odczycie zmienić nieco pochylenie osi libeli, następnie ułożyć ją poziomo i zrobić drugi odczyt).

2. Przez równoczesne niwelowanie dwóch ciągów punktów, położonych blisko siebie. Do niwelowania każdego ciągu używamy osobnej łąty niwela-

cyjnej. § Wskazane jest, by liczbowania podziałów lat różniły się od siebie o nieokrągłą ilość, np. punktowi 0 na jednej łacie odpowiada punkt 2,48 na drugiej.

3. Przez powtórne wykonanie niwelacji, w kierunku przeciwnym (stanowiska instrumentu na innych miejscach).

4. Przez zaniwelowanie zamkniętego wieloboku niwelacyjnego, lub siatki niwelacyjnej.

5. Przez nawiązanie niwelacji do znaków wysokości.

Znaki wysokości. Najczęściej używane są poziome trzpienie, z dużą głową, osadzone na cemencie w cokole budynku, w wysokości około 0,6 m nad powierzchnią terenu. Wysokość górnej powierzchni głowy trzpienia nad poziomem morza jest znana. Nawiązanie do trzpienia niwelacyjnego (fig. 51) polega na wykonaniu odczytu na pionowej łacie niwelacyjnej, ustawionej na trzpieniu, przy poziomej osi celowej. Oznaczmy ten odczyt przez l_w , a odczyt na łacie w punkcie A , którego wysokość mamy wyznaczyć, przez l_p , to $W_A = W_{z.w.} + (l_w - l_p)$, albo $W_A = W_c - l_p$, przyczem $W_c = W_{z.w.} + l_w$.

Znaki wysokości niwelacji ściślej składają się z metalowego stożka ściętego, z wywierconym otworkiem w osi, osadzonego poziomo na cemencie

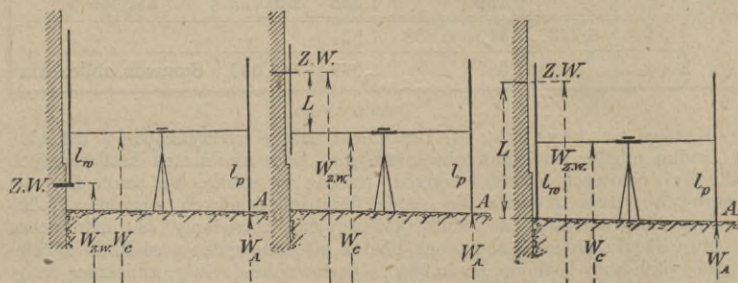


Fig. 51.

Fig. 52.

Fig. 53.

w murze, w wysokości około 2 m nad powierzchnią terenu. Na murze umieszczona jest tabliczka z otworkiem, znajdującym się w przedłużeniu otworka w stożku i napisem Z. W. Wysokość osi otworka w stożku nad poziomem morza jest znana. Nawiązanie do tego znaku wysokości wykonać można: a) zapomocą linealu niwelacyjnego, który zawiesza się na przecie, wsadzonym w otwór stożka i odczytuje lineal przy poziomej osi celowej (stosuje się przy niwelacji ściślej, fig. 52), albo b) zapomocą łaty niwelacyjnej, ustawionej na terenie, obok znaku wysokości, na której odczytać trzeba położenie poziomej osi celowej i wysokość znaku wysokości ponad terenem (stosuje się przy niwelacji zwykłej, fig. 53).

$$\text{W przypadku a) } W_A = W_{z.w.} - (L + l_p) = W_c - l_p$$

$$\text{przyczem } W_c = W_{z.w.} - L;$$

$$\text{w przypadku b) } W_A = W_{z.w.} - L + l_w - l_p = W_c - l_p$$

$$\text{przyczem } W_c = W_{z.w.} - L + l_w.$$

Profil podłużny terenu. Profil podłużny jest to przekrój terenu płaszczyną pionową, powierzchnią graniastosłupową pionową, lub powierzchnią walcową pionową. Śladem poziomym tego przekroju jest albo linja prosta, albo linja łamana złożona z prostych, albo linja gięta złożona z prostych i łuków, stycznych do prostych. Ślad ten może być dany na terenie lub na planie, jest to zwykle oś projektu technicznego (drogi lub kolei). Profil

podłużny przedstawiamy na jednej płaszczyźnie, na której rozwijamy powierzchnię profilu.

Wykonanie zdjęcia: *a*) wytycza się ślad profilu na terenie, *b*) mierzy się odległości poziome punktów profilu od punktu początkowego, *c*) niweluje się te punkty.

Ad *a*). Na terenie jednostajnie pochylonym obiera się punkty profilu w okrągłych odległościach, co 10, 20, lub 50 m, stosownie do terenu i celu profilu; na terenie nierównym — na załomach terenu, albo w okrągłych odległościach, a prócz tego na załomach. Obrane punkty zaznacza się palikami, lub w inny sposób. Punkty te należy ponumerować i narysować na szkicu. Wzdłuż profilu zakłada się stałe punkty wysokości, np. na występach cokołów, na kamiennych stopniach schodowych itd., albo wbija się w tym celu pale drewniane z gwoździami o dużej, wypukłej główce, na miejscach, które nie będą naruszone podczas wykonywania robót ziemnych. Na kilometr długości profilu obiera się 3, lub 4 punkty stałe.

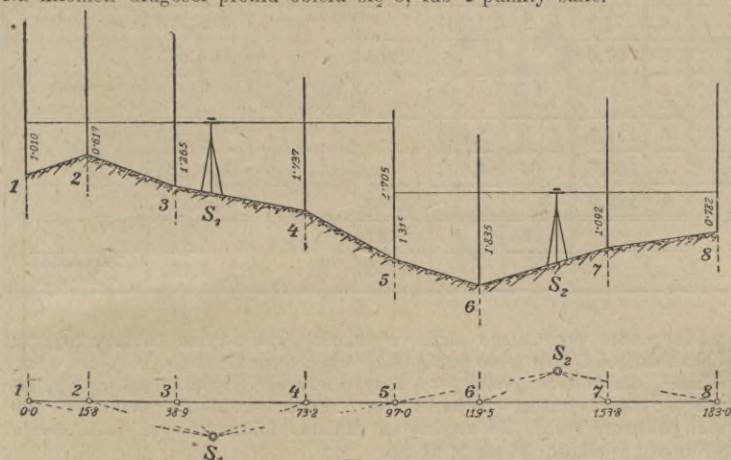


Fig. 54.

Ad *b*). Pomiar odległości wykonywa się zwykle przed rozpoczęciem niwelacji, można jednak także te dwie czynności wykonywać równocześnie. Do pomiaru odległości używa się taśmy stalowej, lub łąt mierniczych. Odległości odczytuje się z uwzględnieniem decymetrów. Przy dłuższych profilach podaje się odległości w hektometrach i metrach, ewentualnie w kilometrach i metrach. Przy niwelowaniu profilów podłużnych dróg i ulic można odległości mierzyć po terenie, a następnie zredukować je na poziom zapomocą wyznaczonych różnic wysokości. Punkty leżące poza profilem, które chcemy zaniwelować i zaznaczyć na profilu, rzutujemy na oś profilu.

Ad *c*). Punkty profilu podłużnego niweluje się ze stanowisk obranych tak, by łątę wstecz i wprzód znajdowały się w równych odległościach od stanowisk (fig. 54). Łatę niwelacyjną ustawia się kolejno pionowo na punktach niwelowanych, celuje do łątę, układa oś libeli niwelacyjnej poziomo i odczytuje łątę. Odczyty łąt wstecz i wprzód podaje się z uwzględnieniem milimetrów, odczyty łąt w bok (pośrednich między łątami wstecz i wprzód) z uwzględnieniem centymetrów. Niwelację profilu należy — o ile możliwości — nawiązać do znaków wysokości, na początku i na końcu, a to dla sprawdzenia niwelacji, ewentualnie dla jej wyrównania. Gdy jest nawiązanie tylko do jednego znaku wysokości, lub niema wcale nawiązania, należy niwelację profilu wykonać dwa razy, w przeciwnych kierunkach. Czasem

niweluje się drugi raz tylko punkty nawiazania (na których odczytano łąty wstecz i wprzód) i punkty stałe. Wyniki pomiaru zapisuje się w dzienniku niwelacyjnym 1. 2.

Dziennik niwelacyjny 1. 2.

Stano- wisko	Punkt	Odle- głość od po- czątku	Odczyt na łaćce			Wysokość celowej	Wysokość punktu	Uwagi i szkice
			wstecz	w bok	wprzód			
S_1	1	0,0	1,010			307,510	306,500	
	2	15,8		0,617			306,893	
	3	38,9		1,265			306,245	
	4	73,2		1,737			305,773	
	5	97,0			2,705		304,805	
S_2	5		1,315			306,120		
	6	119,5		1,835			304,285	
	7	153,8		1,092			305,028	
	8	183,0			0,782		305,338	
			2,325		3,487			
					1,162		1,162	Sprawdz. obliczenia

Dla profilu podłużnego skala wysokości jest zwykle 10 razy większa od skali długości. Gdy teren jest płaski, użyć można skali wysokości 20 razy większej, dla terenu górskiego 5 razy większej. Używane są następujące skale: 1 : 1000 i 1 : 100, 1 : 500 i 1 : 50, 1 : 2000 i 1 : 200, 1 : 5000 i 1 : 500. Profil podłużny rysuje się zwykle na papierze milimetrowym, podzielonym na formaty wielkości 34 cm \times 21 cm.

Profile poprzeczne. Są to krótkie przekroje, wykonane płaszczyznami pionowymi, z reguły prostopadłymi do profilu podłużnego. Rozciągają się one od osi profilu podłużnego na 10, 25, lub 50 m na obie strony, wogóle zaś powinny rozciągać się trochę dalej, niż prawdopodobnie sięgać będzie budowla, dla zaprojektowania której zdejmujemy profile poprzeczne. Odstęp profilów poprzecznych zależy od celu pracy i od rodzaju terenu. Jest on większy przy projektach ogólnych, mniejszy przy projektach szczegółowych. Odstęp profilów na terenie płaskim wynosi 50 do 100 m, na terenie falistym 10, 5 m, lub jeszcze mniej.

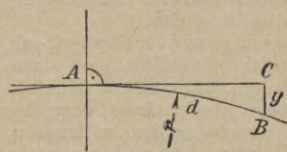


Fig. 55.

W tym celu wybieramy na łuku dwa punkty, leżące w równych odległościach od punktu, w którym mamy wytyczyć profil poprzeczny i z danego punktu wytyczymy prostopadłą do cięciwy, łączącej punkty obrane. b) Od punktu A odmierzymy na łuku długość $AB = d$, np. 20 m (fig. 55) i wytyczymy zewnątrz łuku prostą AC ,

oddaloną od punktu B o $y = \frac{d^2}{2r}$, przyczem r oznacza promień łuku. Będzie to styczna do łuku w punkcie A. Prostopadła do AC , w punkcie A, wy-

znaczy kierunek profilu poprzecznego w tym punkcie. Położenie profilu poprzecznego określa się zapomocą jego odległości od punktu początkowego profilu podłużnego. Punkty profilu poprzecznego obiera się na załomach terenu. Położenie tych punktów wyznacza się przez pomiar ich odległości od punktu profilu podłużnego, przez który przechodzi dany profil poprzeczny. Profile poprzeczne niweluje się zapomocą instrumentu niwelacyjnego (mniejszego, o niezbyt czulej libeli niwelacyjnej), lub zapomocą kolimatora Goulier'a (fig. 56). Na stromym terenie zdejmuje się profile poprzeczne zapomocą przyrządu do pomiaru schodkowego. Wyniki pomiaru zapisuje się na szkicu, lub w dzienniku niwelacyjnym. Szkic jest wygodniejszy do rysowania profilu, dziennik do obliczania wysokości punktów niwelowanych. Profile poprzeczne rysuje się zwykle na papierze milimetrowym, w skali 1 : 100, lub 1 : 200 (odległości i wysokości w tej samej skali), tak jak się nam przedstawiają, gdy patrzymy w kierunku liczenia odległości (hektometrowania) profilu podłużnego. Na rysunku powinna być zaznaczona oś profilu podłużnego, podana odległość profilu poprzecznego od punktu początkowego profilu podłużnego, oraz wysokość punktu profilu podłużnego.

Niwelacyjne zdjęcie terenu ma na celu przedstawienie kształtu terenu.

1. Metoda profilów. Teren zdejmujemy zapomocą profilu podłużnego, oraz profilów poprzecznych, prostopadłych do profilu podłużnego. Tej metody używamy zwłaszcza wtedy, gdy teren zdejmowany ma kształt pasa, więc przy zdjęciach pod trasę dróg, kolei i kanałów spławnych. Wzdłuż tego pasa zakładamy profil podłużny jako wielobok, który zdejmujemy przez pomiar boków i kątów. Sposób wykonania profilu podłużnego i profilów poprzecznych jak wyżej. Układ profilów rysuje się na szkicu, na którym zapisuje się wyniki pomiaru długości i oznacza punkty profilów liczbami bieżącymi. Na szkicu tym należy narysować na oko warstwicę niwelowanego terenu. Kierunków profilów poprzecznych użyć można jako podstaw do zdejmowania granic własności, budynków itd. Niwelację profilu podłużnego i profilów poprzecznych wykonywa się albo oddzielnie, albo niweluje się profil podłużny i profile poprzeczne równocześnie, z odpowiednio obranych stanowisk. W tym ostatnim razie punkty profilów poprzecznych muszą być wypalikowane. Profil podłużny powinien być zaniwelowany dwa razy. Przy oddzielnem niwelowaniu profilów poprzecznych należy nawiązać ich niwelację do punktów profilu podłużnego. Wskazane jest wykonać nawiązanie niwelacji do znaku wysokości, gdy jednak ten znajduje się daleko, można przyjąć wysokość pewnego zaniwelowanego punktu dowolnie. Plan zdejmowanego terenu rysuje się w skali 1 : 500, 1 : 1000, 1 : 2000, 1 : 2500, 1 : 2880, zależnie od wielkości terenu zdejmowanego, celu pracy i wymaganej dokładności. Wielobok profilu podłużnego rysuje się zapomocą spółrzędnych, odniesionych do pewnego układu spółrzędnych, lub metodą tangensową. Na podstawie szkiców połowych i obliczonego dziennika niwelacyjnego nakreśliłyśmy kierunki profilów poprzecznych, punkty zaniwelowane, zdjęte granice i przedmioty i wypiszemy wysokości punktów zaniwelowanych. Wkońcu wykreśliłyśmy warstwicę, które przedstawiają w sposób przejrzysty kształt terenu.

2. Metoda siatki kwadratów. Na zdejmowanym terenie wytyczamy palikami siatkę kwadratów o bokach 10, 20, lub 50 m, stosownie do

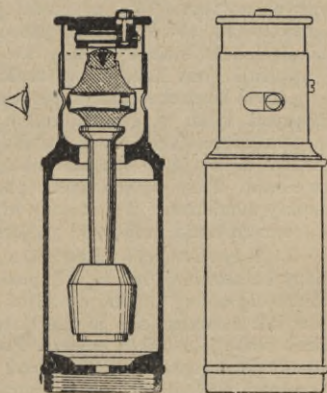


Fig. 56. Kolimator Goulier'a.

ukształtowania terenu, ile możności tak, by jeden kierunek boków siatki znajdował się w przybliżeniu w kierunku największego spadku terenu (ze względu na kreślenie warstwic), drugi kierunek boków siatki odchyła się wtedy nieznacznie od poziomu. Gdy wierzchołki siatki nie wystarczają do należytego oddania ukształtowania terenu, biera się inne potrzebne punkty (punkty domierzone) i zdejmuje je na boki siatki przez odrzutowanie. Należy narysować szkic siatki kwadratów, ponumerować jej wierzchołki i punkty domierzone i nakreślić na oko warstwicę terenu. Obrane punkty niweluje się następnie z odpowiednich stanowisk, przyczem z każdego następnego stanowiska należy nawiązać się przynajmniej do dwóch punktów zaniwelowanych ze stanowiska poprzedniego. Celem sprawdzenia niwelacji można zaniwelować obwód siatki (stosuje się przy większej siatce, np. kilkudziesięciohektarowej). Siatkę kwadratów rysuje się w odpowiedniej skali i wypisuje przy każdym wierzchołku jego wysokość. Jeżeli teren spada w jednym kierunku, to rysując warstwicę, interpoluje się między punktami, leżącymi tylko w tym kierunku. Gdy teren jest prawie poziomy, lub w obu kierunkach siatki posiada podobne spadki, należy interpolować punkty warstwic w obu kierunkach. Nie interpolować w kierunku przekątnej kwadratu. Przy wyznaczaniu punktów warstwic uwzględnić należy także punkty domierzone. Tej metody używamy do zdejmowania terenu płaskiego, dla opracowania projektów meljoracyjnych.

3. Metoda niwelowania na podstawie danego planu, tj. mapy katastralnej, lub zdjęcia poziomego, wykonanego poprzednio. Najpierw biera się szereg punktów wzdłuż komunikacji, rzek, w sąsiedztwie budynków itd. zaznacza się je na terenie palikami i wysowuje na kopji planu, która służy jako szkic polowy. Punkty te uważamy za punkty stałe i niwelujemy je ze sprawdzeniem (patrz odnośny ustęp). Następnie wykonywa się niwelację wszystkich innych potrzebnych punktów terenu, nawiązując ją do poprzednio założonych punktów stałych. Obrane punkty terenu należy również uwidocznic na kopji danego planu, przez oznaczenie ich położenia na oko, lub przez odmierzenie. Na szkicu znaczy się kierunki interpolacji warstwic. Po skończeniu pracy polowej oblicza się różnice wysokości między punktami stałymi, wyrównywa je i oblicza wysokości stałych punktów, a na podstawie tych wyznacza wysokości wszystkich innych punktów. Wkońcu rysuje się plan warstwicowy.

Wykreślanie warstwic. Odstęp pionowy warstwic (krzywych łączących punkty terenu o tej samej wysokości) zależy przede wszystkim od celu zdjęcia niwelacyjnego, następnie od kształtu terenu i skali rysunku. Na planach warstwicowych dla projektów komunikacji wynosi ten odstęp od 1 do 5 m, na planach dla celów meljoracyjnych może zejść aż do 0,25 m, zaś na mapach topograficznych wynosi 10 m, 20 m, lub więcej. Punkty warstwic otrzymać można a) z profilów terenu, b) zapomocą rachunku, c) zapomocą środków mechanicznych.

Ad a). Na profilach terenu kreślimy proste poziome, w wysokościach warstwic i wyznaczamy przecięcia tych z linią terenu. Następnie odmierzamy odległości tych punktów od punktów początkowych profilów i przenosimy je na plan poziomy profilów.

Ad b). Wyznaczanie punktów warstwic opiera się tu na proporcjonalności odcinków. Gdy A i B są punkty o znanych wysokościach W_A i W_B , a mamy wyznaczyć punkt C , warstwicę o wysokości W_C , na prostej

AB , to $AC = \frac{W_C - W_A}{W_B - W_A} AB$. Do obliczenia AC użyć najlepiej suwaka rachunkowego.

Ad c). Środki mechaniczne polegają także na zasadzie proporcjonalności odcinków. Tu należy siatka prostych równoległych, nakreślonych w stałym

odstępie na kalce (fig. 57), przyrząd inż. Sikorskiego (fig. 58; opis w Czasopiśmie technicznym, r. 1894, str. 139) i inne podobne przyrządy.

Tyczenie linii stałego spadku. To zadanie przychodzi przy trasowaniu, gdy chcemy oś projektu (drogi, kolei, lub rowu) wytyczyć wprost na terenie, aby zdjęcie potrzebne do opracowania tego projektu zmniejszyć, lub aby się przekonać o możliwości pewnego projektu. Ustawiamy instrument niwelacyjny na takim stanowisku, by można zaniwelować odpowiednią część linii stałego spadku. Na punkcie początkowym A tej linii ustawiamy pionowo łatę niwelacyjną i robimy na niej odczyt l , przy poziomej osi libeli niwelacyjnej. Następnie wyznaczamy punkt B linii stałego spadku, znajdujący się w odstępie np. 20 m od punktu początkowego A , używając w tym celu taśmy stalowej 20 m jako cyrkla. Z punktu A zakreślamy taśmą łuk, po którym figurant przesuwa pionową łatę niwelacyjną tak długo, dopóki odczyt na łacie, przy poziomej osi libeli niwelacyjnej, nie będzie wynosił $l + 20s$, przyczem s oznacza spadek linii (znak $+$ uwzględniamy tyżąc w dół, znak $-$ tyżąc w górę). Otrzymany punkt zaznacza się palikiem. Następny punkt wyznacza się podobnie, w odstępie 20 m od punktu B , przyczem odczyt na łacie powinien wynosić $l + 40s$ itd. Gdy zajdzie potrzeba zmiany stanowiska instrumentu, rozpoczniemy dalsze tyczenie od ostatniego wytyczonego

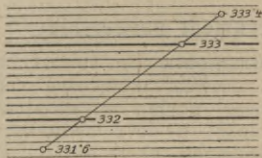


Fig. 57.

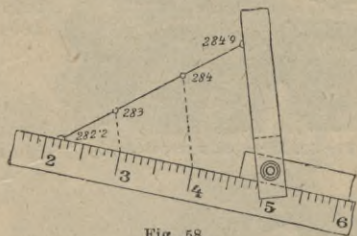


Fig. 58.

punktu, tak samo jak od punktu początkowego A . Po wytyczeniu należy linję stałego spadku zaniwelować, celem sprawdzenia wytyczenia.

Zadania z niwelacji, odnoszące się do wytyczania projektów inżynierskich, opisuje Hartner-Doleżał, t. II., 1910, str. 112.

Błędy i wyrównanie niwelacji (por.: Rachunek wyrównawczy). Średni błąd ν niwelacji zwykłej wynosi 6 do 10 mm na kilometr. Średni błąd niwelacji na długości L (przy długościach celowej w przybliżeniu równych) wynosi

$$\mu_L = \nu \sqrt{L}.$$

Jeżeli zaniwelujemy dwa razy n różnic wysokości, na długościach L_1, L_2, \dots, L_n i otrzymamy różnice niwelacyj (sposprzeżeń) d_1, d_2, \dots, d_n , to średni błąd niwelacji pojedynczej, na długości 1 km

$$\mu_0 = \sqrt{\frac{1}{2n} \left[\frac{dd}{L} \right]};$$

średni błąd średniej z dwóch niwelacyj, na długości 1 km

$$\mu_{x_0} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1}{n} \left[\frac{dd}{L} \right]}.$$

Wyrównanie różnic wysokości h_1, h_2, \dots, h_n , zaniwelowanych między znakami wysokości A i B , o wysokościach W_A i W_B .

Jeżeli $h_1 + h_2 + \dots + h_n - (W_B - W_A) = \omega$ (przyczem h wprowadzono z odpowiednimi znakami), jest mniejsze od błędu dozwolonego, to odchyłkę ω , wziętą ze znakiem przeciwnym, należy rozdzielić na poszczególne różnice

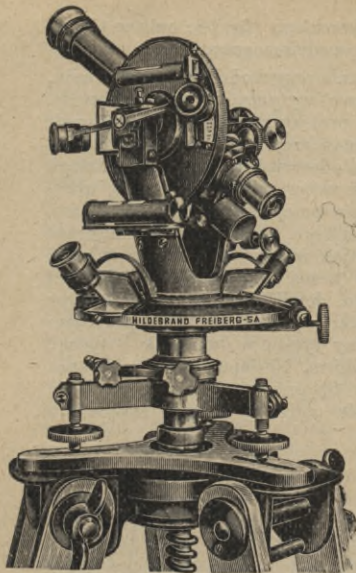


Fig. 59. Instr. uniw. repet. nonj.

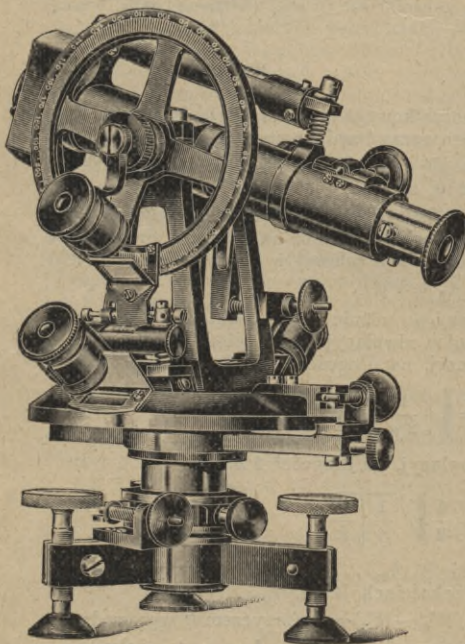


Fig. 60. Instr. uniw. repetycyjny, z nonjuszami, Starke i Kammerer, Wiedeń.

wysokości, proporcjonalnie do długości L między punktami zaniwelowanymi, uwzględniając przytem znaki różnic wysokości.

Poprawka dla r -tej różnicy wysokości

$$\delta_r = a_r L_r \frac{-\omega}{[L]},$$

przyczem $a_r = \pm 1$, stosownie do znaku różnicy wysokości.

Średni błąd niwelacji na długości 1 km

$$\mu_0 = \frac{\omega}{\sqrt{[L]}}.$$

W ten sam sposób postępujemy, gdy zaniwelowano wielobok zamknięty, wtedy $h_1 + h_2 + \dots + h_n$ powinno równać się 0 .

Wyrównanie sieci niwelacyjnej podaje Weigel, Rachunek wyrównawczy, 1923, str. 138 i 176 i Stampfer-Lorber, Nivellieren, 1894, str. 363.

X. Instrument uniwersalny.

Opis instrumentu (fig. 59—61). Instrument ten pozwala wyznaczyć położenie dowolnego punktu w przestrzeni i służy: *a*) do pomiaru kątów poziomych, *b*) do pomiaru kątów pionowych, *c*) do optycznego pomiaru odległości i wysokości, *d*) do niwelacji.

Teodolit (fig. 62 i 63), wykonany podobnie jak instrument uniwersalny, nie posiada siatki tachymetrycznej, ani libeli niwelacyjnej na lunecie i służy do pomiaru kątów poziomych i pionowych, albo tylko do pomiaru kątów poziomych.

Części składowe instrumentu uniwersalnego: 1. Spodarka z trzema śrubami wstawowymi, do pionowego ustawiania osi instrumentu. 2. Limbus stały, lub repetycyjny, o średnicy 12 do 15 *cm* (do zwykłych prac mierniczych), 20 *cm*, lub więcej (do triangulacji). Podział limbusowy zwykle na 360°, stopień podzielony na 3, lub 6 części (podział na 2, lub 4 części mniej odpowiedni). Limbus otwarty, lub kryty (lepszy). 3. Alhida z dwoma nonjuszami, lub mikroskopami. Wartość nonjusza 1' (fig. 64), 30'', lub 20'' (fig. 65),

przy dużych instrumentach 10". Dokładność odczytu mikroskopu 1' (fig. 66, mikroskop z stałą nitką), 12" (fig. 67) i 6" (m. kreskowy), 2" i 1" (m. śrubowy). 4. Luneta z reguły astronomiczna, o powiększeniu około 25× (instrument do zwykłych prac), 30 do 40× (instrument do triangulacji). Obiektyw achromatyczny, okular Ramsdena, lub ortoskopijny Kellnera. Siatka tachymetryczna (3 nitki poziome i 1, lub 2 nitki pionowe). Stała tachymetryczna *K* ile możliwości równa 100. Luneta osadzona centrycznie względem osi instrumentu, da się przerzucać. 5. Koło pionowe (pełne, lub łuk). Stopień podzielony na 3, lub 6 części. Liczbowanie najczęściej bieżące, dostosowane do pomiaru kątów wysokości i głębokości, lub kątów zenitowych. Wartość non-jusza 1', lub 20". 6. Libele: *a*) libele alhidadowe do pionowego ustawiania osi instrumentu, *b*) libela niwelacyjna na lunecie, zwykle rewersyjna, *c*) libela nasadkowa na oś obrotu lunety (służy do rektyfikacji), *d*) libela koła pionowego.

7. Sprzęgi i śruby mikrometryczne: *a*) sprzęg i śruba mikrometryczna limbusu (przy instrumencie repetycyjnym), *b*) s. i ś. m. alhidady, *c*) s. i ś. m. lunety. 8. Busola orjentacyjna (instrument uniwersalny może jej nie posiadać).

Statyw instrumentu uniwersalnego powinien posiadać krążek metalowy, o dość dużym wykroju kołowym do centrowania instrumentu (średnica wykroju do 6 cm). Dobre jest połączenie krążka z nogami statywu za pomocą wstawów kulistych (fig. 62). Statyw powinien być stały, a nie ciężki. Krążek statywu nie powinien się skrecać w płaszczyźnie poziomej. Instrument łączymy ze statywem za pomocą śruby środkowej.

Osi instrumentu uniwersalnego: *a*) oś instrumentu, t. j. oś obrotu alhidady, *b*) oś celowa lunety, *c*) oś obrotu lunety, *d*) oś libeli niwelacyjnej, *e*) osi libel alhidadowych, *f*) oś libeli nasadkowej na oś obrotu lunety, *g*) oś libeli koła pionowego. Instrument repetycyjny posiada jeszcze: *h*) oś obrotu limbusu.

Sprawdzanie i rektyfikacja instrumentu uniwersalnego. Warunki:

1. Osi libel alhidadowych prostopadłe do osi instrumentu.
2. Oś celowa prostopadła do osi obrotu lunety.
3. Oś obrotu lunety prostopadła do osi instrumentu.
4. Przy pionowej osi instrumentu nitki siatki zajmują położenie pionowe, wzgl. poziome.
5. Oś celowa przecina oś instrumentu (luneta osadzona centrycznie względem osi instrumentu).
6. Alhidada osadzona centrycznie względem

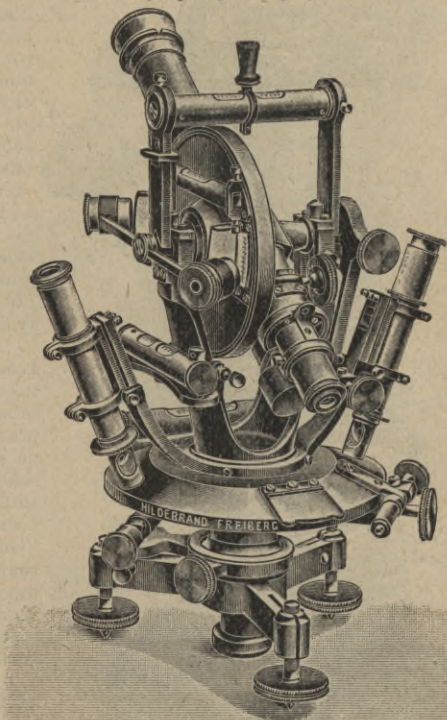


Fig. 61. Instr. uniwersalny, repetycyjny, z mikroskopami kresk. na kole poziomem, firmy Hildebrand, Freiberg.

limbusu i różnica odczytów na noniuszach (mikroskopach) koła poziomego równa 180° . 7. Podział limbusowy dokładny. 8. Oś celowa równoległa do płaszczyzn głównych libeli niwelacyjnej (rewersyjnej). 9. Przy pionowej osi instrumentu i poziomej osi celowej odczyt na noniuszach koła pionowego 0° i 180° , lub 90° i 270° , a oś libeli koła pionowego pozioma.

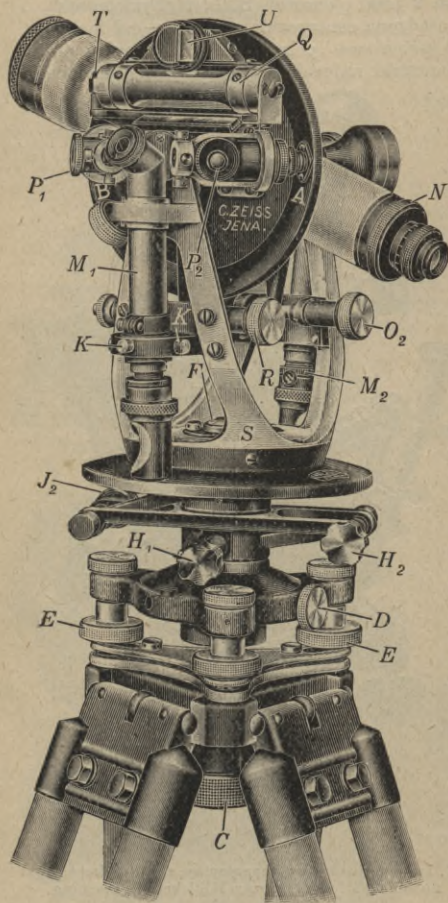


Fig. 62. Teodolit repetycyjny, z mikroskopami kreskowymi, firmy Zeiss, Jena.

oczytujemy za każdym razem stan tego samego (np. pierwszego) noniusza koła poziomego. Następnie nastawiamy ten noniusz, śrubą mikrometryczną alhidady, na odczyt średni z odczytów poprzednio otrzymanych. Wskutek tego oś celowa wyjdzie z punktu, do którego wycelowaliśmy, należy ją więc sprowadzić na ten punkt zapomocą poziomych śrubek rektyfikacyjnych siatki. Przed sprawdzeniem tego warunku, jak i następnych, wskazane jest oś instrumentu ustawić pionowo. Wpływ błędu nieprostokątności osi celowej do osi obrotu lunety, t. zw. błędu kolimacyjnego, na pomiar kąta kierun-

Ad 1. Obracamy alhidadę tak, by jedna libela alhidadowa znalazła się w kierunku dwóch śrub wstawowych i układamy osi obu libel alhidadowych poziomo zapomocą odpowiednich śrub wstawowych. Następnie obracamy alhidadę o 180° i ewentualną odchyłkę środka bańki od punktu głównego usuwamy u każdej libeli w połowie jej śrubką rektyfikacyjną, w połowie zaś odpowiednią śrubą wstawową. Ponieważ wpływ niepionowego ustawienia osi instrumentu, na pomiar kąta poziomego, nie da się wyrugować metodą pomiaru, należy libele alhidadowe dokładnie zrektyfikować.

Ad 2. Sprawdzamy przez dwukrotne odłożenie kąta, zawartego między osią celową, a osią obrotu lunety, przy jednej z tych dwóch prostych. a) Jeżeli oś obrotu lunety da się wyjąć i przełożyć w łożyskach, bez odkręcania śrub konstrukcyjnych i zdejmowania koła pionowego, wtedy postąpimy tak: Celujemy do odległego punktu, znajdującego się w przybliżeniu w poziomie instrumentu. Następnie przekładamy oś obrotu w łożyskach; jeżeli oś celowa, przy tem samym pochyleniu lunety, trafi w ten sam punkt, co poprzednio, wtedy jest prostopadła do osi obrotu. Gdy oś celowa trafi w punkt inny, należy połowę odchyłki osi celowej usunąć zapomocą poziomych śrubek rektyfikacyjnych siatki. b) Drugi sposób. Celujemy do odległego punktu, w dwóch położeniach lunety i od-

kowego, da się usunąć przez pomiar w dwóch położeniach lunety i wzięcie średniej z otrzymanych spostrzeżeń.

Ad. 3. Gdy mamy libelę nasadkową na oś obrotu lunety, postępujemy następująco. Najpierw sprawdzamy libelę nasadkową, ewentualnie rektyfikujemy ją i układamy jej oś poziomo. (Obracamy alhidadę tak, by libela nasadkowa znalazła się nad jedną ze śrub wstawowych i sprowadzamy jej oś do poziomu zapomożącej tej śruby wstawowej, następnie przekładamy libelę i ewentualną odchyłkę środka bańki od punktu głównego usuwamy w połowie śrubką rektyfikacyjną libeli, w połowie zaś śrubą wstawową. Potem należy przekonać się, przez małe przechylenie libeli na osi obrotu lunety, czy nie istnieje skrzyżowanie osi libeli z osią obrotu lunety. Gdy środek bańki wychyli się z punktu głównego, usuwamy odchyłkę poziomymi śrubkami rektyfikacyjnymi libeli.) Następnie obracamy alhidadę o 180° — jeżeli oś libeli pozostanie pozioma, to oś obrotu jest prostopadła do osi instrumentu — gdy zaś oś libeli wychyli się z położenia poziomego, usuwamy połowę odchyłki środka bańki od punktu głównego śrubkami rektyfikacyjnymi do zmiany wysokości łożyska osi obrotu lunety, drugą połowę zaś zapomożącej śruby wstawowej.

Drugi sposób. a) Ustawiamy oś instrumentu pionowo zapomożącej libeli niwelacyjnej i zawieszamy ciężki pion na długim sznurku, celujemy do sznurka w poziomie. Następnie podnosimy lunetę aż do punktu zawieszenia sznurka i patrzymy, czy środek siatki porusza się po jego osi. W razie, gdy środek siatki wyjdzie z osi sznurka, należy go wprowadzić na nią zapomożącej śrubek rektyfikacyjnych do zmiany wysokości łożyska osi obrotu lunety. b) Po pionowym ustawieniu osi instrumentu, jak pod a), rzutujemy wyniosły punkt A , w dwóch położeniach lunety, na poziomą łatę niwelacyjną, ułożoną prostopadle do płaszczyzny celowej, w wysokości instrumentu. Jeżeli w obu położeniach lunety otrzymamy ten sam punkt A' na łacie, to oś obrotu lunety jest prostopadła do osi instrumentu. Jeżeli zaś w pierwszym położeniu lunety otrzymamy punkt A_1 a w drugim punkt A_2 , to nastawiamy oś celową, zapomożącej śruby mikrometrycznej alhidady, na punkt A' , leżący w środku pomiędzy punktami A_1 i A_2 , następnie podnosimy lunetę do punktu A i sprowadzamy oś celową na ten punkt zapomożącej śrubek rektyfikacyjnych do zmiany wysokości

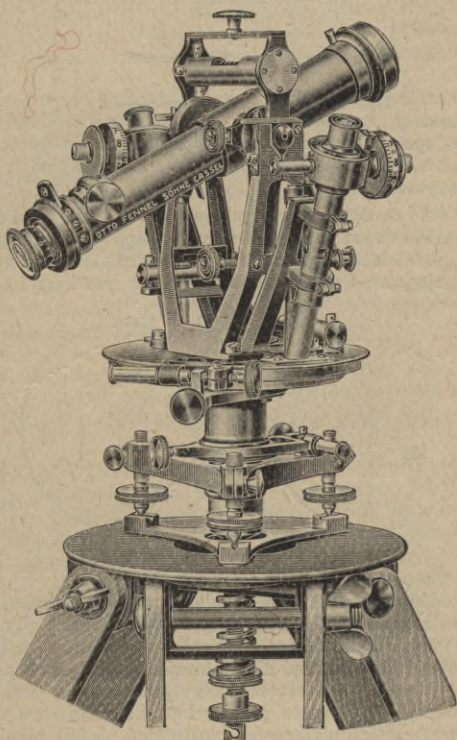


Fig. 63. Teodolit repetycyjny, z mikroskopami śrubowymi, firmy Fennel, Cassel.

łożyska osi obrotu lunety. Wpływ błędu nieprostokątności osi obrotu lunety do osi instrumentu, t. zw. błędu inklinacyjnego, na pomiar kąta kierunkowego, da się wyrugować przez pomiar w dwóch położeniach lunety i wzięcie średniej z otrzymanych spostrzeżeń.

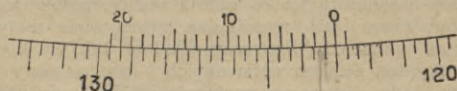


Fig. 64.

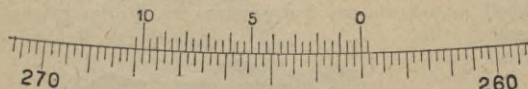


Fig. 65.

sznurka; gdy tak nie jest, skręcamy odpowiednio pierścień siatki. Potem badamy czy środkowa „pozioma” nitka siatki zajmuje położenie poziome, w sposób opisany przy sprawdzaniu instrumentu niwelacyjnego I. typu, str. 368. Gdy okaże się, że nitka ta nie jest pozioma, należy założyć nową siatkę (naprawi mechanicz).

Ad 5. Sprawdzamy przez wycelowanie w dwóch położeniach lunety do punktu (sznurka pionu zawieszono na trójnogu), znajdującego się w odległości kilkunastu metrów od instrumentu i odczytanie każdym razem obu nonjuszów. Średnie z obu nonjuszów powinny być jednakowe dla obu położań lunety.



Fig. 66.

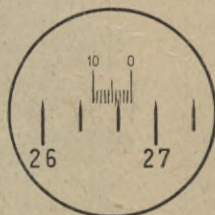


Fig. 67.

W przeciwnym razie istnieje ekscentryczność osi celowej względem osi instrumentu, której usunąć nie możemy, wpływ jej jednak na pomiar kąta kierunkowego da się wyrugować przez pomiar w dwóch położeniach lunety i wzięcie średniej z otrzymanych spostrzeżeń.

Ad 6. Sprawdzamy przez odczytywanie obu nonjuszów, w różnych położeniach alhidady względem limbusu. Różnice odczytów na obu nonjuszach powinny być stałe i równe 180° , gdy podział limbusowy jest dokładny. Jeżeli różnice odczytów są zmienne, to istnieje ekscentryczność alhidady, której usunąć nie możemy. Wpływ jej na pomiar kąta kierunkowego da się usunąć: a) przez odczytywanie obu nonjuszów i wzięcie średniej z odczytów, b) przez pomiar kąta kierunkowego w dwóch położeniach lunety i wzięcie średniej z obu spostrzeżeń. Jeżeli różnice odczytów na nonjuszach, w różnych położeniach alhidady względem limbusu, są równe, lecz nie wynoszą 180° , to błąd ten da się usunąć przez odpowiednie przesunięcie płytek nonjuszowych, po zwolnieniu śrubek, przytwierdzających płytki nonjuszowe do ramion alhidady.

Ad 7. Dokładność podziału limbusowego można w przybliżeniu sprawdzić przez porównywanie długości nonjusza z odpowiadającą jej długością podziału limbusowego, na różnych miejscach tego podziału. Stałej długości nonjusza powinna odpowiadać stała długość na podziale limbusowym. W razie pojawienia się odchyłek uwzględnić należy, że pochodzą one mogą nie tylko z błędów podziału, lecz także z ekscentryczności alhidady względem limbusu. (Przy tem postępowaniu nastawia się końcową kreskę nonjusza na 0° , 10° , 20° , ... itd. podziału limbusowego i odczytuje położenie kreski zerowej nonjusza.) Wpływ błędów podziału limbusowego, na pomiar kątów pozio-

mych, da się częściowo wyrugować przez pomiar na różnych miejscach limbusu metodą repetycyjną, albo metodą kierunkową wielokrotną.

Ad 8. Załóżmy, że libela niwelacyjna jest libelą rewersyjną. W 1-szem położeniu lunety celujemy do łaty niwelacyjnej, ustawionej pionowo, w odległości około 100 m od instrumentu, układamy ós libeli niwelacyjnej poziomo zapomocą śruby mikrometrycznej do pochylania lunety i odczytujemy stan średniej nitki na łacie. To samo powtarzamy w 2-giem położeniu lunety. Drugi odczyt powinien być równy pierwszemu. W razie pojawienia się różnicy, nastawia się środek siatki na odczyt średni śrubą mikrometryczną do pochylania lunety, a ós libeli układa poziomo śrubką rektyfikacyjną libeli. Opisane postępowanie doprowadzi do wyniku: ós celowa równoległa do płaszczyzn głównych libeli niwelacyjnej przy założeniu, że obie osi libeli rewersyjnej są do siebie równoległe. (Ten warunek jest zwykle spełniony.)

Ad 9. Ustawiamy ós instrumentu pionowo, najpierw zapomocą libel alhidadowych, następnie dokładniej zapomocą libeli niwelacyjnej, której ós ułożymy równocześnie poziomo. Gdy odczyt na nonjuszach koła pionowego nie jest 0° i 180° , należy nonjusz nastawić na ten odczyt, zapomocą śruby do pochylania ramienia nonjuszów. Zwykle można w ten sposób tylko pierwszy nonjusz nastawić na 0° , drugi nonjusz zaś nastawiamy na 180° przez przesuwanie płytki nonjuszowej, po zwolnieniu śrubek przytwierdzających ją do ramienia nonjuszów. Jeżeli po tej rektyfikacji ós libeli koła pionowego nie jest pozioma, sprowadzamy ją do poziomu zapomocą śrubek rektyfikacyjnych tej libeli. Jeżeli na kole pionowym jest tylko jeden nonjusz, wtedy zwykle niema urządzenia do pochylania ramienia nonjusza, ani libeli koła pionowego. W tym razie nastawiamy zero nonjusza na zero koła pionowego zapomocą śrubek rektyfikacyjnych nonjusza. Gdy między zerami nonjuszów, a punktami 0° i 180° koła pionowego jest znaczniejsza różnica, można ją usunąć przez odpowiednie obrócenie koła pionowego na osi obrotu lunety.

Ustawianie instrumentu nad punktem składa się: 1. z centrowania instrumentu i 2. z pionowego ustawiania jego osi. Do centrowania instrumentu używa się najczęściej zwykłego pionu. Pion powinien być tak zawieszony, by ostrze jego znajdowało się tuż nad punktem. Ós instrumentu ustawia się pionowo zapomocą śrub wstawowych. W tym celu obraca się alhidadę do położenia, w którym jedna libela alhidadowa znajduje się w kierunku dwóch śrub wstawowych i działając temi śrubami, sprowadza się ós libeli do poziomu. Ós drugiej libeli alhidadowej układa się poziomo zapomocą trzeciej śruby wstawowej. Dokładność, scentrowania instrumentu nad punktem powinna być tem większa, im krótsze są ramiona kąta, wzgl. promień pęku, który będziemy mierzyli. Dokładność z jaką należy ustawić pionowo ós instrumentu, powinna być tem większa, im większe są kąty pochylenia do poziomu ramion kąta, wzgl. promieni pęku. Przy stromych celowych ustawia się pionowo ós instrumentu zapomocą libeli nasadkowej na ós obrotu lunety, lub libeli niwelacyjnej. Wpływ błędu niedokładnego ustawienia instrumentu nad punktem, na pomiar kąta, nie da się wyrugować zapomocą metody pomiaru.

Celowanie do punktów. Przed celowaniem trzeba sprawdzić, czy obraz siatki wyraźnie występuje, ewentualnie nastawić odpowiednio wykręt okularu względem siatki (wykonywa się raz), por. ustęp „Luneta“, str. 362. Podczas każdego celowania należy usunąć dwugład (paralakse) siatki. Powinno się celować do najniższego widocznego punktu znaku, zaznaczającego położenie punktu. Dokładność wycelowania do punktu powinna być tem większa, im mniejsza jest odległość punktu od instrumentu. Dla powiększenia dokładności wycelowania używa się przy krótkich celowych cienkich tyczek żelaznych.

XI. Pomiar kątów poziomych.

Pomiar pojedynczego kąta. 1. Ustawia się instrument w wierzchołku danego kąta (oś instrumentu przechodzi przez wierzchołek kąta i jest pionowa). 2. Celuje się w 1-szem położeniu lunety w kierunku lewego ramienia kąta, odczytuje oba nonjusze (mikroskopy) koła poziomego i zapisuje odczyty w dzienniku kątowym (stopnie zapisuje się zwykle tylko przy pierwszym nonjuszku). 3. Celuje się w kierunku prawego ramienia kąta, odczytuje oba nonjusze (mikroskopy) i zapisuje odczyty w dzienniku kątowym. 4. Przerzuca się lunetę, obraca alhidadę o 180° (2-gie położenie lunety) i powtarza czynności wymienione pod 3. i 2. 5. Tym sposobem otrzymamy dla każdego ramienia kąta 4 odczyty (kąty kierunkowe), z których obliczamy średnie; będą to średnie kąty kierunkowe, lewy i prawy. 6. Różnica średnich kątów kierunkowych prawego i lewego daje średnią wielkość kąta mierzonego. Gdy średni kąt kierunkowy prawy jest mniejszy od średniego kąta kierunkowego lewego, należy do różnicy tych kątów dodać 360° . Wzór dziennika pojedynczego pomiaru kąta podano poniżej.

Dziennik kątowy l. 1.

Stano- wisko	Punkt	Odczyt			Średnia			Średnia zre- dukowana			Uwagi
		o	'	''	o	'	''	o	'	''	
15	14	75	38	20							Powietrze spokojne, pochmurno.
				30							
		255	38	10							
			10	75	38	18	0	0	0		
	16	237	43	50							
				40							
57		43	30								
		40	237	43	40	162	5	22			

Przez opisane postępowanie wyrugujemy wpływ następujących błędów instrumentu na pomiar kątów kierunkowych: *a*) błędu kolimacyjnego, *b*) inklinacyjnego, *c*) ekscentryczności osi celowej i *d*) ekscentryczności alhidady; pozostanie zaś wpływ błędów podziału limbusowego. Nadto pozostanie wpływ błędów czynności mierniczych, tj. niedokładności ustawienia instrumentu nad wierzchołkiem kąta, niedokładności wycelowania do punktów i błędy odczytów na nonjuszach (mikroskopach). Celem zmniejszenia tych błędów, trzeba się starać wykonać czynności miernicze jak najdokładniej. Gdy jest tylko jeden nonjusz na kole poziomem, to wpływ błędów instrumentu, wymienionych powyżej, zostanie także wyrugowany przez pomiar kąta w dwóch położeniach lunety. Gdy instrument jest zrektyfikowany i nie chodzi o większą dokładność w pomiarze kąta, np. przy pomiarze szczegółów, można kąt mierzyć w jednym położeniu lunety i odczytywać tylko jeden nonjusz.

Pomiar kąta wykonany kilka razy. Postępowanie opisane powyżej możemy powtórzyć kilka razy, na różnych miejscach limbusu, obracając przed każdym pomiarem limbus o pewną liczbę stopni (przy teodolicie repetycyjnym), albo przestawiając po każdym pomiarze instrument na krążku statywu (przy teodolicie zwykłym). Średnia z otrzymanych pomiarów

da wynik dokładniejszy od pomiaru pojedynczego, z którego nadto wpływ błędów podziału limbusowego zostanie częściowo wyrugowany.

Repetycyjny pomiar kąta polega na tem, że dany kąt odmierzamy kilka razy obok siebie na limbusie, celem wyrugowania (częściowego) wpływu błędów podziału limbusowego. Pomiar wykonywa się teodolitem repetycyjnym, w dwóch położeniach lunety; stosuje się przytem różne metody postępowania. Podajemy sposób pomiaru podług „Przepisów obowiązujących przy pomiarach metodą trygon. i poligon.“:

1. Ustawia się instrument w wierzchołku kąta (oś obrotu limbusu pionowo zapomocą libeli nasadkowej na oś obrotu lunety, lub zapomocą libeli rewersyjnej na luncie) i sprzęga się limbus. 2. W 1-szem położeniu lunety celuje się w kierunku lewego ramienia kąta (używając sprzęgu i śruby mikrometrycznej alhidady), odczytuje oba nonjusze (mikroskopy) i zapisuje odczyty w dzienniku kątowym. 3. Zwalnia się sprzęg alhidady i celuje w kierunku prawego ramienia kąta (używając sprzęgu i śruby mikrometrycznej alhidady). 4. Przerzuca się lunetę, zwalnia sprzęg limbusowy i w 2-gim położeniu lunety celuje w kierunku lewego ramienia kąta (używając sprzęgu i śruby mikrometrycznej limbusu). 5. Zwalnia się sprzęg alhidady, celuje w kierunku prawego ramienia kąta (używając sprzęgu i śruby mikrometrycznej alhidady), odczytuje oba nonjusze (mikroskopy) i zapisuje odczyty w dzienniku kątowym. 6. Różnica średnich z odczytów ostatnich i pierwszych daje podwójną wielkość kąta. 7. Postępowanie opisane powyżej należy w sieci triangulacyjnej IV-go rzędu powtórzyć najmniej trzy razy, a z otrzymanych pomiarów obliczyć średnią.

Pomiar pęku promieni wykonany jeden raz metodą kierunkową.

Przypuścmy, że zmierzyć mamy pęk promieni $W(A, B, C, D, E)$, fig. 68.

1. Ustawiamy instrument w wierzchołku pęku W : oś instrumentu przechodzi przez wierzchołek i jest pionowa. Jeżeli mierzymy instrumentem repetycyjnym, to oś instrumentu ustawiamy pionowo przy sprzęgniętych limbusie. 2. W 1-szem położeniu lunety celujemy do punktów A, B, C, D, E , odczytujemy każdym razem oba nonjusze (mikroskopy) i zapisujemy odczyty w dzienniku kątowym (l. 1). 3. Przerzucamy lunetę, obracamy alhidadę o 180° (2-gie położenie lunety), celujemy powtórnie do danych punktów, lecz w porządku odwrotnym, więc do E, D, C, B, A , odczytujemy każdym razem oba nonjusze (mikroskopy) i zapisujemy odczyty w dzienniku kątowym. 4. Dla

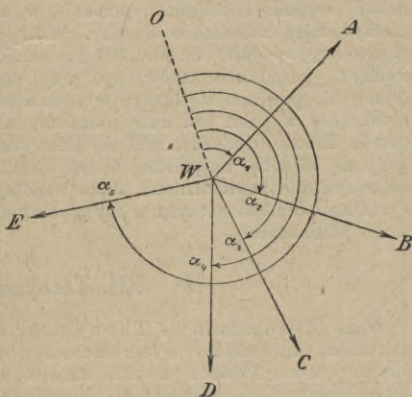


Fig. 68.

każdego promienia otrzymamy 4 odczyty: z dwóch nonjuszów (mikroskopów), w dwóch położeniach lunety. Średnia z tych czterech odczytów daje średni kąt kierunkowy, wolny od wpływu błędów instrumentu, z wyjątkiem błędów podziału limbusowego. Wynik pomiaru wszystkich kątów kierunkowych, w dwóch położeniach lunety, nazywamy zestawieniem kierunków. Należy uważać, by podczas wykonywania pomiaru położenie limbusu nie zmieniło się. Sprawdzenie pomiaru otrzymuje się przez powtórne wycelowanie do punktu początkowego, na końcu pomiaru w 1-szem i 2-gim położeniu lunety i odczytanie obu nonjuszów. Jeżeli mierzymy instrumentem

repetycyjnym, można przed wykonaniem pomiaru nastawić limbus tak, by odczyt początkowy, przy celowaniu do punktu *A*, wynosił $0^{\circ} 0' 0''$. Jeżeli nie chodzi o wielką dokładność pomiaru, odczytuje się tylko jeden nonjusz, w dwóch położeniach lunety, przez co wpływ błędów instrumentu, z wyjątkiem błędów podziału limbusowego, zostanie także wyrugowany. Gdy instrument jest zrektyfikowany, można przy zdejmowaniu szczegółów wykonać pomiar w jednym położeniu lunety, z odczytami na jednym nonjusz.

Kąty pomiędzy promieniami pęku nie zmieniają się, jeżeli do wszystkich kątów kierunkowych dodamy, lub od wszystkich kątów kierunkowych odejmiemy stałą liczbę. Prawo to pozwala zredukować kąty kierunkowe ze względu na dowolnie obrany promień zerowy (przez odejmowanie kąta kierunkowego tego promienia), albo zorientować promienie według pewnego układu osi spólrzędnych, tj. obliczyć azymuty promieni pęku (przez dodawanie różnicy między azymutem pewnego promienia a jego kątem kierunkowym).

Pomiar pęku promieni wykonany kilka razy metodą kierunkową. Chcąc otrzymać większą dokładność w pomiarze pęku promieni i ile możności wyrugować wpływ błędów podziału limbusowego, wykonujemy pomiar pęku kilka razy, przy różnych położeniach limbusu (instrumentem repetycyjnym). Jeżeli zamierzamy pomiar pęku wykonać *n* razy,

to należy po każdym pomiarze obrócić limbus o kąt $\frac{180^{\circ}}{n}$, zatem przy

dwóch pomiarach o 90° , przy trzech o 60° itd. Przy pierwszym pomiarze nastawiamy limbus w ten sposób, by odczyt odpowiadający pierwszemu promieniowi wynosił $0^{\circ} 0' 0''$, lub równał się w przybliżeniu azymutowi tego promienia. Przed każdym pomiarem trzeba sprawdzić i ewentualnie poprawić ustawienie instrumentu. „Przepisy obowiązujące przy pomiarach metodą trygon. i poligon.“ polecają w sieci triangulacyjnej IV-go rzędu mierzyć kąty zasadniczo 3 razy. Wzór dziennika kąтового dla pomiaru trzykrotnego podano na str. 387 (dziennik kątowy l. 2.). Przy bardzo dokładnych pomiarach kątów, np. przy pomiarze kątów w sieci triangulacyjnej, nie powinno się łączyć w zestawienie kierunków więcej niż 6 promieni. Gdy w pęku jest dużo promieni, lub nie wszystkie punkty są równocześnie dobrze widoczne, robi się kilka zestawień kierunków. Te zestawienia łączy się ze sobą, najprościej w ten sposób, że jeden promień jest wspólny we wszystkich zestawieniach. Jako wspólny przyjmujemy promień do punktu wyraźnego (np. do szczytu wieży), położonego w średniej odległości, w kierunku północnym.

XII. Tachymetria.

Opis instrumentu. 1. Tachymetr zwykły (fig. 69 i 70). Jest to instrument uniwersalny o uproszczonej budowie, pozwalający na szybki postęp pracy. Posiada zwykle limbus stały (używane są także tachymetry repetycyjne), alhidadę z jednym nonjuszem jednonominutowym, czasem z dwoma nonjuszami i koło pionowe (lub łuk koła pionowego), z nonjuszem jednonominutowym. Nonjusze koła poziomego zastąpione są w niektórych instrumentach mikroskopami z nitką (fig. 70), lub mikroskopami kreskowymi. Najodpowiedniejsze liczbowanie koła pionowego jest bieżące, w kierunku przeciwnym niż ruch wskazówki zegarowej. Powiększenie lunety od 20 do $30\times$. W polu widzenia lunety znajduje się siatka, złożona z trzech nitek poziomych i jednej nitki pionowej. Nitki są stale osadzone na diafragmie okularu; powinny one być bardzo cienkie. Stała tachymetryczna *K* ile możności równa 100. Na lunecie jest libela rewersyjna. Czasem dodana jest busola orjentacyjna, osadzona na alhidadzie, albo do nasadzania na oś obrotu lunety. Nowsze nasadkowe busole są rurkowe. Zapomocą busoli możemy

Dziennik katowy I. 2.

Mierzyl N. N. dnia 20 lipca 1922.

Ustawienie instrumentu: na trójnożu, stałe.

Stan pogody: słonecznie, słaby wiatr.

Stanowisko: \triangle 4.

Cel do	Pomiar I		Średnia I	Pomiar II		Średnia II	Pomiar III			Średnia III	Średnia z I, II i III			U w a g i	
	0	1		0	1		0	1	0		1	0	1		0
\triangle 1	90	24	50	150	24	50		210	24	45					
		25	0			50				45					
	270	24	50	330	24	50		30	24	45					
+ \triangle 2	99	16	10	159	16	10		219	16	0					
			15			10				5					
	279	16	10	339	16	0		39	16	10					
\triangle 5		15	50		15	45			15	55	16			3	
	110	27	35	170	27	30		230	27	25					
	290	27	40	350	27	30		50	27	30					
		15	27		0	27				10			23		26

zorientować limbus względem stron świata, ewentualnie na limbusie repetycyjnym mierzyć azymuty magnetyczne, lub kąty północne. Instrument powinien być silnie zbudowany i wygodny w użyciu. Tachymetr powinien być dokładnie zrektyfikowany (patrz: „Sprawdzanie i rektyfikacja instrumentu uniwersalnego“, str. 379), gdyż przy zdejnowaniu punktów celuje się tylko w jednym położeniu lunety i odczytuje jeden nonnusz. Stałe tachymetryczne należy wyznaczyć dokładnie, por. ustęp na str. 390.

Łata tachymetryczna może być wykonana jak zwykła łata niwelacyjna, albo posiada podział, pozwalający odczytywania łaty z wielkiej odległości (np. oprócz podziału centymetrowego posiada decymetry i połówki metrów zaznaczone zapomocą pasków podłużnych, a całe metry zapomocą okrągłych tarcz). Do pionowego ustawiania łaty używa się libeli pudełkowej, lub pionu.

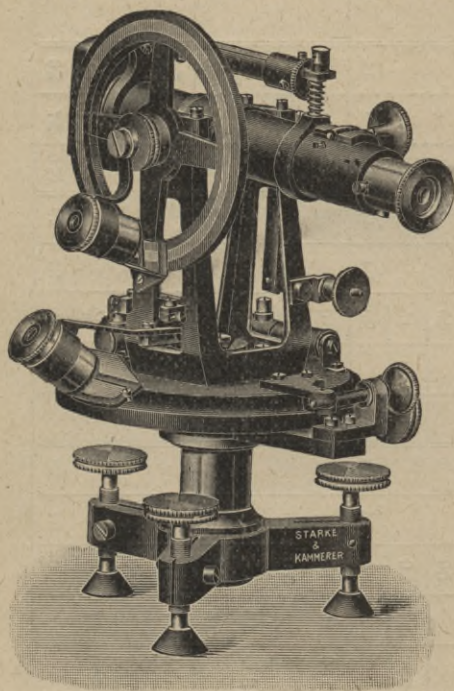


Fig. 69. Tachymetr zwykły, firmy Starke i Kammerer, Wiedeń.

pionową średnicą AA na dwie części. W lewej części widzimy zapomocą układu pryzmatów diagram krzywych, w prawej łatę tachymetryczną, ustawioną pionowo na terenie. W górnej części pola widzenia lunety jest pozioma nitka NN , przechodząca przez całe pole widzenia. Nitkę tę nastawiamy na zerowy punkt łaty, od którego liczymy odcinki. Diagram krzywych składa się z trzech krzywych, z których najwyższa G jest łukiem koła, stycznym do poziomej nitki NN w jej punkcie środkowym (środek tego łuku znajduje się na osi obrotu lunety). Dwie pozostałe krzywe H i D zmieniają swoje położenie w polu widzenia lunety przy pochylaniu lunety tak, że przecinają prostą AA w coraz to innych punktach. Krzywa D służy do odczytywania odległości poziomych, krzywa H do odczytywania wysokości tachymetrycznych. Gdy kąt pochylecia osi celowej do poziomu jest dodatni (ujemny), to na diagramie widzimy krzywą H ze znakiem $+$ ($-$). Odległość poziomą otrzymamy, mnożąc odczyt na krzywej D przez 100, wysokość tachy-

metry i połówki metrów zaznaczone zapomocą pasków podłużnych, a całe metry zapomocą okrągłych tarcz). Do pionowego ustawiania łaty używa się libeli pudełkowej, lub pionu.

2. Autoredukcyjny tachymetr Hammera-Fenela. Instrumentem tym (fig. 71) otrzymać można wprost odległość i wysokość tachymetryczną, przez pomnożenie przez stałe czynniki odcinków na łacie, zawartych między pewnemi krzywymi, widocznymi w polu widzenia lunety. Jest to instrument z repetycyjnym limbusem, z dwoma mikroskopami ze stałą nitką (kreską), o dokładności odczytu $1'$. Instrument nie ma koła pionowego. Luneta analaktyczna Porra, o powiększeniu $24\times$, posiada przesuwalny obiektyw. Oś obrotu lunety jest pod lunetą. Luneta nie da się przerzucać, daje odczyty dla kątów pochylecia do $\pm 30^\circ$. Na lunecie znajduje się libela rewersyjna i celownica. Pole widzenia lunety (fig. 72), podzielone jest

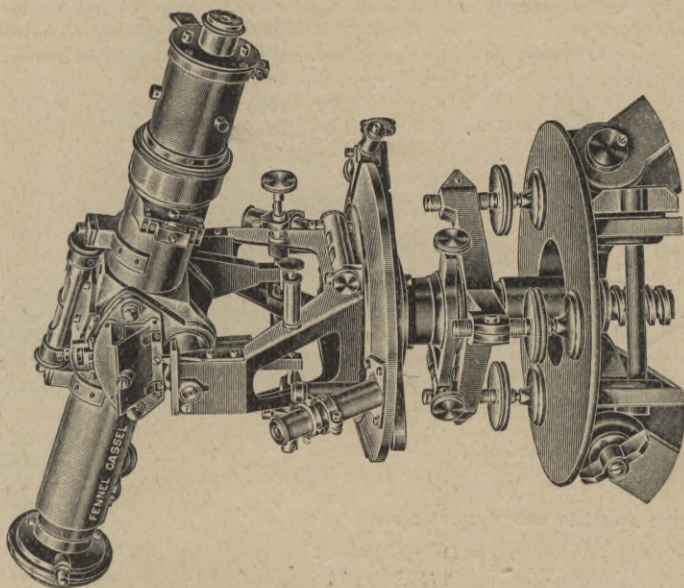


Fig. 71. Autoredukcyjny tachymetr
Hammera-Fennela.

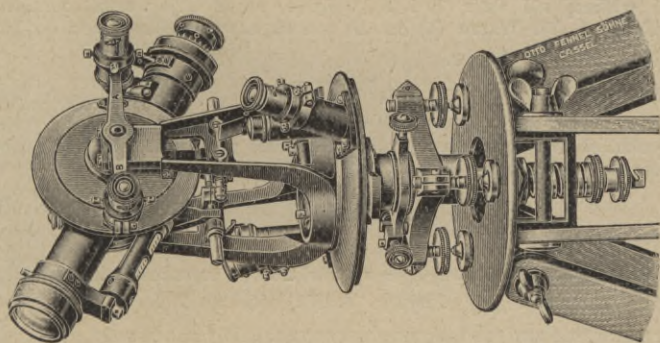
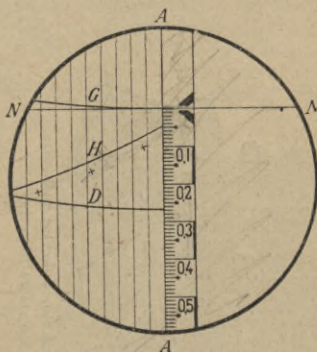


Fig. 70. Tachymetr z mikroskopami ze stołą nitką,
firmy Fennel, Cassel.

metryczną zaś, mnożąc odczyt na krzywej H przez 20. Na łańcu należącej do tachymetru Hammera-Fennela punkt zerowy znajduje się w średniej wysokości instrumentu $I = 1,40$ m nad spodem łąty. Punkt ten zaznaczony jest zapomocą dwóch kresek klinowych. Na fig. 72 odczyt na krzywej D jest 0,268, więc $D_h = 26,8$ m, odczyt na krzywej H jest + 0,047, więc $H = + 0,94$ m.



$$D = 100 \cdot 0,268 = 26,8 \text{ m.}$$

$$H = 20 \cdot 0,047 = 0,94 \text{ m.}$$

Fig. 72.

Wzory tachymetrii zwykłej. Do obliczania odległości poziomej D_h i wysokości tachymetrycznej H używamy następujących wzorów:

$$\left. \begin{aligned} D_h &= Kl \cos^2 \alpha + k \cos \alpha \\ H &= \frac{1}{2} Kl \sin 2\alpha + k \sin \alpha \end{aligned} \right\} \dots \dots (1)$$

w których K i k są stałe tachymetryczne, l odcinek na łańcu pomiędzy nitką górną a dolną, α kąt pionowy pochylenia osi celowej do poziomu (fig. 73 i 74). K jest zwykle = 100, $k = 30$ do 40 cm. Dla lunety anallaktycznej Porra $k = 0$, więc

$$\left. \begin{aligned} D_h &= Kl \cos^2 \alpha \\ H &= \frac{1}{2} Kl \sin 2\alpha \end{aligned} \right\} \dots \dots (2)$$

Używane są także wzory uproszczone:

$$\left. \begin{aligned} D_h &= (Kl + k) \cos^2 \alpha \\ H &= \frac{1}{2} (Kl + k) \sin 2\alpha \end{aligned} \right\} \dots \dots (3)$$

$$\left. \begin{aligned} D_h &= Kl \cos^2 \alpha + k \\ H &= \frac{1}{2} Kl \sin 2\alpha \end{aligned} \right\} \dots \dots (4)$$

Wzory (3) dają D_h i H mniejsze niż wzory (1). Wzór (4) na D_h daje wartość większą niż wzór (1) i (3), wzór (4) na H daje wartość mniejszą niż wzór (1) i (3). Wzoru (4) na H można używać tylko dla α do 10° .

Jeżeli $\alpha \geq 0$, to $H \geq 0$.

Gdy $\alpha = 0$, to

$$\left. \begin{aligned} D_h &= Kl + k \\ H &= 0 \end{aligned} \right\} \dots \dots (5)$$

Wysokość bezwzględną (nad poziomem morza) punktu tachymetrowanego A obliczamy z równania:

$$W_A = W_S + J + H - l_s = W_c + H - l_s \dots \dots (6)$$

przyczem

$$W_c = W_S + J \dots \dots (7)$$

W_S jest wysokością bezwzględną stanowiska S , J wysokością instrumentu, W_c wysokością celowej, l_s odczytem średniej nitki na łańcu.

Wyznaczenie stałych tachymetrycznych. 1. Wyznaczenie stałej k . Dla lunety z okularzem Ramsdena, lub Huygensa $k = f + \delta$, przyczem f jest ogniskową obiektywu, δ odstępem obiektywu od osi instrumentu. f wyznaczyć można przez wytworzenie zapomocą obiektywu, na kartce papieru, ostrego obrazu słońca i zmierzenie odstepu tego obrazu od obiektywu. Dla lunety z okularzem Ramsdena wystarczy wycelować do bardzo odległego

cinków l , otrzymanych na każdym punkcie, obliczamy średnie l_1, l_2, \dots, l_n . Z równania $D = Kl + k$ wynika $K = \frac{D - k}{l}$. Przyjmijmy, że stała k jest znana i wstawmy za D i l odpowiadające sobie wartości, to otrzymamy:

$$K_1 = \frac{D_1 - k}{l_1}, K_2 = \frac{D_2 - k}{l_2}, \dots, K_n = \frac{D_n - k}{l_n}. \text{ Średnią wartość na } K \text{ można}$$

w przybliżeniu obliczyć z równania $K_s = \frac{K_1 + K_2 + \dots + K_n}{n}$. Średni błąd stałej K , równej w przybliżeniu 100, wyznaczonej w ten sposób, mieści się w granicach od $\pm 0,04$ do $\pm 0,1$.

3. Wspólne wyznaczenie stałych K i k . Od stanowiska instrumentu odmierzamy na terenie równym i poziomym, na prostej, dokładnie dwie odległości D_1 i D_2 , z których pierwsza ma kilka metrów, np. 5 m, a druga kilkadziesiąt, np. 80 m (100 m). Na pionowej łacie, ustawianej kolejno na otrzymanych punktach, robimy odczyty, jak poprzednio pod 2. i otrzymujemy dwa szeregi odcinków: dla łąty bliskiej i dalekiej. Obliczamy dwa średnie odcinki l_1 i l_2 . Po wstawieniu wartości w równanie $D = Kl + k$ otrzymamy:

$$D_1 = Kl_1 + k, D_2 = Kl_2 + k, \text{ a stąd}$$

$$K = \frac{D_2 - D_1}{l_2 - l_1}, k = \frac{D_1 l_2 - D_2 l_1}{l_2 - l_1}.$$

Odczyty w punkcie bliższym należy robić na podziałce milimetrowej, przytwierdzonej do łąty niwelacyjnej.

Obie stałe tachymetryczne można wyznaczyć także ze spostrzeżeń wykonanych jak wyżej pod 2. zapomocą rachunku wyrównania, przy użyciu metody spostrzeżeń pośrednich, por.: Weigel, „Rachunek wyrównawczy“, 1923, str. 33 i 116; Hammer, „Beiträge zur Praxis der Bestimmung der Konstanten entfernungsmessender Fernrohre“, Österr. Zeitschrift für Vermessungswesen 1917, str. 177.

Podstawy zdjęć tachymetrycznych. Główną podstawą jest siatka triangulacyjna (najniższego rzędu), albo siatka poligonowa, lub poligon otwarty. Poboczną podstawę stanowi siatka tachymetryczna, złożona z punktów, których położenie względem siatki głównej wyznaczamy zapomocą wcinai, lub metody poligonowej. Wierzchołki obu podstaw służy jako stanowiska tachymetryczne. Rodzaj siatki głównej zależy od wielkości i kształtu zdejmowanego obszaru, od ukształtowania terenu, stanu zabudowania itd. Jeżeli zdejmowany teren rozciąga się we wszystkich kierunkach równomiernie (przy zdjęciach dla celów ekonomicznych), wtedy główna siatka jest siatką triangulacyjną, lub poligonową. Gdy teren ma kształt długiego pasa, o szerokości kilkudziesięciu, lub kilkuset metrów (przy zdjęciach dla projektów komunikacji), to główna siatka jest poligonem otwartym, lub łańcuchem trójkątów. Przy małych zdjęciach wystarczyć może jedna siatka podstawowa.

Główną siatkę zakładamy tak, by wzajemne położenie jej wierzchołków dało się jak najdokładniej wyznaczyć. Należy ją nawiązać do istniejących punktów triangulacyjnych. Wierzchołki siatki poligonowej powinny się znajdować w odstępach 200 do 300 (400) m, a boki nadawać — ile możności — do bezpośredniego pomiaru. Siatkę tachymetryczną zakładamy tak, by zdejmowanie punktów terenu było najwygodniejsze (dobry przegląd punktów zdejmowanych). Wierzchołki siatek podstawowych zaznacza się zapomocą pali (palików) z gwoździami. Zdjęcie głównej siatki wykonywamy w sposób następujący: W siatce triangulacyjnej samoistnej trzeba zmierzyć najmniej jedną podstawę (bazę), najmniej 2 razy łątami mierniczemi, lub taśmą stalową, oraz wszystkie kąty w trójkątach, najmniej 1 raz, w dwóch położeniach

lunety. Jeżeli istnieją punkty triangulacyjne IV-go rzędu, to położenie wierzchołków siatki głównej wyznaczamy zapomocą wcinania, a pomiar podstawy (bazy) może odpaść. W łańcuchu trójkątów mierzymy kilka podstaw: w krótkim łańcuchu na początku i na końcu, w długim prócz tego w środku. W siatce poligonowej mierzymy kąty 1 raz, w dwóch położeniach lunety, a boki 2 razy taśmą stalową. Na trudnym terenie mierzy się boki poligonów optycznie, najmniej 2 razy, podczas wykonywania pomiaru kątów. Boki dłuższe od 150 m trzeba podzielić na dwie części i każdą część tachymetrować osobno. Jeżeli siatka główna nie jest nawiązana do punktów triangulacyjnych o wiadomych współrzędnych, trzeba wyznaczyć azymut astronomiczny, lub magnetyczny jednego z boków siatki.

Położenie wierzchołków siatki tachymetrycznej względem siatki głównej wyznaczamy zapomocą wcinania wprzód, wcinania wstecz, metody biegunowej, lub zapomocą poligonów (przy krótkich bokach zapomocą poligonów busolowych). Zdjęcie siatek podstawowych wykonywa się wogóle oddzielnie od zdejmowania punktów terenu, tylko przy małych zdjęciach, lub gdy zależy na pospiechu, można oba zdjęcia wykonywać równocześnie. Zdjęcie poligonów siatki tachymetrycznej wykonywa się podczas zdejmowania punktów terenu. Kąty mierzy się w dwóch położeniach lunety, a boki tachymetrycznie 2 razy. Należy wyznaczyć wysokości wierzchołków siatki głównej i tachymetrycznej, odniesione do pewnego poziomu, najlepiej do poziomu morza. Wykonywamy to albo zapomocą niwelacji (na terenie równym), albo zapomocą trygonometrycznego pomiaru wysokości, lub tachymetrii (na terenie falistym). Główną siatkę należy wyrównać i obliczyć współrzędne jej wierzchołków, odniesione do istniejącego układu współrzędnych, albo do układu dowolnie przyjętego, patrz „Triangulacja IV-go rzędu“ i „Zdjęcia poligonowe“. Wierzchołki siatki tachymetrycznej nanosi się albo zapomocą obliczonych współrzędnych, albo na podstawie zmierzonych kątów i długości.

Tok postępowania przy zdejmowaniu punktów terenu.

a) Instrument ustawia się na danym stanowisku (centrycznie i oś instrumentu pionowo). b) Mierzy się wysokość instrumentu, tj. wysokość osi obrotu lunety ponad czołem palika. Do tego celu użyć można albo łatę tachymetryczną, albo osobnej taśmy. c) Nawiązuje się do sąsiednich stanowisk (wogóle do dwóch), przez wycelowanie do nich, w dwóch położeniach lunety i odczytanie nonjusza koła poziomego. Jeżeli tachymetr posiada busołę orientacyjną, to należy na początku i na końcu pomiaru na danym stanowisku odczytać stan nonjusza koła poziomego, przy tem położeniu alhidady, w którym igła magnetyczna wskazuje 0° i 180° podziału busoli. d) Celuje się do zdejmowanego punktu, na którym ustawiono pionowo (zapomocą pionu, lub libeli pudełkowej) łatę tachymetryczną, odczytuje trzy nitki na łacie, kąt na kole poziomem i pionowem i zapisuje odczyty w dzienniku tachymetrycznym. Nastawia się zwykle górną nitkę siatki na okrągły odczyt na łacie, np. na 1,5, 2,0, lub 2,5 m. Odczyty robi się szybko, a po odczytaniu nitki dolnej sprawdza, czy położenie nitki górnej nie zmieniło się. Odczytuje się z dokładnością milimetrową, odczyty podaje w metrach. Odczyty sprawdza się natychmiast zapomocą równania $l_s = \frac{l_g + l_d}{2}$, albo $l_g - l_s = l_s - l_d$ (przyczem l_g , l_s , l_d oznaczają odczyty górnej, średniej i dolnej nitki na łacie). Równania powyższe ważne są dla równego odstepu nitek siatki oraz poziomej osi celowej, w przybliżeniu użyć ich jednak można także przy pochylonej osi celowej. Gdy instrument posiada po dwa nonjuse na kole poziomem i pionowem, to odczytywać należy jeden i stale ten sam nonjusz koła poziomego i pionowego. Należy uważać, by podczas zdejmowania punktów położenie instrumentu nie zmieniło się. Sprawdza się to w ciągu pomiaru, przez wycelowanie do jednego z punktów, do którego się nawiązano i odczytanie nonjusza koła poziomego. Wzór dziennika tachymetrycznego

Dziennik tachymetryczny.

Stanowisko	Wysokość Instrumentu l	Punkt	Odczyty na kole				Odczyty na łacie		$l = l_g - l_d$	Odległość pozioma D_h
			poziomem		pionowem		górny l_g	średni l_s		
			o	'	o	'	dolny l_d			
[44]	1,30	[34]	76	27						
			256	26						
		[43]	199	10						
			19	10						
		61	235	48	4	25	1,476 1,201	1,338	0,275	27,6
		62	194	12	0	3	0,957 0,800	0,878	0,157	16,0
		63	192	12	359	53	1,374 0,700	1,036	0,674	67,7
		79	125	34	6	16	2,221 1,100	1,660	1,121	111,0
		80	164	18	2	51	2,060 0,995	1,528	1,065	106,4

na str. 394 i 395. e) Równocześnie, albo przed tachymetrowaniem, wykonywa się dokładny szkic terenu, na którym powinny być nakreślone zdejmowane linje: granice własności i uprawy, budynki, drogi, rzeki itd., oraz poznaczone i policzbowane punkty tachymetrowane, które służą bądź do zdjęcia wymienionych przedmiotów, bądź do oddania ukształtowania terenu. Te ostatnie są to punkty charakterystyczne powierzchni, z których składa się teren, albo punkty leżące na krawędziach przecięcia się tych powierzchni np. punkty na liniach najwyższych (grzbietowych) i najniższych (ściekowych), na liniach największego spadku itd. Powinny być one tak obrane, by warstwie dały się w niewątpliwy sposób nakreślić na rysunku zdjęcia. Odpowiedni wybór punktów, bardzo ważny, wymaga dobrej orientacji w terenie i szybkiej analizy ukształtowania terenu. Przy zdejmowaniu terenu dla projektów komunikacji wybieramy czasem punkty tachymetrowane na charakterystycznych profilach terenu, prostopadłych do osi trasy. Tych profili można użyć do obliczenia objętości projektowanych robót ziemnych. Dla uwidocznienia ukształtowania terenu rysuje się na szkicu na oko warstwie, albo używa się metody kreskowania. Należy nakreślić także linje interpolacyjne dla warstwie, tj. połączyć ze sobą punkty, pomiędzy którymi przekrój terenu płaszczyzną pionową jest linją prostą. Punkty tachymetro-

(Stałe tachym.: $K = 99,92$, $k = 0,32 m$.)

Wysokość tachym. H		l_s	$H - l_s$		Wysokość celowej W_c	Wysokość punktu W	Uwagi
+	-		+	-			
					257,39		Wysokość punktu [44]: 256,09
2,13		1,34	0,79			258,18	
0,01		0,88	0,87			256,52	
	0,14	1,04	1,18			256,21	
12,18		1,66	10,52			267,91	
5,30		1,53	3,77			261,16	

wane oznacza się na szkicu i w dzienniku tachymetrycznym liczbami porządkowymi, na następnych stanowiskach punkty liczy się w dalszym ciągu bieżąco.

Jeżeli chodzi o szybki postęp pracy, używa się dwóch, lub trzech lat tachymetrycznych. Figuranci ustawiają je podług wskazówek inżyniera, który wybiera punkty i rysuje szkic terenu. Tachymetruje pomocnik inżyniera, odczyty zapisuje pisarz. Gdy zdjęcie tachymetryczne ma być narysowane na mapie katastralnej, trzeba nawiązać je do stałych punktów, tj. do punktów przecięcia się dawnych miedz, wylotów miedz do stałych dróg, naroży starych budynków murowanych itd. Ilość punktów tachymetrowanych zależy przede wszystkim od terenu, dalej od skali rysunku zdjęcia i od odstepu, w jakim będą nakreślone warstwie. Według Jordana ilość punktów tachymetrowanych wynosi 500 do 1000 na km^2 , dla skali zdjęcia 1:2000 lub 1:2500.

Obliczanie odległości tachymetrycznej D_h i wysokości tachymetrycznej H . Do tego celu służą następujące środki: a) tablice tachymetryczne liczbowe, b) tablice tachymetryczne graficzne, c) suwaki tachymetryczne. Środki te urządzone są dla podziału koła pionowego na $360^{\circ} 60' 60''$, lub na $400^d 100' 100''$, oraz dla stałych tachymetrycznych $K = 100$, $k = 0$; można jednak używać ich także przy innych wielkościach stałych.

Ad *a*). Najlepsze są tablice tachymetryczne Jordana: Jordan, *Hilfstafeln für Tachymetrie*, Stuttgart 1921. Tablice te wymagają interpolacji ze względu na milimetry w odcinku na łacie, oraz minuty w kącie pionowym. Jeżeli dla danego $100 l$ i α możemy z tablic wprost odczytać D_h i H , wtedy odpowiadają one dokładnie ilościom $100 l \cos^2 \alpha$ i $100 l \frac{1}{2} \sin 2 \alpha$.

Średni błąd odległości interpolowanej wynosi $\pm 0,1 m$,
 " " wysokości " " $\pm 0,01 m$.

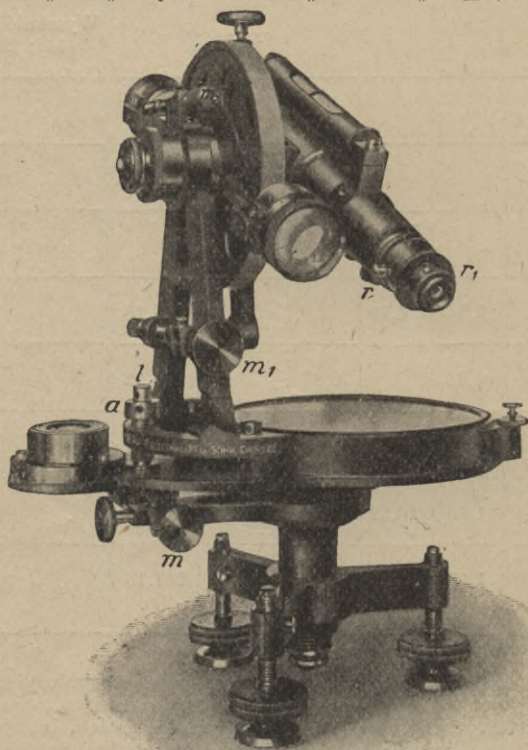


Fig. 76. Instrument busolowy, firmy Breithaupt, Cassel.

Gdy ilości $100 l$ i α , otrzymane z pomiaru, zaokrąglymy do wartości podanych w tablicach i odczytamy z tablic odpowiednie D_h i H , to ilości te będą wyznaczone ze średnimi błędami $\pm 0,26 m$ i $\pm 0,04 m$.

Ad *b*). Tu należą: 1. tablice tachymetryczne izopletowe Wennera, patrz Wenner, *Graphische Tafeln für Tachymetrie*, *Zeitschrift für Vermessungswesen* 1905, str. 257. 2. Tablica tachymetryczna nomograficzna Łąski-Ulkowskiego, patrz *Czasopismo techniczne* z r. 1906, str. 217. 3. Tablica tachymetryczna nomograficzna Niedzielskiego.

Ad *c*). Tu należą: suwak tachymetryczny prosty i kołowy.

Najpewniej i najdokładniej można obliczyć D_h i H zapomocą tablic Jordana, jednak przy użyciu największej ilości czasu. Gdy opuścimy inter-

polację, co w wielu przypadkach będzie możliwe, to postęp pracy będzie znacznie szybszy. Tablicami graficznymi i suwakami pracuje się prędzej, lecz mniej pewnie, niż tablicami liczbowymi; dokładność ich dla celów praktyki jest wystarczająca, nużą one jednak oko więcej, niż tablice liczbowe.

Rysowanie zdjęć tachymetrycznych. Zdjęcia tachymetryczne rysuje się w skali 1:1000, 1:2000, lub 1:5000. Czynności: 1. Naniesienie siatki głównej zapomocą współrzędnych jej wierzchołków, ze sprawdzeniem. (Tylko przy małych zdjęciach można użyć wyjątkowo metody tangensowej.) 2. Naniesienie siatki tachymetrycznej zapomocą kątomierza metalowego z alhidada. 3. Narysowanie punktów tachymetrowanych zapomocą kątomierza metalowego, lub kartonowego z centrum rogowem. 4. Narysowanie zdjętych granic i przedmiotów. 5. Wykreślenie warstwic (środk i zdjęte wyznaczania punktów warstwic podano na str. 377). 6. Wykończenie rysunku. Wierzchołki siatek podstawowych oznacza się kółkami i liczbami arabskimi (czerwono). Punkty tachymetrowane oznacza się kółkami, obok punktów pisze się poziomo ich wysokości (brunatno). Granice i zdjęte przedmioty wyciąga się czarno, warstwie brunatno — warstwie o wysokościach, wyrażonych w dziesiątkach metrów — grubiej. Wypisuje się wysokości warstwic. Strone miejsca terenu, jak skarpy i urwiska, na których warstwie wykreślić nie możemy, lub nie chcemy, zaznaczamy zapomocą kresek.

XIII. Zdjęcia busolowe.

Instrument busolowy służy: a) do pomiaru azymutów magnetycznych, b) do optycznego pomiaru odległości i wysokości. Można go użyć także do niwelacji. Instrumenty busolowe zwykle są bez limbusu (fig. 76 i 77), instrumenty busolowe uniwersalne — z limbusem (fig. 78). Części składowe instrumentu busolowego zwykłego są: 1. Spodarka trójnożna, lub tulejkowa. 2. Busola, osadzona obracalnie względem spodarki, centrycznie, lub ekscentrycznie względem osi instrumentu. Działka podziału kąтового busoli wynosi 30' lub 20', przy mniej dokładnych instrumentach 1°. Podział liczbowany jest bieżąco, w kierunku przeciwnym niż ruch wskazówki zegarowej. Igła magnetyczna powinna być prostokątna (nie rombowa), ułożona pionowo, osadzona w środku podziału kąтового. 3. Luneta, osadzona centrycznie względem osi instrumentu, do przrzucania, z siatką tachymetryczną. 4. Koło pionowe, lub łuk koła pionowego. 5. Libela niwelacyjna na lunecie i libele alhidadowe. 6. Sprzęgi i śruby mikrometryczne jak w instrumencie uniwersalnym. Statyw jest krążkowy, lub czopowy, stosownie do konstrukcji spodarki.

Sprawdzanie i rektyfikacja instrumentu busolowego. a) Warunki odnoszące się do busoli:

1. Igła magnetyczna powinna być czuła.
2. " " " " pozioma, gdy oś instrumentu jest pionowa.
3. " " " " osadzona w środku podziału kąтового.
4. Podział kątowy busoli powinien być dokładny.

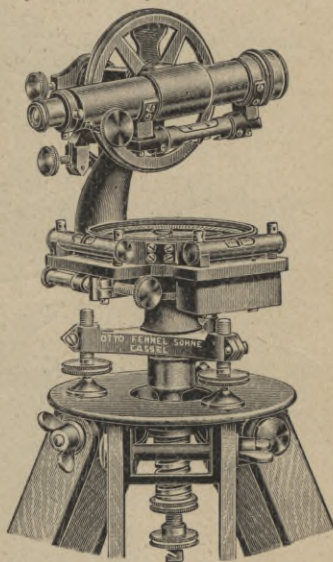


Fig. 77. Instrument busolowy, firmy Fennel, Cassel.

5. Instrument nie może posiadać części żelaznych, lub niklowych, działających na igłę.

b) Warunki odnoszące się do innych części instrumentu są takie, jak przy instrumencie uniwersalnym (por. str. 378). Nadto płaszczyzna celowa powinna być równoległa do prostej 0° — 180° podziału busoli.

Ad a) 1. O czułości igły przekonywamy się przez zbliżenie żelaza; igła powinna się wychylić, a następnie powrócić do pierwotnego położenia (z dokładnością $0,1^{\circ}$).

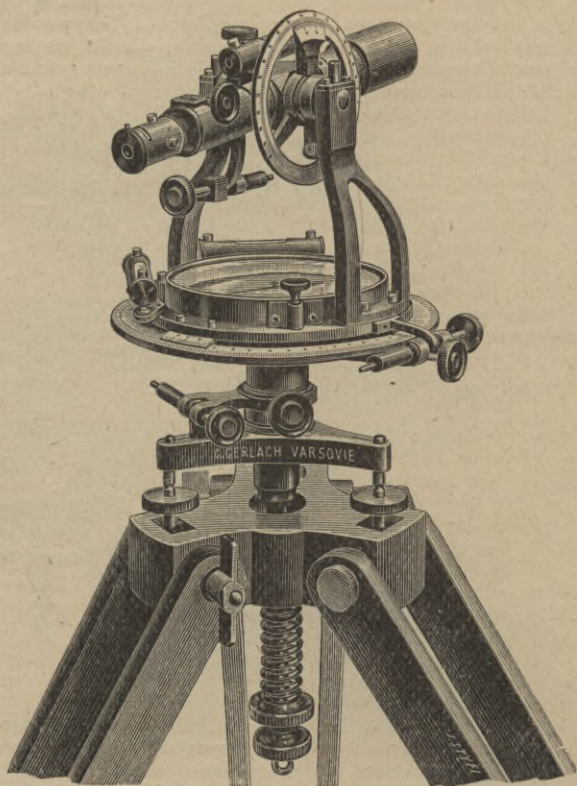


Fig. 78. Instrument busolowy uniwersalny, firmy Gerlach, Warszawa.

Ad a) 2. Gdy oś instrumentu jest pionowa, powinny końce igły znajdować się w równych odstępach od pierścienia z podziałem. W przeciwnym razie trzeba przesunąć odpowiednio przesuwkę, znajdującą się na jednym ramieniu igły.

Ad a) 3. Centryczne osadzenie igły względem środka podziału busoli sprawdzamy przez odczytywanie obu końców igły, na różnych miejscach podziału. W tym celu po każdym odczycie należy obrócić busolę o pewną liczbę stopni. Różnice odpowiadających sobie odczytów obu końców igły powinny wynosić 180° . Wpływ ekscentrycznego osadzenia igły na pomiar

azymutu magnetycznego da się wyrugować przez odczytywanie obu końców igły i wzięcie średniej z odczytów.

Ad *a*) 4. Dokładność podziału busoli sprawdzić można w przybliżeniu przez odmierzanie cyrklem cięciwy łuku, odpowiadającego np. 10° podziału, wzdłuż całego podziału. Nowsze busole posiadają zwykle dokładny podział.

Ad *a*) 5. Sprawdzamy przez powolny obrót busoli koło osi instrumentu, podczas którego igła nie powinna nagle wychylać się ze swego położenia. W przeciwnym razie pewne części instrumentu działają na igłę, więc nie można instrumentu używać do pomiaru.

Ad *b*). Równoległość płaszczyzny celowej do prostej 0°—180° podziału busoli sprawdzamy przez pomiar znanego azymutu magnetycznego pewnego promienia, np. obliczonego z azymutu geodezyjnego i deklinacji magnetycznej. Azymut zmierzony instrumentem busolowym powinien równać się azymutowi obliczonemu (w granicach błędów spostrzeżeń).

Pomiar azymutu magnetycznego. Dla wyznaczenia azymutu magnetycznego promienia *AB* ustawiamy instrument busolowy w punkcie *A* (centrycznie i oś instrumentu pionowo), tak samo jak instrument uniwersalny. Celujemy do punktu *B* i odczytujemy na busoli oba końce igły: północny i południowy, a z odczytów obliczamy średnią, uwzględniając stopnie odczytane tylko na północnym końcu igły. Gdy chodzi o większą dokładność, wykonywamy tę czynność w dwóch położeniach lunety.

Podstawy zdjęć busolowych. Zdjęcie busolowe musi się opierać na siatce stałych punktów (poligonowej, lub triangulacyjnej najniższego rzędu).

Wykonanie zdjęć busolowych. Najczęściej używa się metody zdejmowania z omijaniem punktów (por. str. 352), wtedy bowiem wierzchołków poligonu busolowego nie trzeba zaznaczać palikami, nie trzeba zatem centrować instrumentu, więc postęp pracy jest szybszy, niż przy zdejmowaniu bez omijania punktów. Boki poligonu busolowego powinny być w przybliżeniu równe, długości około 50 *m*. Długość poligonów busolowych wynosi 500 do 600 *m*. Boki mierzy się tachymetrycznie. Na danem stanowisku ustawia się instrument (oś instrumentu pionowo), celuje do łąty ustawionej na punkcie poprzednim, odczytuje trzy nitki na łącie, kąt pionowy i oba końce igły. Potem celuje się do punktu następnego i postępuje tak samo. Następnie zdejmuje się szczegóły. Wyniki pomiaru zapisuje się

Dziennik busolowy. $K = 100$, $k = 0,30$ *m*.

Stanowisko	Punkt	Stan igły magn.				Kąt pionowy		Odczyt na łącie		Odcinek na łącie	Odległość pozioma
		północ		południe		°	'	górny	średni		
		°	'	°	'			dolny			
40	39	329	00	149	10	3	28	1,600	1,377	0,445	44,7
								1,155			
	42	68	40	248	30	7	21	1,400	1,167	0,466	46,1
								0,934			
	41	149	00	329	00	2	34	1,500	1,279	0,442	44,4
								1,058			
43	42	279	00	98	50	6	12	1,400	1,225	0,350	34,9
								1,050			
	44	27	15	207	20	5	51	1,300	1,070	0,460	45,8
								0,840			

w dzienniku busolowym, podanym powyżej. Na prawej, pokratkowanej stronie dziennika rysuje się szkic poligonu busolowego i szczegółów (fig. 79). W punktach początkowym i końcowym poligon powinien być nawiązany do boków siatki poligonowej, względnie triangulacyjnej. Poligony busolowe rysuje

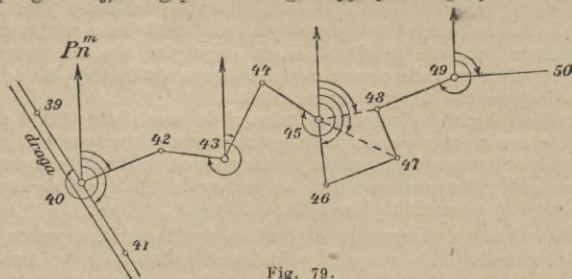


Fig. 79.

się zwykle kątomierzem na papierze milimetrowym, a następnie przenosi zapomocą kalki na plan z siatką podstawową. Małe odchyłki w długości poligonu wyrównywa się zwykle na oko. Zdejmowanie instrumentem busolowym ma obszerne zastosowanie w pomiarach lasowych i górniczych. Pomimo małej dokładności w wyznaczeniu azymutu magnetycznego (średni błąd wynosi 4' do 5'), otrzymujemy stosunkowo dokładne zdjęcia, gdyż błędy azymutów magnetycznych nie przenoszą się dalej, sprawiając tylko małe, miejscowe przesunięcia poligonu.¹⁾

Miernictwo.

CZEŚĆ II.

Napisał

dr. inż. Kasper Weigel,
profesor politechniki, Lwów.

I. Rachunek spółrzednych.

Uwagi wstępne, układy i wzory zasadnicze. Podstawę wszelkich pomiarów, przeprowadzanych celem rozmiarzenia kraju, stanowi sieć trójkątów (triangulacyjna) o wierzchołkach (punktach triangulacyjnych lub trygonometrycznych), zaznaczonych trwale na terenie.

Trójkąty o bokach powyżej 25 km tworzą sieć I-rzędna; o bokach od 15 do 25 km sieć II-rzędna; o bokach 6—15 km sieć III-rzędna; a wreszcie o bokach poniżej 6 km sieć IV-rzędna. Sieć IV-rzędna stanowi podstawę dla ciągów poligonowych, na których opierają się wszelkie zdjęcia szczegółowe.

Dla Polski projektuje Ministerstwo Robót Publicznych pięć układów prostokątnych, przyczem przyjmuje dodatni kierunek osi X-ów ku północy, zaś dodatni kierunek osi Y-ów ku wschodowi.²⁾ Właściwe początki układów wspomnianych 5-ciu systemów znajdują się na przecięciu się południków 17°, 19°, 21°, 23° i 25° (licząc od Greenwich) z równikiem, aby jednak unikać

¹⁾ Literatura ogólna Miernictwa na str. 456.

²⁾ Przepisy obowiązujące przy pomiarach metoda trygonometryczną i poligonalną w celu przeprowadzenia nowych zdjęć kraju. Min. Rob. Publ., Warszawa 1920. Będziemy je nadal nazywali przepisami pomiarowemi M. R. P.

liczenia cyframi dużymi i współrzędnymi ujemnymi, zmniejsza się przy obliczeniach wszystkie odcięte o 5,270.000 m, oraz przesuwa osie X-ów poszczególnych układów o 90.000 m na zachód.

Układy te obejmują pasy południkowe o szerokości około 140 km. Obszar każdego układu podzielono równoległami do obu osi co 10 km na kwadraty, t. zw. sekcje trian-

gulacyjne które znow rozpadają się na sekcje szczegółowe: prostokąty o wymiarach w kierunku z południa ku północy 1000 m, zaś w kierunku prostopadłym 1250 m. Podział ten pozwala nam przedstawić zdjęcia szczegółów w przepisanej skali 1 : 2000 na arkuszach w formacie dogodnym dla rysunku: 50,0 cm na 62,5 cm. Podział układów na sekcje por. fig. 80.

T. zw. plany katastralne w Małopolsce, sporządzone w skali 1 : 2880, tj. (1" = 40'), opierają się na innym podziale. (Odnosnie do map w Wielkopolsce, odsyłam czytelnika do pruskiej instrukcji: „Katasteranweisung IX“.)

Początek układu znajduje się w punkcie, przysypanym Kopcem Unji Lubelskiej we Lwowie, a dodatni kierunek osi X-ów spada z południową częścią południka tego punktu. Sekcje trian-gulacyjne obejmują obszary 1 mili kwadr., a sekcje szczegółowe powierzchni 1000' × 800', tj. 1896,484 m × 1517,187 m; wymiary arkuszy sekcyjnych wynoszą 25" × 20" = 65,85 cm × 52,85 cm. Szczegóły fig. 81.

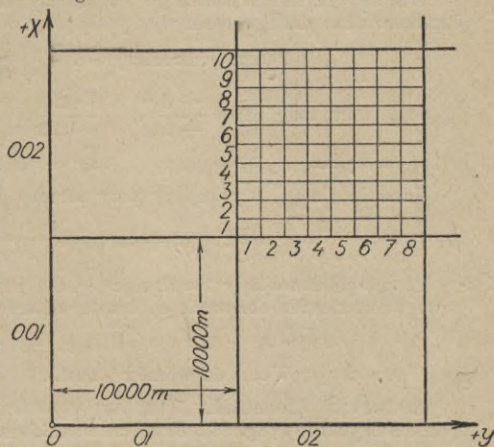


Fig. 80.

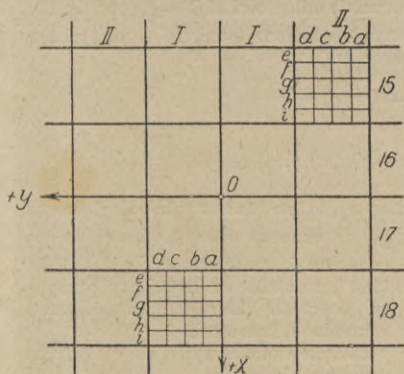


Fig. 81.

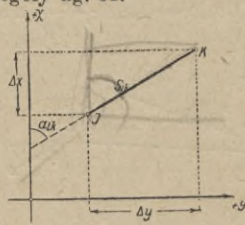


Fig. 82.

Wzory zasadnicze w rachunku współrzędnych są (p. fig. 82):

$$\text{tang } (\alpha)_{i.k} = \frac{y_k - y_i}{x_k - x_i} = \frac{\Delta y}{\Delta x} \dots \dots \dots (1)$$

$$s_{i.k} = \frac{\Delta y}{\sin (\alpha)_{i.k}} = \frac{\Delta x}{\cos (\alpha)_{i.k}} \dots \dots \dots (2)$$

Kąt $(a)_{i.k}$ nazywamy azymutem pozornym kierunku z punktu J do K w odróżnieniu od azymutu astronomicznego tego kierunku, który należy liczyć od północnej gałęzi południka punktu J .

Długość $s_{i.k}$ obliczamy dla kontroli podwójnie (p. wzór (2), przyczem wynik dokładniejszy otrzymujemy w przypadku większego licznika.

Wartość azymutu pozornego (a) zależy także i od znaków licznika i mianownika; dlatego posługujemy się przy obliczeniu (a)

$$\text{kątem pomocniczym } \varphi = \frac{+\Delta y}{+\Delta x} \dots \dots \dots (3)$$

$$\text{Jeśli tedy } \text{tang } (a) = \frac{+\Delta y}{+\Delta x}, \quad \frac{+\Delta y}{-\Delta x}, \quad \frac{-\Delta y}{-\Delta x}, \quad \frac{-\Delta y}{+\Delta x}$$

$$\text{to będzie } (a) = \varphi, \quad 180^\circ - \varphi, \quad 180^\circ + \varphi, \quad 360^\circ - \varphi.$$

Kontrolę dla (a) uzyskujemy przy pomocy związku

$$\text{tang } \{(a) + 45^\circ\} = \frac{\Delta x + \Delta y}{\Delta x - \Delta y} \dots \dots \dots (4)$$

Poszczególne trójkąty rozwiązuje się zw. przy pomocy twierdzenia sinusowego; ostateczne obliczenie spólrzędnych umożliwiają wzory:

$$x_k = x_i + s_{i.k} \cos (a)_{i.k}, \quad y_k = y_i + s_{i.k} \sin (a)_{i.k} \dots \dots (5)$$

(Patrz ustęp: Wcinanie wprzód i nast.).

Redukcja kierunków (kątown) spostrzeganych mimośrodkowo (ekscentrycznie) (fig. 83). Jeżeli zamiast kierunków CA i CB spostrzeżono kierunki EA i EB ze stanowiska mimośrodkowego E , przeprowadza się redukcję spostrzeganych kierunków na kierunki CA i CB w następujący sposób:

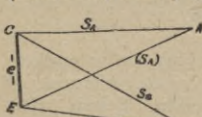


Fig. 83.

Prócz wyżej wymienionych kierunków należy na stanowisku E dokonać obserwacji kierunku EC , oraz pomierzyć b. starannie odległości $EC = e$. (por. fig. 83).

Kierunki zredukowane w punkcie C otrzymamy przy pomocy wzorów:

$$\left. \begin{aligned} OC.A &= OE.A + \frac{e}{s_A} \sin (OE.A - OE.C) \rho \\ OC.B &= OE.B + \frac{e}{s_B} \sin (OE.B - OE.C) \rho, \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (6)$$

przyczem s_A, s_B można zastąpić odległościami $(s_A) (s_B)$. O oznacza odczyt odpowiadający obserwowanemu kierunkowi, zaś ρ jest 3438' lub 206265'', zależnie od tego, czy przeprowadzamy poprawkę kierunku w minutach, czy w sekundach kątowych.

Kąty zredukowane otrzymujemy z różnicy zredukowanych kierunków.

Powyższe wzory redukcyjne są ważne bez względu na położenie wzajemne punktów C, E, A i B .

Jeżeli nie można obserwować kierunku EC i pomierzyć odległości e , zakładamy mniej więcej równoległe do kierunku EC podstawę b , łącząc ją pomiarami kątowymi z punktami E i C (fig. 84).

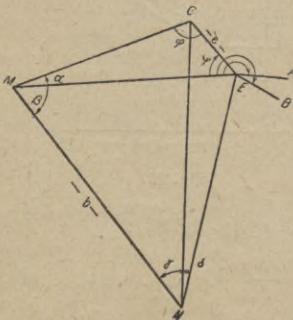


Fig. 84.

Rozwiązanie czworoboku $MCEN$:

$$\frac{\varphi + \psi}{2} = 90 - \frac{\alpha}{2}, \quad \text{tang } \frac{\varphi + \psi}{2} = \text{tang } \frac{\varphi + \psi}{2} \text{ tang } (\mu - 45^\circ),$$

$$\text{przyczem } \text{tang } \mu = \frac{\sin \psi}{\sin \varphi} = \frac{\sin (\beta + \gamma + \delta) \sin \gamma}{\sin (\gamma + \delta) \sin (\alpha + \beta + \gamma)},$$

$$\varphi = \frac{\varphi + \psi}{2} + \frac{\varphi - \psi}{2}, \quad \psi = \frac{\varphi + \psi}{2} - \frac{\varphi - \psi}{2} \dots \dots \dots (7)$$

Mimośród e otrzymujemy przy pomocy jednego z nast. związków:

$$e = b \frac{\sin \alpha \sin (\gamma + \delta)}{\sin \varphi \sin (\beta + \gamma + \delta)} = b \frac{\sin \alpha \sin \gamma}{\sin \psi \sin (\alpha + \beta + \gamma)} \dots \dots (8)$$

Potrzebną do redukcji wartość OEC wyznaczamy przy pomocy odczytu OEM i kąta ψ .

II. Triangulacja.

Rodzaje zagadnień. Jeżeli sieci triangulacyjne (państwowe) są niewystarczające do oparcia na nich dalszych pomiarów, to albo powiększamy liczbę punktów IV-rzędnych triang., albo zakładamy osobną sieć triang., t. zw. sieć o znaczeniu lokalnem (lokalną). Powiększenie punktów sieci IV-rzędnej uskuteczniamy przy pomocy:

1. trygonometrycznego oznaczenia punktów przez wcinanie,
2. połączenia punktów z istniejącą siecią łańcuchem trójkątów.

Jeżeli niema państwowej sieci triang., lub nie możemy z jakichkolwiek powodów z jej punktów korzystać, zakładamy:

3. Sieć triangulacyjną o znaczeniu lokalnem (lokalną), przyczem obieramy dowolny układ współrzędnych prostokątnych.

1. Trygonometryczne oznaczenie punktów przez wcinanie.

O ile nie zamierzamy posługiwać się rachunkiem wyrównawczym, ograniczamy się w praktyce mierniczej do trzech zagadnień tego rodzaju: *a*) wcinania wprzód, *b*) wcinania wstecz i *c*) wcinania (równoczesnego) dwu punktów (zagadnienie Hansena).

W przypadku dokonania nadliczbowych pomiarów należy zastosować dla uzyskania najodpowiedniejszych wyników rachunek wyrównawczy.

Wcinanie wprzód. Dane: współrzędne dwu punktów x_1, y_1, x_2, y_2 , oraz kąt $\alpha = \sphericalangle P.1.2$ i $\beta = \sphericalangle 1.2.P$, lub zamiast kątów kierunki $0_1.p, 0_1.2$ i $0_2.1, 0_2.p$ (fig. 85).

Przy pomocy wzorów (1) i (2) (str. 401.) obliczamy azymut pozorny $(a)_{1.2}$, boks $s_{1.2}$, a następnie pozostałe boki $s_{1.p}$ i $s_{2.p}$:

$$s_{1.p} = s_{1.2} \frac{\sin \beta}{\sin (\alpha + \beta)}, \quad s_{2.p} = s_{1.2} \frac{\sin \alpha}{\sin (\alpha + \beta)} \dots \dots (9)$$

Współrzędne punktu P otrzymujemy dwukrotnie z wzoru (5) (str. 402.):

$$\begin{aligned} x_p &= x_1 + s_{1.p} \cos (a)_{1.p} = x_2 + s_{2.p} \cos (a)_{2.p}, \\ y_p &= y_1 + s_{1.p} \sin (a)_{1.p} = y_2 + s_{2.p} \sin (a)_{2.p}. \end{aligned} \dots \dots (10)$$

Przykład. Dane są: $\begin{cases} x_1 = + 1425,69, & x_2 = 1061,40, & \alpha = 83^\circ 44' 54'' \\ y_1 = - 184,48, & y_2 = - 457,70, & \beta = 60^\circ 40' 2'' \end{cases}$,

należy obliczyć współrzędne punktu P , jako trzeciego w trójkącie $1.2.P$. Zestawiając wzory (1) do (4) w schemacie, otrzymamy:

Tablica 1.

Punkt	y_2 y_1 $\Delta y = y_2 - y_1$ $\Delta x + \Delta y$	x_2 x_1 $\Delta x = x_2 - x_1$ $\Delta x - \Delta y$	$\log \Delta y$ $\log \Delta x$ $\log \operatorname{tg} \varphi$ φ $(a)_{1.2}$ $(a)_{2.1}$	$\log \sin \varphi$ $\log \cos \varphi$ $\log s = \begin{cases} \log \frac{\Delta y}{\sin \varphi} \\ \log \frac{\Delta x}{\cos \varphi} \end{cases}$	Kontrola $\log (\Delta x + \Delta y)$ $\log (\Delta x - \Delta y)$ $\log \operatorname{tg} \psi$ ψ $(a)_{1.2} + 45^\circ$
2.	- 475,70	+ 1061,40	2,4365125 n	9,7781551	2,8044870 n
1.	- 184,48	+ 1425,69	2,5614472 n	9,9030878	1,9593753 n
L....	- 273,22 - 637,51	- 364,29 - 91,07	9,8750653 $\varphi = 36^\circ 52' 13''$		0,8451117 $\psi = 81^\circ 52' 13''$
		$(a)_{2.1} =$ $(a)_{1.2} =$	216° 52' 13'' 36° 52' 13''	2,6583574 ... 94	$(a)_{1.2} + 45^\circ =$ 261° 52' 13''

Dalszy rachunek przeprowadzony schematycznie przedstawia tablica 2 i 3.

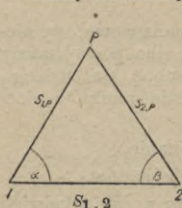


Fig. 85.

Tablica 2. Rozwiązanie trójkąta.

$\log s_{1.2}$	2,6583594	Podstawa b	
$-\log \sin (\alpha + \beta)$	9,7648500	L....	
$+\log \sin \beta$	2,8935094 9,9404115	$+\log \sin \alpha$	2,8935094 9,9974096
$\log s_{1.p}$	2,8339209	$\log s_{2.p}$	2,8909190

Tablica 3. Obliczanie spórzędnych.

Bok : $s_{1.p}$			
$(a)_{1.p} = (a)_{1.2} - \alpha = 133^\circ 7' 19''$			
$\log s_{1.p}$	2,8339209	$\log s_{1.p}$	2,8339209
$\log \sin (\alpha)_{1.p}$	9,8632637	$\log \cos (\alpha)_{1.p}$	9,8347725 n
$\log \Delta y_{1.p}$	2,6971846	$\log \Delta x_{1.p}$	2,6686934 n
y_1	- 184,48	x_1	+ 1425,69
$\Delta y_{1.p}$	+ 497,95	$\Delta x_{1.p}$	- 466,33
y'_p	+ 313,47	x'_p	+ 959,36

Bok : $s_{2.p}$			
$(a)_{2.p} = (a)_{2.1} + \beta = 97^\circ 32' 15''$			
$\log s_{2.p}$	2,8909190	$\log s_{2.p}$	2,8909190
$\log \sin (\alpha)_{2.p}$	9,9962310	$\log \cos (\alpha)_{2.p}$	9,1178513 n
$\log \Delta y_{2.p}$	2,8871500	$\log \Delta x_{2.p}$	2,0087703 n
y_2	- 457,70	x_2	+ 1061,40
$\Delta y_{2.p}$	+ 771,17	$\Delta x_{2.p}$	- 102,04
y'_p	+ 313,47	x'_p	+ 959,36

średnie : $y_p = + 313,47$, $x = + 959,36$.

Wcinanie wstecz. (Zagadnienie Snelliusa wzgl. Pothenota.) Spozstrzegając z punktu, którego spólrzędne chcemy wyznaczyć, kierunki do trzech punktów trygonometrycznych (o znanych spólrzędnych), wyznaczamy jego położenie wcinaniem wstecz. Dane i obserwowane wielkości dostarczają 5-ciu elementów wystarczających do rozwiązania czworoboku (fig. 86).

Z obserwowanych kierunków obliczamy kąty α i β , zaś ze spólrzędnych 3 punktów stałych azymuty pozorne $(a)_{s.l.}$ i $(a)_{s.p.}$ oraz długości $s_{l.s} = a$ i $s_{s.p} = b$; różnica $(a)_{s.l.} - (a)_{s.p.} = \gamma + \delta$.

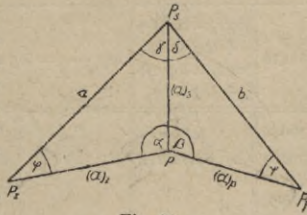


Fig. 86.

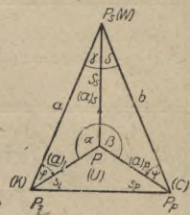


Fig. 87.

Obliczenie wartości kątów φ i ψ :

$$\frac{\varphi + \psi}{2} = 180^\circ - \frac{1}{2}(\alpha + \beta + \gamma + \delta) \dots \dots \dots (11)$$

$$\text{tang } \mu = \frac{\sin \psi}{\sin \varphi} = \frac{a \sin \beta}{b \sin \alpha} \dots \dots \dots (12)$$

$$\text{tang } \frac{\varphi - \psi}{2} = \text{tang } \frac{\varphi + \psi}{2} \text{ tang } (45^\circ - \mu) \dots \dots \dots (13)$$

$$\text{a ostatecznie } \varphi = \frac{\varphi + \psi}{2} + \frac{\varphi - \psi}{2}, \psi = \frac{\varphi + \psi}{2} - \frac{\varphi - \psi}{2} \dots \dots (14)$$

Z dwu wartości $\frac{\varphi - \psi}{2}$, jakich dostarcza tang $\frac{\varphi - \psi}{2}$, należy użyć w dalszym rachunku tej wartości, której odpowiadają φ i ψ dodatnie.

Przykład. (Fig. 87.) Dane spólrzędne 3 punktów:

$$x_k = -3621,20, \quad x_w = -2,07, \quad x_c = -2118,28,$$

$$y_k = -177,18, \quad y_w = -5,72, \quad y_c = +5605,01,$$

oraz spostrzegane na stanowisku U

$$\text{kąty } \alpha = \sphericalangle K.U.W_z = 68^\circ 10' 23'' \text{ i}$$

$$\beta = \sphericalangle W_z.U.C = 133^\circ 27' 42''.$$

1. Obliczamy $(a)_{W.K} = (a)_{s.l.}$, $(a)_{W.C} = (a)_{s.p}$ oraz $s_{W.K} = s_l$ i $s_{W.C} = s_p$ przy pomocy wzorów (1) i (2):

$$(a)_{s.l} = 182^\circ 42' 45'', \quad (a)_{s.p} = 116^\circ 39' 55'' \dots \dots \dots (\text{patrz B})$$

$$\log a = \log s_l = 3,5590911, \quad \log b = \log s_p = 3,7779006 \dots \dots (\text{patrz A});$$

dalszy tok rachunku przedstawia się następująco:

2. $\log \frac{a}{\sin \alpha} = \log c, \quad \log \frac{b}{\sin \beta} = \log d \dots \dots \dots (\text{patrz A})$

3. $\gamma + \delta = (a)_{s.l} - (a)_{s.p} \dots \dots \dots (\text{patrz B})$

4. $\frac{1}{2}(\varphi + \psi) = 180^\circ - \frac{1}{2}(\alpha + \beta + \gamma + \delta) \dots \dots \dots (\text{patrz B})$

5. $\text{tg } \mu = \frac{c}{d}; \quad \text{tg } \frac{1}{2}(\varphi - \psi) = \text{tg } \frac{1}{2}(\varphi + \psi) \text{tg } (45^\circ - \mu) \dots \dots (\text{patrz C})$

6. $\varphi = \frac{1}{2}(\varphi + \psi) + \frac{1}{2}(\varphi - \psi), \quad \psi = \frac{1}{2}(\varphi + \psi) - \frac{1}{2}(\varphi - \psi) \dots \dots (\text{patrz B})$
 $(a)_l = (a)_{l.s} + \varphi, \quad (a)_p = (a)_{p.s} - \psi, \quad (a)_s = (a)_l + \alpha = (a)_p - \beta \dots \dots \dots$

7. Obliczenie trójkątów $P P_l P_s$ i $P P_p P_s \dots \dots \dots (\text{patrz A})$

8. $\Delta y_l = s_l \sin (a)_l, \quad \Delta x_l = s_l \cos (a)_l \dots \dots \dots (\text{patrz D})$
 $\Delta y_p = s_p \sin (a)_p, \quad \Delta x_p = s_p \cos (a)_p \dots \dots \dots$

9. $y = y_l + \Delta y_l = y_p + \Delta y_p \dots \dots \dots (\text{patrz E}).$
 $x = x_l + \Delta x_l = x_p + \Delta x_p \dots \dots \dots$

Do przykładu str. 405.

A															
$\log \frac{a}{\sin \alpha} = \log c = 3,5913976$				$\log s_s = \log c + \log \sin \varphi$		$\log \frac{b}{\sin \beta} = \log d = 3,9170629$				$\log s_s = \log d + \log \sin \psi$					
				$\log s_l = \log c + \log \sin \gamma$						$\log s_p = \log d + \log \sin \delta$					
α	68	10	23	$\log \sin \alpha$	a	3,5590911	β	133	27	42	$\log \sin \beta$	b	3,7779006		
φ	61	43	50	$\log \sin \varphi$	s_s	3,5362404	ψ	24	35	14	$\log \sin \psi$	s_s	3,5362377		
γ	50	5	47	$\log \sin \gamma$	s_l	3,4762636	δ	21	57	4	$\log \sin \delta$	s_p	3,4897200		
Suma	180	0	0	$\gamma + \delta = 72^\circ 02' 50''$				Suma	180	0	0				
B				C				D							
$(a)_{s.l}$	182°	42'	45''	$\log c$	3,5913976	$\log \sin (a)_l$	9,9552821								
$(a)_{s.p}$	110	39	55	$\log d$	3,9170629	$\log s_l$	3,4762636								
$\gamma + \delta$	72	02	50	$\log c - \log d =$	9,6743347	$\log \cos (a)_l$	9,6348881					Δy_l			
α	68	10	23	$= \log \operatorname{tg} \mu$		$\log \Delta y_l$	3,4315457					$\delta \eta_l = 2701,13$			
β	133	27	42	μ	25° 17' 14''	$\log \Delta x_l$	3,1111517					$\delta \xi_l = 1291,67$			
$360^\circ - (\varphi + \psi)$	273	40	55	$45^\circ - \mu$	19° 42' 46''	$\log \sin (a)_p$	9,9989818 u					Δx_l			
$(\varphi + \psi)$	86	19	5	$\log \operatorname{tg} (45 - \mu)$	9,5542510	$\log s_p$	3,4897200								
$\frac{1}{2}(\varphi + \psi)$	43	9	32 ₃	$\log \operatorname{tg} \frac{1}{2}(\varphi + \psi)$	9,9720722	$\log \cos (a)_p$	8,8350396 u					Δy_p			
$\frac{1}{2}(\varphi - \psi)$	18	34	18	$\log \operatorname{tg} \frac{1}{2}(\varphi - \psi)$	9,5263232 ₂	$\log \Delta y_p$	3,4887018 w					$\delta \eta_r =$ $= -3081,07$			
φ	61	43	50			$\log \Delta x_p$	2,3247596 u					$\delta \xi_r =$ $= -211,23$			
ψ	24	35	14									Δx_p			
$(a)_{l.s} + \varphi =$ $= (a)_l$	64	26	35	E											
$(a)_{p.s} - \psi =$ $= (a)_p$	266	4	41	$y_l =$	177,18	$x_l =$	-3621,20	$y_p =$	+5605,01	$x_p =$	-2118,28				
$(a)_l + a =$ $(a)_s$	132	36	58	$\Delta y_l =$	+2701,13	$\Delta x_l =$	+1291,67	$\Delta y_p =$	-3081,07	$\Delta x_p =$	-211,23				
$(a)_p - \beta =$ $(a)_s$	131	36	59	$y' =$	+2523,95	$x' =$	-2329,53	$y'' =$	2523,94	$x'' =$	-2329,51				
				średnia.											
								$y_u =$	2523,95			$x_u =$	-2329,52		

Równoczesne wyznaczenie dwu punktów. (Zagadnienie Hansena.)

W razie niemożności nawiązania się do trzech punktów stałych lub wykonania wcinania wprzód, obieramy prócz punktu, którego spółrzędne mamy wyznaczyć, w odpowiednim miejscu punkt drugi i spostrzegamy na nich kierunki do dwu punktów stałych, jakoteż i kierunek łączący nowo obrane punkty (fig. 88 i 89).

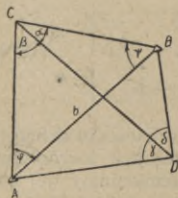


Fig. 88.

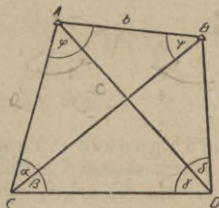


Fig. 89.

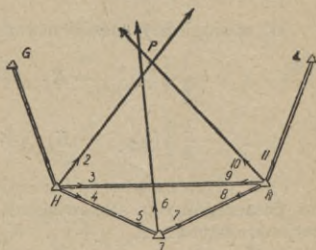


Fig. 90.

W przypadku, jak fig. 88, wyznaczamy kąty φ i ψ z wzorów:

$$\frac{\varphi + \psi}{2} = 90^\circ - \frac{\alpha + \beta}{2} \text{ i } \operatorname{tg} \frac{\varphi - \psi}{2} = \operatorname{tg} \frac{\varphi + \psi}{2} \operatorname{tg} (45^\circ - \mu) \quad \dots (15)$$

$$\text{przyczem } \operatorname{tg} \mu = \frac{\sin \psi}{\sin \varphi} = \frac{\sin \gamma \sin (\alpha + \delta)}{\sin \delta \sin (\beta + \delta)} \quad \dots (16)$$

Rozmieszczenie punktów (i kątów), jak na fig. 89, wymaga wzorów

$$\frac{\varphi + \psi}{2} = 90^\circ - \frac{\alpha}{2}, \quad \operatorname{tg} \frac{\varphi - \psi}{2} = \operatorname{tg} \frac{\varphi + \psi}{2} \operatorname{tg} (45^\circ - \mu) \quad \dots (15^*)$$

$$\text{przyczem } \operatorname{tg} \mu = \frac{\sin \psi}{\sin \varphi} = \frac{\sin \gamma \sin (\beta + \gamma + \delta)}{\sin (\gamma + \delta) \sin (\alpha + \beta + \gamma)} \quad \dots (16^*)$$

Ostatecznie:

$$\frac{\varphi + \psi}{2} + \frac{\varphi - \psi}{2} = \varphi, \quad \frac{\varphi + \psi}{2} - \frac{\varphi - \psi}{2} = \psi \quad \dots (17)$$

Wcinanie wprzód z wyrównaniem. Nadliczbowe spostrzeżenia, dokonane przy wcinaniu punktu wprzód, powodują konieczność zastosowania rachunku wyrównawczego. Mogą to być spostrzeżenia:

- a) nadliczbowe kierunków nawiązujących,
- b) " " wcinających.

Wyznaczając spółrzędne punktu wcinanego na podstawie spółrzędnych punktów IV-rzędnych, posługujemy się zw. przy pomiarach metodą kierunkową, a przy wyrównaniu stosujemy postępowanie, odpowiadające w przybliżeniu metodzie ścisłej.¹⁾

Tok postępowania: a) Wyrównanie stacyjne.

Przypuśćmy, że dokonaliśmy na punktach trygon. H, J i K pomiarów kierunkowych (fig. 90). Na każdym stanowisku należy przeprowadzić orientację spostrzeganych kierunków wcinających.

¹⁾ Por.: Jordan, Handbuch der Vermessungskunde, t. I., 1920, str. 375—392; Weigel, Rachunek wyrównawczy, Lwów—Warszawa, 1923, rozdz. X., § 2, i 3.

Biorąc pod uwagę H i oznaczając średnie wyniki kierunków, uzyskanych spostrzeżeniami, przez $K_{h.g}$, $K_{h.p}$, $K_{h.K}$ i $K_{h.i}$, zorjentujemy najodpowiedniej kierunek wcinający $H - P$, skreślając go o

$$z_h = \frac{1}{3} \left\{ (a)_{h.g} - K_{h.g} + (a)_{h.K} - K_{h.K} + (a)_{h.i} - K_{h.i} \right\} \dots (18)$$

W analogiczny sposób utworzymy skreśły na stanowiskach J i K :

$$\left. \begin{aligned} z_i &= \frac{1}{2} \left\{ (a)_{i.h} - K_{i.h} + (a)_{i.k} - K_{i.k} \right\} \\ z_k &= \frac{1}{3} \left\{ (a)_{k.i} - K_{k.i} + (a)_{k.h} - K_{k.h} + (a)_{k.l} - K_{k.l} \right\} \end{aligned} \right\} \dots (18^*)$$

b) Wyrównanie spólrzędnych punktu P . Po wyznaczeniu skreśłów na poszczególnych stanowiskach, a tem samym i zewnętrznych kierunków zorjentowanych: $K_{h.p} + z_h$, $K_{i.p} + z_i$, $K_{k.p} + z_k$, przemieniamy je na kierunki wewnętrzne przez dodanie do nich $\pm 180^\circ$ otrzymując wewnętrzne kierunki zorjentowane:

$$\left. \begin{aligned} (K_0 \pm 180^\circ)_h &= K_{h.p} + z_h \pm 180^\circ \\ (K_0 \pm 180^\circ)_i &= K_{i.p} + z_i \pm 180^\circ \\ (K_0 \pm 180^\circ)_k &= K_{k.p} + z_k \pm 180^\circ \end{aligned} \right\} \dots (19)$$

Kierunki powyższe, pochodzące ze spostrzeżeń, poprawione o odpowiednie błędy pozorne δ , są funkcjami nieliniowymi spólrzędnych x_p i y_p (por. Rachunek wyrównawczy, str. 236):

$$\left. \begin{aligned} (K_0 \pm 180^\circ)_h + \delta_h &= \rho \cdot \text{arc tg} \frac{y_h - y_p}{x_h - x_p} \\ (K_0 \pm 180^\circ)_i + \delta_i &= \rho \cdot \text{arc tg} \frac{y_i - y_p}{x_i - x_p} \\ (K_0 \pm 180^\circ)_k + \delta_k &= \rho \cdot \text{arc tg} \frac{y_k - y_p}{x_k - x_p} \end{aligned} \right\} \dots (20)$$

Po rozwinięciu ich w szereg Taylora z opuszczeniem wyrazów rzędów wyższych, otrzymamy równania błędów:

$$\left. \begin{aligned} \delta_h'' &= \rho'' \frac{\sin(a)_{p.h}'}{s'_{p.h}} \delta x - \rho'' \frac{\cos(a)_{p.h}'}{s'_{p.h}} \delta y + \rho \text{ arc tg} \frac{y_h - y_p}{x_h - x_p} - (K_0 \pm 180^\circ)_h \\ \delta_i'' &= \rho'' \frac{\sin(a)_{p.i}'}{s'_{p.i}} \delta x - \rho'' \frac{\cos(a)_{p.i}'}{s'_{p.i}} \delta y + \rho \text{ arc tg} \frac{y_i - y_p}{x_i - x_p} - (K_0 \pm 180^\circ)_i \\ \delta_k'' &= \rho'' \frac{\sin(a)_{p.k}'}{s'_{p.k}} \delta x - \rho'' \frac{\cos(a)_{p.k}'}{s'_{p.k}} \delta y + \rho \text{ arc tg} \frac{y_k - y_p}{x_k - x_p} - (K_0 \pm 180^\circ)_k \end{aligned} \right\} (21)$$

przyczem $(a)'$ oznacza azymut przybliżony odnośnego kierunku, s' przybliżoną odległości między odnośnymi punktami (obliczone przy pomocy x' i y' spólrzędnych przybliżonych punktu P), zaś zmiennik ρ służy do zamiany kątów wyrażonych w mierze analitycznej na kąty wyrażone w mierze stopniowej ($\rho^0 = 57^0, 296$, $\rho' = 3437'$, 75 , $\rho'' = 206264''$, 8).

Równania (21) piszemy zazwyczaj we formie ogólnej równań błędów, przyznając im, jeśli chodzi o punkty ważniejsze, wagi $p = \frac{m}{m+1}$ ($m =$ ilości kierunków nawiazania, tj. do punktów stałych).

$$\left. \begin{aligned} \delta'_h &= a_h \delta x + b_h \delta y + l_h \left(\begin{array}{c} z \text{ wagą } p_h = \frac{m_h}{m_h+1} = \frac{3}{4} \\ \left. \begin{array}{l} \delta'_i = a_i \delta x + b_i \delta y + l_i \left(\begin{array}{c} n \quad n \quad p_i = \frac{m_i}{m_i+1} = \frac{2}{3} \\ \delta'_k = a_k \delta x + b_k \delta y + l_k \left(\begin{array}{c} n \quad n \quad p_k = \frac{m_k}{m_k+1} = \frac{3}{4} \end{array} \right) \end{array} \right) \end{array} \right) \end{array} \right\} \dots (22)$$

przyczem

$$\left. \begin{aligned} a_h &= \rho'' \frac{\sin(a)_{p.h}}{s'_{p.h}}, \quad b_h = -\rho'' \frac{\cos(a)_{p.h}}{s'_{p.h}}, \\ l_h &= \rho \operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{y_h - y'_p}{x_h - x'_p} - (A_0 \pm 180^\circ)_h = (a)_{p.h}' - (K_0 \pm 180^\circ)_h \text{ itd.,} \\ &\text{zaś } \delta x = x_p - x'_p, \quad \delta y = y_p - y'_p. \end{aligned} \right\} \dots (23)$$

Spółrzędne przybliżone punktu P wyznaczamy zwykłym wcinaniem wprzód, wybierając dwa kierunki najkorzystniejsze, tj. z punktów niezbyt odległych i przecinające się pod kątem najbardziej zbliżonym do prostego.

Poprawki spółrzędnych δx i δy wyznaczamy z dwu równań normalnych kształtu:

$$\left. \begin{aligned} [p a a] \delta x + [p a b] \delta y + [p a l] &= 0 \\ [p a b] \delta x + [p b b] \delta y + [p b l] &= 0 \end{aligned} \right\} \dots (24)$$

$$\text{Jednostkowy błąd średni kierunku } \mu_0 = \sqrt{\frac{[p \delta \delta]}{n-2}} \dots (25)$$

$$(\text{W przypadku uwidocznionym na fig. 90 } \mu_0 = \sqrt{\frac{[p \delta \delta]}{3-2}} = \sqrt{[p \delta \delta]}.)$$

$$\text{Błędy spółrzędnych: } \mu_y = \mu_0 \sqrt{\frac{1}{[p b b \cdot 1]}}, \quad \mu_x = \mu_y \sqrt{\frac{[p b b]}{[p a a]}}.$$

$$\text{Błąd średni położenia punktu } P: \mu_p = \sqrt{\mu_x^2 + \mu_y^2} \dots (26)$$

W praktyce przyjmujemy najczęściej wagi $p = 1$, jeśli chodzi o punkty IV-rzędne:

W instrukcji pomiarowej M. R. P. oznaczono (patrz wzór X.):

$$\left. \begin{aligned} [p a a] &= a_1, \quad [p a b] = b_1, \quad [p b b] = b_2, \\ \frac{[p b b]}{[p a b]} - \frac{[p a b]}{[p a a]} &= B, \quad \text{wobec czego } [p b b \cdot 1] = b_1 \cdot B \end{aligned} \right\} \dots (27)$$

wtedy wzory na błędy średnie spółrzędnych:

$$\mu_y = \mu_0 \sqrt{\frac{1}{b_1 \cdot B}}, \quad \mu_x = \mu_y \sqrt{\frac{b_2}{a_1}} \dots (28)$$

O ile ilość seryj przy spostrzeganiu kierunków była na każdym stanowisku jednakowa, odpowiadają kierunkom przy wyznaczaniu punktów

IV-rzędnych wagi jednakowe, a równania normalne przybierają postać uproszczoną:

$$\left. \begin{aligned} [a a] \delta_x + [a b] \delta_y + [a l] &= 0 \\ [a b] \delta_x + [b b] \delta_y + [b l] &= 0; \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (24^*)$$

oczywiście, że i $[p \delta \delta]$ zmienia się na $[\delta \delta]$ (25*)

Przykład weinania wprzód z wyrównaniem. Punkt P wcięto nie tylko z punktów (1) i (2) (patrz przykład str. 403.), lecz także i z punktu K , nawiązując się na każdym stanowisku do jednego punktu stałego. Przy pomocy spórzędnych przybliżonych punktu P obliczymy potrzebne do rachunku $(a)'$ (przybliżone), oraz spóczynniki równ. bł. a i b .

Punkt	y_i		x_i		$\log \Delta y$ $\log \Delta x$ $\log \operatorname{tg} \varphi$	$\log \sin \varphi$ $\log \cos \varphi$ $\operatorname{compl.} \log s$ $\log \varphi''$	$\log a = \log e'' \frac{\sin \varphi}{s}$ $\log b = \log e'' \frac{\cos \varphi}{s}$ a (znak Δy), b (zn. przeciwny Δx)	Kontrola $\log(\Delta x + \Delta y)$ $\log(\Delta x - \Delta y)$ $\log \operatorname{tg} \psi$ ψ $(a)_{p.i} + 45^\circ$
	$\Delta y = y_i - y_p$	$\Delta x = x_i - x_p$	$\Delta y = y_i - y_p$	$\Delta x = x_i - x_p$				
1. P.	-	184,48	+	1425,69	2,6971857 n	9,86326	2,34375	1,4999619 n
	+	313,47	+	959,36	2,6686934	9,83477	2,31526	2,9842032
	-	497,95	+	466,33	0,0284923 n	7,16607	$a = -220,7$	8,5157587
	-	31,62	+	964,23	$\varphi = 46^\circ 52' 41''$	5,31442	$b = -206,7$	$\psi = 1^\circ 52' 41''$
			$(a)'_{p.1} =$	313° 7' 19''			$(a)'_{p.1} + 45^\circ =$	358° 7' 19''
			$(a)'_{1.p} =$	133° 7' 19''				
K. P.	-	450,76	+	661,05	2,8832241 n	9,96920	2,36960	3,0268458 n
	+	313,47	+	959,36	2,4746678 n	9,66064	1,96104	2,6683114
	-	764,23	-	298,31	0,4085563	7,08598	$a = -234,2$	0,3550339 n
	-	1062,54	+	465,92	$\varphi = 68^\circ 40' 38''$	5,31442	$b = +91,4$	$\psi = 66^\circ 19' 22''$
			$(a)'_{p.k} =$	248° 40' 38''			$(a)'_{p.k} + 45^\circ =$	293° 40' 38''
			$(a)'_{k.p} =$	68° 40' 38''				
2. P.	-	457,70	+	1061,40	2,8871501 n	9,99623	2,41973	2,8255105 n
	+	313,47	+	959,36	2,0087704	9,11785	1,54135	2,9411187
	-	771,17	+	102,04	0,8783797	7,10908	$a = -262,9$	9,8843918
	-	669,13	+	873,21	$\varphi = 82^\circ 27' 45''$	5,31442	$b = -34,8$	$\psi = 37^\circ 27' 45''$
			$(a)'_{p.2} =$	277° 32' 15''			$(a)'_{p.2} + 45^\circ =$	322° 32' 15''
			$(a)'_{2.p} =$	97° 32' 15''				

Kierunki weinające nawiązano na punktach stałych (1) i (2) do kierunku (1)-(2), zaś na punkcie K do również stałego kierunku $K-L$.

Srednie, utworzone ze spostrzeżeń na stanowiskach (1), K i (2), zorientowano wedle azymutów pozornych $(a)_{1.2}$, $(a)_{k.l}$ i $(a)_{2.1}$:

Stanowisko: (1)		Stanowisko K		Stanowisko (2)	
Cel do (2)	0° 0' 0''	Cel. do L	0° 0' 0''	Cel. do (1)	0° 0' 0''
" " P	276° 15' 06''	" " P	285° 19' 18''	" " P	60° 40' 02''
$(a)_{1.2} = 216^\circ 52' 13''$		$(a)_{k.l} = 143^\circ 21' 16''$		$(a)_{2.1} = 36^\circ 52' 13''$	
K_0	133° 07' 19''	K_0	68° 40' 34''	K_0	97° 32' 15''
$(a)'_{p.1}$	313° 07' 19''	$(a)'_{p.k}$	248° 40' 38''	$(a)'_{p.2}$	277° 32' 15''
$(K_0 \pm 180^\circ)_1$	319° 07' 19''	$(K_0 \pm 180^\circ)_k$	248° 40' 34''	$(K_0 \pm 180^\circ)_2$	277° 32' 15''
$l_1 = 0$		$l_k = +4''$		$l_2 = 0$	

Równania błędów:

$$\begin{aligned} \delta_1 &= -220,7 \delta x - 208,7 \delta y + 0 \\ \delta_k &= -234,2 \delta x - 91,4 \delta y + 4 \\ \delta_2 &= -262,9 \delta x - 34,8 \delta y + 0, \end{aligned}$$

Równania normalne:

$$\begin{aligned} 172674 \delta x + 33362 \delta y - 937 &= 0 \\ 33362 \delta x + 52290 \delta y + 366 &= 0. \end{aligned}$$

$$[ll] = 16,00$$

$$\delta x = +0,0077 \text{ m}, \quad \delta y = -0,0119 \text{ m}.$$

$$\delta_1 = +0,8'', \quad \delta_k = -1,6'', \quad \delta_2 = +1,1'', \quad [\delta \delta] = 0,64 + 2,56 + 1,21 = 4,41.$$

$$\text{Kontrola: } [\delta \delta] = -937 \delta x + 366 \delta y + 16,00 = 4,43.$$

$$\mu_x = \pm 0,005 \text{ m}, \quad \mu_y = \pm 0,010 \text{ m}, \quad \mu_p = \sqrt{\mu_x^2 + \mu_y^2} = \pm 0,011 \text{ m}.$$

$$x_p = +959,368 \pm 0,005 \text{ m}, \quad y_p = +313,458 \pm 0,010 \text{ m}.$$

Wcinanie wstecz z wyrównaniem. Przez pomiar trzech kierunków na stanowisku P do punktów triangulacyjnych wyznaczamy jednoznacznie położenie punktu P w przyjętym układzie współrzędnych; zatem, o ile dokonaliśmy na stanowisku P pomiaru kierunków do $n > 3$ punktów triangulacyjnych, musimy zastosować do oznaczenia położenia punktu P rachunek wyrównawczy.

Celem przybliżonej orientacji obserwowanego pęku trzeba wyznaczyć x' i y' , współrzędne przybliżone punktu P , a to przy pomocy trzech kierunków, nadających się najlepiej do tego celu. (P powinien leżeć niezbyt daleko od środka koła, przechodzącego przez wybrane punkty triangulacyjne, zaś kąty przecięcia się kierunków wybranych nie powinny być zbyt małe.)

Mając współrzędne przybliżone x' i y' , obliczamy azymuty przybliżone kierunków. W celu zorjentowania obserwowanego pęku kierunków wyznaczmy, biorąc na uwagę którykolwiek azymut przybliżony $(a)_{p,h}'$ i odpowiadający mu kierunek obserwowany K_h

$$\text{skręt przybliżony } z_0 = (a)_{p,h}' - K_h \dots \dots \dots (29)$$

Przez dodanie kąta z_0 do kierunków spostrzeganych otrzymamy kierunki zorjentowane w przybliżeniu:

$$(k_0)_i = K_i + z_0 \dots \dots \dots (30)$$

Ponieważ dla uzyskania orientacji właściwej należałoby pęk skręcić o kąt $z_0 + \delta z$, otrzymując

$$(K_0)_i = (k_0)_i + \delta z \dots \dots \dots (31)$$

przekształcając równania błędów będą miały kształt:

$$\delta i = (a)_{p,i}' - (k_0)_i - \delta z \dots \dots \dots (32)$$

ze względu, że $(a)_{p,i}' = \rho \text{ arc tg } \frac{y_i - y_p}{x_i - x_p}$, otrzymamy dalej, po rozwinięciu tej funkcji w szereg Taylora z pominięciem wyrazów rzędów wyższych niż pierwszy, u równań błędów (przy serii pełnej o wagach równych):

$$\delta i'' = \rho'' \frac{\sin (a)_{p,i}'}{s_{p,i}'} \delta x - \rho'' \frac{\cos (a)_{p,i}'}{s_{p,i}'} \delta y - \delta z + (a)_{p,i}' - (k_0)_i \quad (33)$$

lub we formie ogólnej (por. Rachunek wyrównawczy)

$$\delta i = a_i \delta x + b_i \delta y - \delta z + l_i \dots \dots \dots (33^*)$$

przyczem

$$l_i = (a)_{p,i}' - (k_0)_i.$$

W celu wyrugowania z równań błędów niewiadomej δz utworzymy równanie:

$$\frac{[\delta]}{n} = 0 = \frac{[a]}{n} \delta x + \frac{[b]}{n} \delta y - \delta z + \frac{[l]}{n} \dots \dots \dots (34)$$

i odejmujemy je od każdego równania błędów, zmieniając ich kształt na następujący:

$$\delta_i = \left(a_i - \frac{[a]}{n} \right) \delta x + \left(b_i - \frac{[b]}{n} \right) \delta y + \left(l_i - \frac{[l]}{n} \right) \dots \quad (35)$$

względnie we formie uproszczonej: $\delta_i = A_i \delta x + B_i \delta y + L_i \dots \quad (35^*)$

Poprawki współrzędnych δx i δy wyznaczamy z równań normalnych kształtu:

$$\begin{aligned} [AA] \delta x + [AB] \delta y + [AL] &= 0 \\ [AB] \delta x + [BB] \delta y + [BL] &= 0 \dots \dots \dots (36) \end{aligned}$$

Jednostkowy błąd średni:

$$\mu = \sqrt{\frac{[\delta \delta]}{n-3}} \dots \dots \dots (37)$$

a to z powodu 3 niewiadomych.

Dokładność wyznaczenia punktu określają wzory:

$$\mu_y = \mu \sqrt{\frac{1}{[BB.1]}}, \quad \mu_x = \mu_y \sqrt{\frac{[BB]}{[AA]}} \text{ i } \dots \dots \dots (38)$$

$$\mu_P = \sqrt{\mu_x^2 + \mu_y^2} \dots \dots \dots (39)$$

Przykład. Dla wyznaczenia punktu U , wcięto go czterema kierunkami do punktów trygon., otrzymując spostrzeżenia (wypadkowe):

$$\begin{aligned} K_C &= 106^\circ 4' 40'' & K_k &= 264^\circ 26' 35'' \\ K_r &= 202^\circ 9' 24'' & K_w &= 332^\circ 36' 58'' \end{aligned}$$

Po wyznaczeniu współrzędnych przybliżonych punktu U przy pomocy kierunków K_C , K_k i K_w (patrz przykład str. 405):

$$y' = 2523,95 \quad x = -2329,52,$$

obliczamy azymuty przybliżone przy pomocy wzorów (1) i (2).

$$(a)'_{u,c} = 86^\circ 4' 40'', \quad (a)'_{u,r} = 182^\circ 9' 17''$$

$$(a)'_{u,k} = 244^\circ 26' 34'' \text{ i } (a)'_{u,w} = 312^\circ 36' 57''.$$

(Z powodu zaokrąglenia wyników końcowych str. 404, różnią się niektóre obecnie podane azymuty o $1''$, co jest bez znaczenia praktycznego.)

Następnie wyznaczamy

$$z_0 = 86^\circ 4' 40'' - 106^\circ 4' 40'' = 340^\circ 0' 0'',$$

zatem poszczególne k_0 są:

$$(k_0)_C = 86^\circ 4' 40'', \quad (k_0)_r = 182^\circ 9' 24''$$

$$(k_0)_k = 244^\circ 26' 35'', \quad (k_0)_w = 312^\circ 36' 58''.$$

Poszczególne l obliczamy wedle wzoru $(a)'_i - (k_0)_i$:

$$l_1 = 0,0, \quad l_2 = -7,0, \quad l_3 = -1,0, \quad l_4 = -1,0,$$

spółczynniki a i b wedle wzoru (33).

Redukcję współczynników równań błędów a , b i l na A , B i L przeprowadzamy najwygodniej przy pomocy schematu następującego:

Punkt	a	A	b	B	l	L
C	+ 66,6	+ 77,6	- 4,6	- 30,1	0,0	+ 2,3
R	- 4,4	+ 6,6	+ 117,3	+ 91,9	- 7,0	- 4,8
K	- 62,2	- 51,2	+ 29,7	+ 4,3	- 1,0	+ 1,3
W	- 44,1	- 33,1	- 40,6	- 66,1	- 1,0	+ 1,3
Σ	- 44,1	- 0,1	+ 101,8	0,0	- 9,0	+ 0,1
	: 4 =		: 4 =		: 4 =	
	- 11,035		+ 25,45		- 2,25	

Schemat równań normalnych:

	AJ	Bj	Lj
[A	+ 9783	+ 239	+ 36
[B	+ 239	+ 13739	- 590

Wartości niewiadomych są:

$$\delta x = -0,005 m$$

$$\delta y = +0,043 m.$$

Spółrzedne wyrównane p. U są zatem: $x_{it} = +2523,093$, $y_{it} = -2329,525$.

Po wstawieniu tych wartości do równań błędów kształtu $A_i \delta x + B_i \delta y + L_i = \delta_i$, otrzymujemy $\delta_e = +0,64$, $\delta_r = -0,89$, $\delta_k = +1,72$, $\delta_w = -1,39$, a dalej $[\delta\delta] = 6,09$.

Równanie kontrolne na sumę $[\delta\delta]$:

$[AL] \delta x + [BL] \delta y + [LL] = [LL.2] = -0,17 - 25,38 + 31,7 = 6,15$. (Zgodność wystarczająca.)

$$\text{Błąd średni } \mu = \sqrt{\frac{6,09}{4, -3}} = \pm 2'',47, \quad \mu_y = \mu \sqrt{\frac{1}{[BB.1]}} = 2,47 \sqrt{\frac{1}{13733,16}} = \pm 0,022 m,$$

$$\mu_x = \mu_y \sqrt{\frac{[BB]}{[AA]}} = 0,022 \sqrt{\frac{13739}{9783}} = \pm 0,026 m; \quad \text{wreszcie } p = \sqrt{\mu^2 x + \mu^2 y} = \sqrt{0,00116} = \pm 0,031 m.$$

Przeprowadzając rachunek schematycznie, używamy wzoru XI b instrukcji pomiarowej M. R. P.

Wcinanie obustronne (skombinowane). Często spostrzegamy tak kierunki zewnętrzne n_z , jak i kierunki wewnętrzne n_w , odnoszące się do punktu P, którego spółrzedne chcemy wyznaczyć. O ile jest to punkt IV-rzędny przeprowadzamy wyrównanie w sposób następujący:

Po wyznaczeniu spółrzednych przybliżonych x' i y' należy ustawić równania błędów dla kierunków zewnętrznych, przemienionych przez dodanie do nich $\pm 180^\circ$.

Kształt tych równań odpowiadających ilości n_z kierunków wcinających (wprzód) jest następujący:

$$\delta'_i = a_i \delta x + b_i \delta y + l'_i \quad \left(\text{z wagą } p_i = \frac{m_i}{m_i + 1} \right)^1 \quad \dots (40)$$

Następnie układamy n_w równań błędów, odpowiadających kierunkom wewnętrznym (wciętym wstecz):

$$\delta''_i = a_i \delta x + b_i \delta y - \delta_z + l''_i \quad \text{z wagą } p_i = 1 \dots (41)$$

$$\text{W obu przypadkach } a_i = \rho'' \frac{\sin(a)_i'}{s'_i}, \quad b_i = -\rho'' \frac{\cos(a)_i'}{s'_i}.$$

$$\text{zaś: } l' = (a)_i' - (K_0 \pm 180^\circ)_i, \quad l'' = (a)_i' - (k_0)_i \dots (42)$$

Równania (41) przemieniamy przez wyrugowanie z nich niewiadomej orientacyjnej δ_z na równania kształtu:

$$\delta''_i = A_i \delta x + B_i \delta y \quad (\text{z wagą } p_i = 1) \dots (43)$$

$$\text{przyczem } A_i = a_i - \frac{[a]}{n_w}, \quad B_i = b_i - \frac{[b]}{n_w}, \quad L_i = l''_i - \frac{[l'']}{n_w}.$$

$[a]$ i $[b]$ są tu myślane jako sumy a i b zawartych tylko w n_w równaniach.)

Obie grupy równań błędów (40) i (43) dostarczają nast. równań normalnych:

$$\left. \begin{aligned} ([p a a] + [A A]) \delta x + ([p a b] + [A B]) \delta y + [p a l'] + [A L] &= 0 \\ ([p a b] + [A B]) \delta x + ([p b b] + [B B]) \delta y + [p b l'] + [B L] &= 0 \end{aligned} \right\} (44)$$

¹⁾ m oznacza ilość kierunków nawiazania (do punktów stałych).

Jednostkowy błąd średni:

$$\text{należy } \mu_0 = \sqrt{\frac{[p \delta'' \delta'] + [\delta' \delta'']^1}{n-3}} \quad (\text{przyczem } n = n_z + n_w) \quad (45)$$

$$\text{Wreszcie: } \mu_y = \mu_0 \sqrt{Q_{2.2}}, \quad \mu_x = \mu_0 \sqrt{Q_{1.1}} \quad \text{i} \quad \mu_p = \sqrt{\mu_x^2 + \mu_y^2} \quad (46)$$

[$Q_{1.1}$ i $Q_{2.2}$, patrz Rachunek wyrównawczy.]

Nie chcąc wyznaczać $Q_{1.1}$ i $Q_{2.2}$, obliczamy błędy μ_y i μ_x analogicznie jak przy wcinaniu wprzód i wstecz z wyrównaniem.

W praktyce przyjmujemy zazwyczaj wagi kierunków zewnętrznych równe $1/2$ przy ilości m od 1 do 4, zaś równe 1, gdy $m > 4$, wagi kierunków wewnętrznych równe 1.

Chcąc przeprowadzić rachunek schematycznie, należy użyć wzoru XI a Instrukcji pomiarowej M. R. P.

Równoczesne wyznaczenie kilku punktów. (Wyrównanie sieci wypełniających.) Prócz równań błędów kształtu związków (40) i (41) mamy w tym przypadku jeszcze równania błędów, odpowiadające kierunkom łączącym punkty wyznaczone, tj. typu (dla kierunku $P-K$):

$$\delta''_{p,r} = a_{p,r} \delta x_p + b_{p,r} \delta y_p - a_{p,r} \delta x_r - b_{p,r} \delta y_r - \delta z_p + l''_{p,r}, \quad (p=1) \quad (44)$$

Przy zestawianiu równań błędów stosujemy zw. reguły, t. zw. „Schreiberowskie“, których — choć są tylko przybliżone — można użyć przy wyznaczaniu punktów IV-rzędnych, III-rzędnych, a nawet ewentualnie i punktów II-rzędnych.

Reguła I. Równania błędów δ_1 i δ_2 , odpowiadające kierunkom przeciwnym, dostarczają jednego równania błędów:

$$\delta_1 + \delta_2, \quad \text{z wagą } 1/2,$$

z wyjątkiem, gdy δ_1 lub δ_2 odpowiadają jednemu kierunkowi wcinającemu stanowiska stałego; i tak, jeżeli np. δ_2 odpowiada jednemu kierunkowi wcinającemu, należy utworzyć następujące równanie błędów:

$$2 \delta_1 + \delta_2 \quad \text{z wagą } 1/6.$$

Reguła II. Każdemu kierunkowi jednostronnemu (tj., wzdłuż którego celowano tylko w jednym kierunku) z punktu stałego odpowiada równanie błędów:

$$\delta_i \quad \text{z wagą } 1,$$

o ile z tegoż punktu stałego celowano do więcej niż jednego punktu wyznaczanego, zaś:

$$\delta_i \quad \text{z wagą } 1/2,$$

gdy ów kierunek jest jedynym kierunkiem wcinającym.

Reguła III. Jeżeli $\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_v$ są równaniami błędów, odnoszającymi się do v kierunków wewnętrznych (z punktu wyznaczanego), należy dodać do owych v równań jeszcze następujące równanie:

$$\delta_1 + \delta_2 + \dots + \delta_v \quad \text{z wagą } -\frac{1}{v};$$

natomiast zmienia się waga równania dodatkowego na $-\frac{1}{v+1}$, gdy owe równania odnoszą się do zewnętrznych kierunków wcinających, równanie dodatkowe będzie zatem w tym przypadku:

$$\delta_1 + \delta_2 + \dots + \delta_v \quad \text{z wagą } -\frac{1}{v+1}.$$

¹⁾ W zacytowanych poprzednio instrukcjach pomiarowych znajdzie czytelnik w mianowniku powyższego wzoru $n-2$ zamiast $n-3$, jak tego wymaga teoria.

2. Włączenie punktów do istniejącej sieci przy pomocy łańcucha trójkątów.

Metoda ta nadaje się specjalnie, gdy odległości między punktami trygonometrycznymi są dość znaczne. Polega ona na założeniu między dwoma punktami łańcucha trójkątów, przyczem punkty, których położenie chcemy wyznaczyć, są wierzchołkami poszczególnych trójkątów, a pola trójkątów nie pokrywają się (zasada przy łańcuchu trójkątów, por. fig. 91).

W każdym trójkącie spostrzegamy wszystkie trzy kąty¹⁾ i wyrównujemy je ze względu na niewielkie pola trójkątów, rozdzielając odchyłkę w każdym trójkącie równo na trzy kąty. (W razie wag różnych rozdziału odchyłki proporcjonalnie do odwrotności wag poszczególnych kątów.)

Następnie przyjmujemy w jednym z punktów tryg. np. A początek układu (pro wizoryczny), a kierunek dowolnego boku np. $A(1)$ za dodatni kierunek osi X -ów i obliczamy w tym układzie spólrzędne wszystkich punktów łańcucha trójkątów, zakładając, że $A(1) = n$ (dowolnej długości).

W ten sposób otrzymujemy także spólrzędne punktu B , możemy zatem obliczyć z nich długość m odpowiadającą w tym układzie długości AB , jako też i kąt φ (azymut pozorny boku AB w przyjętym układzie).

Następnie wyznaczamy, biorąc na uwagę rzeczywiste spólrzędne punktów A i B długość $sa.b$ i $(a)a.b$, a chcąc otrzymać spólrzędne reszty punktów w układzie punktów (A, B) obliczamy: $(a)a_{a.1} = (a)a_{a.b} - \varphi$, itd., oraz

$$sa_{a.1} = n \frac{sa_{a.b}}{m} \text{ itd.}$$

3. Sieci triangulacyjne o znaczeniu lokalnem.

(Bez nawiązania do sieci państwowej.)

Wybór i pomiar podstawy (bazy), sieci podstawowe. Z powodu nienawiązania pomiarów do państwowych sieci triangulacyjnych należy (o ile nie opieramy pomiarów na pewnej znanej długości jako podstawie), przeprowadzić pomiary nie tylko kątowe wzgl. kierunkowe, ale także przynajmniej jednego boku sieci jako podstawy zdjęcia.

Zazwyczaj zakładamy wtedy osobną sieć podstawową, przy pomocy której wyznaczamy długość boku właściwej sieci triangulacyjnej pośrednio z pomierzonej krótszej podstawy.

Najodpowiedniejszym dla sieci podstawowej jest kształt rombu (patrz fig. 92), przyczem ostre kąty rombu (przy III i IV) nie powinny się znacznie różnić od 33° , a stosunek $\frac{b}{B}$ nie powinien być mniejszy od $\frac{1}{5}$.

Podstawę b zakłada się, o ile możności, w poziomie (do 3% spadu); pomiar jej zw. $5 m$ łątami (sprawdzonemi), zaopatrzonemi u końców w ostrza. Podstawy w spadku należy zredukować na poziom.

Kąty (1) i (3) mierzymy zazwyczaj w 3 serjach
 " (2) i (4) " " " 5 "
 " (5) i (6) " " " 6 "

[Zamiast kąta (3) można zamierzyć kąt (4)—(3).]

¹⁾ Spostrzeganie metodą kierunkową wymaga późniejszego wyrównania kierunków, co utrudniłoby tylko niepotrzebnie pracę wyrównawczą; por. Dr. K. Weigel, Uwagi, dotycząse sieci triangulacyjnych metodą spostrzeżeń zawarunkowanych, Czasopismo Techniczne, 1923, Nr. 23 (C), z których wynika, że najlepiej zastosować w tym przypadku metodę repetycyjną.

Najprostsze sieci triangulacyjne, używane w praktyce. Warunki geometryczne sieci. Prócz najprostszego kształtu sieci (trójkąta), zakładamy najczęściej sieci czworoboczne (fig. 93 i 94) lub promieniste, tj. składające się z trójkątów zgrupowanych dookoła wspólnego punktu środkowego (fig. 95 i 96).

Jeżeli pomiary kątów, wzgl. kierunków sieci, przeprowadzono metodą kierunkową (fig. 93 i 95), należy przeprowadzić wyrównanie kierunków, a nie kątów; jednak, jeżeli obserwacje dotyczyły się kątów (fig. 94 i 96) możemy w wyrównaniu uwzględnić albo kąty, albo także i kierunki (ką = kierunek prawy mniej kierunek lewy).

Ogólna ilość warunków sieci triang. przy pomiarach tak kątowych jak i kierunkowych jest:

$$W = b + K_t - 2p + 3 \dots \dots \dots (47)$$

przyczem b = ilość pomierzonych (pośredn. lub bezpośr.) podstaw,
 K_t = " " " kątów
 p = " " " punktów sieci triang.

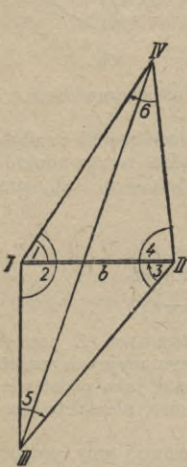


Fig. 92.

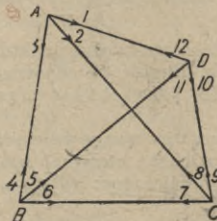


Fig. 93.

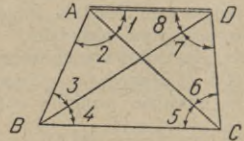


Fig. 94.

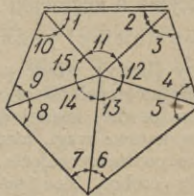


Fig. 95.

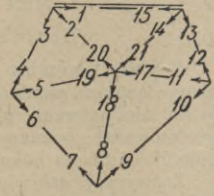


Fig. 96.

O ile pomierzono, jak zwykle, tylko jedną podstawę zmienia się wzór (47) na:

$$W = K_t - 2p + 4 \dots \dots \dots (47^*)$$

Przy pomiarach kierunkowych $K_t = K_r - p_i$, przyczem K_r = ilość pomierzonych kierunków, zaś p_i punktów, użytych przy pomiarze jako stanowiska przyrządu (teodolitu).

Wtedy przemienia się wzór (47) przy pomiarach kierunkowych na:

$$\text{lub: } W = b + K_r - 2p - p_i + 3 \dots \dots \dots (48)$$

$$W = b + K_r - 3p + p_w + 3; \dots \dots \dots (49)$$

we wzorze (49) oznacza p_w ilość punktów, wciętych tylko wprzód.

Nazywając l ilość wszystkich linii łączących punkta sieci,

- l_1 " linii obserwowanych jednostronnie,
- l_2 " " " obustronnie,

$$\log \frac{\sin \alpha_{1.2} \sin \alpha_{4.5} \sin \alpha_{7.8} \sin \alpha_{10.11}}{\sin \alpha_{2.3} \sin \alpha_{5.6} \sin \alpha_{8.9} \sin \alpha_{11.12}} - df_{1.2} \delta_1 + (df_{1.2} + df_{2.3}) \delta_2 - df_{2.3} \delta_3 - df_{4.5} \delta_4 + (df_{4.5} + df_{5.6}) \delta_5 - df_{5.6} \delta_6 - df_{7.8} \delta_7 + (df_{7.8} + df_{8.9}) \delta_8 - df_{8.9} \delta_9 - df_{10.11} \delta_{10} + (df_{10.11} + df_{11.12}) \delta_{11} - df_{11.12} \delta_{12} = 0 \dots \dots \dots (56)$$

przyczem df oznaczają poprawki logarytmów odnośnych sinusów dla 1'' na 6., wzgl. 7. miejscu dziesiętnym.

Równania odchyłek mają zatem kształt (w zestawieniu schematycznym) jak na tablicy 4.

Tablica 4.

	δ_1	δ_2	δ_3	δ_4	δ_5	δ_6	δ_7	δ_8	δ_9	δ_{10}	δ_{11}	δ_{12}	ω	
(a)	-1	+1			+1	-1	+1	-1			-1	+1	ω_1	(=0)
(b)		-1	+1	-1	+1			+1	-1	+1	-1		ω_2	(=0)
(c)	+1		+1	+1		+1	+1		+1	+1		+1	ω_3	(=0)
(d)	d_1	d_2	d_3	d_4	d_5	d_6	d_7	d_8	d_9	d_{10}	d_{11}	d_{12}	ω_4	(=0)

[Znaczenie poszczególnych ω i d wynika z porównania równań tych ze związkami (3) wzgl. (4); ω_4 musi być urobione w tych samych jednostkach co df .] (57)

Równania korelat odpowiadające powyższym związkom:

$$\begin{aligned} 8k_1 + [ad]k_3 + \omega_1 &= 0 \\ 8k_2 + [bd]k_4 + \omega_2 &= 0 \\ 8k_3 + [cd]k_4 + \omega_3 &= 0 \\ [ad]k_1 + [bd]k_2 + [cd]k_3 + [dd]k_4 + \omega_4 &= 0 \end{aligned} \dots \dots \dots (58)$$

$$\Sigma = (8 + [ad])k_1 + (8 + [ad])k_2 + (8 + [cd])k_3 + ([ad] + [bd] + [cd] + [dd])k_4 + [\omega] = 0$$

(równanie sum).

Stąd $k_4 = \frac{1}{8} \frac{([ad] \omega_1 + [bd] \omega_2 + [cd] \omega_3) - \omega_4}{[dd] - \frac{1}{8} ([ad]^2 + [bd]^2 + [cd]^2)}$

a następnie: $k_1 = -\frac{1}{8} ([ad]k_4 + \omega_1)$, $k_2 = -\frac{1}{8} ([bd]k_4 + \omega_2)$, $k_3 = -\frac{1}{8} ([cd] - \omega_3)$. (59)

Wartości te muszą sprawdzić powyżej wypisane równanie sum [patrz (58)].
Poszczególne poprawki otrzymamy wedle wzoru kształtu

$$\delta_i = a_i k_1 + b_i k_2 + c_i k_3 + d_i k_4, \text{ zatem:}$$

$$\left. \begin{aligned} \delta_1 &= -k_1 + k_3 + d_1 k_4, & \delta_7 &= +k_1 - k_3 + d_7 k_4 \\ \delta_2 &= +k_1 - k_2 + d_2 k_4, & \delta_8 &= -k_1 + k_2 + d_8 k_4 \\ \delta_3 &= +k_2 + k_3 + d_3 k_4, & \delta_9 &= -k_2 + k_3 + d_9 k_4 \\ \delta_4 &= -k_2 - k_3 + d_4 k_4, & \delta_{10} &= +k_2 - k_3 + d_{10} k_4 \\ \delta_5 &= +k_1 + k_2 + d_5 k_4, & \delta_{11} &= -k_1 - k_2 + d_{11} k_4 \\ \delta_6 &= -k_1 + k_3 + d_6 k_4, & \delta_{12} &= +k_1 + k_3 + d_{12} k_4 \end{aligned} \right\} (60)$$

Dla wyrównania przy pomiarze kątów (patrz fig. 94) mają równania odchyłek (wyrażone przez poprawki) kształt jak na tablicy 5.

Tablica 5.

	δ_1	δ_2	δ_3	δ_4	δ_5	δ_6	δ_7	δ_8	ω	
(a)	+1			-1	-1			+1	$\omega_1 (=0)$	$(df$ oznaczają po- prawki logary- tmów sinusów od- powiednich kątów dla 1'' na 6-tem wgl. 7-em miejscu dz.)
(b)		+1	+1			-1	-1		$\omega_2 (=0)$	
(c)	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	$\omega_3 (=0)$	
(d)	$+df_1$	$-df_2$	$+df_3$	$-df_4$	$-df_4$	$-df_6$	$+df_7$	$-df_8$	$\omega_4 (=0)$	

$$\left. \begin{aligned}
 \text{Równania korelat: } & 4k_1 \dots \dots \dots + \omega_1 = 0 \\
 & \dots \dots \dots + 4k_2 \dots \dots \dots + \omega_2 = 0 \\
 & \dots \dots \dots + 4k_3 \dots \dots \dots + \omega_3 = 0 \\
 & [ad]k_1 + [bd]k_2 + [cd]k_3 + [dd]k_4 + \omega_4 = 0
 \end{aligned} \right\} (62)$$

które rozwiązujemy jak poprzednio.

b) Sieci promieniste. O ile spostrzeżeń dokonano metodą kierunkową (fig. 95), można przeprowadzić wyrównanie ściśle tylko wedle „Rachunku wyrównawczego“ (str. 288). Chcąc jednak uzyskać uproszczenie wyrównania, jak to miało miejsce w sieciach czworobocznych, należy mierzyć kąty sieci promienistej każdy z osobna, np. metodą repetycyjną¹⁾ (fig. 96).

Podajemy przebieg wyrównania sieci, por. fig. 96.

Ze względu, że $Kt = 15$, $p = pt = 6$, $pw = 0$, $l = l_2 = 10$, $l_1 = 0$, oraz $b = 1$, W ilość warunków jest:

$$W = 1 + 15 - 12 + 3 = 7, \quad \text{wedle wzoru (47)}$$

$$W = 15 - 12 + 4 = 7, \quad \text{„ „ (47*)}$$

a mianowicie (patrz wzór (52.): $w_t = 10 - 6 + 1 = 5$, $w_s = 1$, $w_b = 10 - 12 + 3 = 1$.

Linjowe równania odchyłek przedstawia tablica 6, zaś równania korelat tablica 7.

Tablica 6.

δ_1	δ_2	δ_3	δ_4	δ_5	δ_6	δ_7	δ_8	δ_9	δ_{10}	δ_{11}	δ_{12}	δ_{13}	δ_{14}	δ_{15}	ω
+1	+1	+1	$+ \omega_1$
.	.	+1	+1	+1	.	.	.	$+ \omega_2$
.	.	.	.	+1	+1	+1	.	.	$+ \omega_3$
.	+1	+1	+1	.	$+ \omega_4$
.	+1	+1	+1	$+ \omega_5$
$+df_1$	$-df_2$	$+df_3$	$-df_4$	$+df_5$	$-df_6$	$+df_7$	$-df_8$	$+df_9$	$-df_{10}$	$+ \omega_6$
										$+ \omega_7$

¹⁾ O ile zrezygnujemy z zupełnej ścisłości wyrównania można ułatwić sobie wyrównanie sieci, w której mierzono kierunki, obliczając z odpowiednich kierunków kąty i przeprowadzając zamiast wyrównania kierunków, wyrównanie tak obliczonych kątów.

Tablica 7.

k_1	k_2	k_3	k_4	k_5	k_6	k_7	ω	
3	+1	+ [a g]	+ ω_1	(= 0)
.	3	.	.	.	+1	+ [b g]	+ ω_2	(= 0)
.	.	3	.	.	+1	+ [c g]	+ ω_3	(= 0)
.	.	.	3	.	+1	+ [d g]	+ ω_4	(= 0)
.	.	.	.	3	+1	+ [e g]	+ ω_5	(= 0)
+1	+1	+1	+1	+1	+5	.	+ ω_6	(= 0)
+ [a g]	+ [b g]	+ [c g]	+ [d g]	+ [e g]	.	+ [g g]	+ ω_7	(= 0)

(64)

Ostatnie dwa równania korelat możemy zastąpić następującymi:

$$\left. \begin{aligned}
 & 10 k_6 - ([a g] + [b g] + [c g] + [d g] + [e g]) k_7 + 3 \omega_6 - \\
 & \quad - (\omega_1 + \omega_2 + \omega_3 + \omega_4 + \omega_5) = 0 \\
 & - ([a g] + [b g] + [c g] + [d g] + [e g]) k_6 + \left\{ 3 [g g] - (a g)^2 + \right. \\
 & \quad \left. + [b g]^2 + [c g]^2 + [d g]^2 + [e g]^2 \right\} k_7 + 3 \omega_7 - ([a g] \omega_1 + \\
 & \quad + [b g] \omega_2 + [c g] \omega_3 + [d g] \omega_4 + [e g] \omega_5) = 0,
 \end{aligned} \right\} (65)$$

przyczem pierwsze z nich otrzymujemy przez odjęcie sumy pierwszych pięciu równań (63) od szóstego równania, pomnożonego przez 3, zaś drugie przez odjęcie od równania siódmego, pomnożonego przez 3, pięciu pierwszych równań (63), z których pierwsze pomnożono przez [a g], drugie przez [b g] itd.

Po wyznaczeniu wartości korelat k_6 i k_7 z równań (65), obliczamy pozostałe k z pierwszych pięciu równań (64)¹⁾.

W sieciach innego typu musimy rozwiązywać równania korelat z reguły sposobem ogólnym, podanym w „Rachunku wyrównawczym“ § 8, lub sposobem Dr. L. Krügera, podanym w „Über die Ausgleichung von bedingten Beobachtungen in 2 Gruppen“, 1905. (Publikacja Inst. Geod. w Potsdamie), wymagającym mniejszego nakładu pracy rachunkowej.

Przykład wyrównania sieci o znaczeniu lokalnym. Celem przeprowadzenia zdjęć (fotogrametrycznych) dookoła Morskiego Oka w Tatrach, zadożył autor w r. 1918 sieć czworoboczną, dokonując następujących pomiarów kierunkowych.

Stanowisko A		
	(sposrzedzenia)	(obliczenia)
(1)	0° 0' 0''	$\alpha_{1,2} = 49^\circ 15' 2'',5$
(2)	49 15 2,4	
(3)	128 13 47,5	$\alpha_{2,3} = 78 58 45,0$

Stanowisko B		
	(sposrzedzenia)	(obliczenia)
(4)	0° 0' 0''	$\alpha_{4,5} = 48^\circ 31' 2'',5$
(5)	48 31 2,5	
(6)	88 28 12,0	$\alpha_{5,6} = 39 57 9,5$

¹⁾ Do wzorów powyższych por. Weigel, Uwagi dotyczące sieci triangulacyjnych.

Stanowisko C				
(7)	(sposrzedzenia)			(obliczenia)
	0°	0'	0''	
(8)	12	33	7,5	$\alpha_{7,8} = 12^{\circ} 33' 7'',5$
(9)	124	25	30,0	$\alpha_{8,9} = 111^{\circ} 52' 22'',5$

Stanowisko D				
(10)	(sposrzedzenia)			(obliczenia)
	0°	0'	0''	
(11)	15	52	18,0	$\alpha_{10,11} = 15^{\circ} 52' 18'',0$
(12)	18	52	35,5	$\alpha_{11,12} = 3^{\circ} 15' 17'',5$

Nie chcąc mieć w 4. równaniu odchyłek 8 wyrazów, można przyjąć dowolny punkt czworoboku jako środkowy; najlepiej ten punkt, który leży poza polem największego trójkąta czworoboku; więc B, wtedy:

$$\frac{BC}{BD} \cdot \frac{BD}{BA} \cdot \frac{BA}{BC} = 1 = \frac{\sin(\alpha_{10,11} - \delta_{10} + \delta_{11}) \sin(\alpha_{1,3} - \delta_1 + \delta_3) \sin \alpha_{6,8} - \delta_7 + \delta_8}{\sin(\alpha_{7,9} - \delta_7 + \delta_9) \sin(\alpha_{11,12} - \delta_{11} + \delta_{12}) \sin \alpha_{2,3} - \delta_2 + \delta_3}$$

Spółczynniki i odchyłkę ω czwartego równ. odchyłek wyznaczamy ze schematu:

$$\log \sin \alpha_{1,3} = \log \sin 128^{\circ} 13' 47'',5 = 9,895165, \delta f_{1,3} = -1,7$$

$$\log \sin \alpha_{7,8} = \log \sin 12^{\circ} 33' 7'',5 = 9,337114, \delta f_{7,8} = +9,4$$

$$\log \sin \alpha_{10,11} = \log \sin 15^{\circ} 52' 18'',0 = 9,430211, \delta f_{10,11} = +7,6,$$

$$28,662490$$

$$\log \sin \alpha_{2,3} = \log \sin 78^{\circ} 58' 45'',0 = 9,991916, \delta f_{2,3} = +0,4$$

$$\log \sin \alpha_{7,9} = \log \sin 124^{\circ} 25' 30,0 = 9,916384, \delta f_{7,9} = -1,5$$

$$\log \sin \alpha_{11,12} = \log \sin 3^{\circ} 15' 18'',5 = 8,754177, \delta f_{11,12} = +37,0$$

$$28,662477$$

$$28,662490 - 28,662477 = +0,000013,$$

zatem $\omega_4 = +13,0$ (w jednostkach 6 miejsca log.), a 4. równanie odchyłki przybiera kształt:

$$+1,7 \delta_1 + 0,4 \delta_2 - 2,1 \delta_3 - 10,9 \delta_7 + 9,4 \delta_8 + 1,5 \delta_9 - 7,6 \delta_{10} + 44,6 \delta_{11} - 37,0 \delta_{12} + 13,0 = 0.$$

Schemat równań odchyłek:

δ	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	ω
a	-1	+1	.	.	+1	-1	+1	-1	.	.	-1	+1	+3,0
b	.	-1	+1	-1	+1	.	.	+1	-1	+1	-1	.	+7,0
c	-1	.	+1	-1	.	+1	-1	.	+1	-1	.	+1	+5,0
d	+1,7	+0,4	-2,1	.	.	.	-10,9	+9,4	+1,5	-7,6	+44,6	-37,0	+13,0

Równania korelat:

	k_1	k_2	k_3	k_4	ω	
	8,0	.	.	-103,2	+3,0	(=0)
	.	8,0	.	-46,8	+7,0	(=0)
	.	.	8,0	-20,8	+5,0	(=0)
	-103,2	-46,8	-20,8	+3632,8	+13,0	(=0)
Σ	-95,2	-38,8	-12,8	+3462,0	+28,0	(=0)

$$\text{Wedle wzoru (59): } k_4 = \frac{-92,65 - 13,0}{1973,66} = -0,05353,$$

$$k_1 = -\frac{1}{8}(103,2 \cdot 0,05353 + 3,0) = -1,06554,$$

$$k_2 = -\frac{1}{8}(46,8 \cdot 0,05353 + 7,0) = -1,18815,$$

$$k_3 = -\frac{1}{8}(20,8 \cdot 0,05353 + 5,0) = -0,76418.$$

Nakoniec obliczamy poprawki wedle wzoru (60):

$$\delta_1 = +1''{,}74, \quad \delta_4 = +1''{,}95, \quad \delta_7 = +0''{,}28, \quad \delta_{10} = -0''{,}02,$$

$$\delta_2 = +0,10, \quad \delta_5 = -2,25, \quad \delta_8 = -0,63, \quad \delta_{11} = -0,13,$$

$$\delta_3 = -1,84, \quad \delta_6 = +0,30, \quad \delta_9 = +0,34, \quad \delta_{12} = +0,15$$

i zestawiamy wyrównane kierunki i kąty:

Stanowisko A		
(1)	0° 0' 1''{,}74	$\alpha_{1,2} = 49^\circ 15' 0''{,}86$
(2)	49 15 2,60	
(3)	128 13 45,66	
		$\alpha_{2,3} = 78 58 43,06$

Stanowisko B		
(4)	0° 0' 1''{,}95	$\alpha_{4,5} = 48^\circ 30' 58''{,}30$
(5)	48 31 0,25	
(6)	88 28 12,30	
		$\alpha_{5,6} = 39 57 12,05$

Stanowisko C		
(7)	0° 0' 0''{,}28	$\alpha_{7,8} = 12^\circ 33' 6''{,}59$
(8)	12 33 6,87	
(9)	124 25 30,34	
		$\alpha_{8,9} = 111 52 23,47$

Stanowisko D		
(10)	359° 59' 59''{,}98	$\alpha_{10,11} = 15^\circ 37' 17''{,}89$
(11)	15 37 17,87	
(12)	18 52 35,65	
		$\alpha_{11,12} = 3 15 17,78$

Chcąc wyznaczyć błąd średni kierunku, wyznaczymy sumę $[\delta\delta]$ (dla kontroli) podwójnie, raz podnosząc powyżej zestawione δ do potęgi drugiej i sumując je, drugi raz obliczając tę sumę wzorem kontrolnym $[\delta\delta] = -[\omega k]$; przy pomocy pierwszego sposobu otrzymamy $[\delta\delta] = 16,033$, zaś $-\omega k = 16,031$ (zgodność wystarczająca). Zatem

$$\mu = \sqrt{\frac{16,033}{4}} = \pm 2''{,}02.$$

W sieci pomierzono bezpośrednio długość $AB = 92,06$ m; przyjmując bok ten jako bezbłędny, można obliczyć — przy pomocy wzoru na błąd średni funkcji spostrzeżeń wyrównanych (patrz „Rachunek wyrównawczy”, str. 134) — błąd średni dowolnego boku czworoboku, zatem bł. śr. boku AD :

$$\mu'_{AD} = \mu \sqrt{[FF] - \frac{[aF]^2}{[aa]} - \frac{[bF]^2}{[bb]} - \frac{[cF]^2}{[cc]} - \frac{[dF]^2}{[dd]}} = \mu \sqrt{[FF \cdot 4]},$$

przyczem, ze względu że $AD = AB \frac{\sin 48^\circ 30' 58''{,}30}{\sin 3^\circ 15' 17''{,}78} = 1214,64$ m, są wartości poszczególne

$$F_i = \frac{dF}{d l_i}:$$

$$F_1 = F_2 = F_3 = 0, \quad F_4 = -\frac{AD}{2''} \operatorname{ctg} \alpha_{4,5} = -0,0052,$$

$$F_5 = \frac{AD}{e''} \operatorname{ctg} \alpha_{4.5} = +0,0052, \quad F_6 = F_7 = F_8 = F_9 = F_{10} = 0,$$

$$F_{11} = \frac{AD}{e''} \operatorname{ctg} \alpha_{11.12} = +0,1036, \quad F_{12} = -\frac{AD}{e''} \operatorname{ctg} \alpha_{11.12} = -0,1036.$$

$$[FF] = 0,02152$$

$$-\frac{[aF]^2}{[aa]} = -0,00510$$

$$-\frac{[bF]^2}{[bb]} = -0,00109 \quad \left(\frac{[bF]^2}{[bb]} = \frac{[bF.1]^2}{[bb.1]}, \quad \frac{[cF]^2}{[cc]} = \frac{[cF.2]}{[cc.2]} \right)$$

$$-\frac{[cF]^2}{[cc]} = -0,00121$$

$$-\frac{[dF.3]^2}{[dd.3]} = -0,01291$$

$$[FF.4] = +0,00121. \quad \text{Zatem } \mu'_{AD} = 2,02 \sqrt{0,00121} = \pm 0,0703 \text{ m} = \pm 7,03 \text{ cm}.$$

Natomiast, jeśli się uwzględni, że błąd średni boku AB wynosi $\pm 0,9 \text{ cm}$ (błąd śr. z 8 pomiarów), $\frac{AD}{AB} = 13,194$ jest błąd średni boku AD powstały wskutek błędu pomiaru podstawy AB : $\mu''_{AD} = \pm 13,194 \times 0,9 \text{ cm} = \pm 11,83 \text{ cm}$; przeto całkowity błąd redni boku AD wynosi:

$$\mu_{AD} = \sqrt{\mu'^2_{AD} + \mu''^2_{AD}} = \sqrt{7,03^2 + 11,83^2} = \pm 13,76 \text{ cm}.$$

Wpływ błędów kątowych jest tu znacznie mniejszy od wpływu błędów długości.

III. Zdjęcia poligonowe.

Cel, zakładanie i utrwalenie punktów poligonowych. Dla zdejmowania szczegółów, które należy oznaczyć na planie, zakładamy punkty „poligonowe“ i odrzutujemy te szczegóły na proste, łączące punkty poligonowe, tj. na boki poligonów, albo na „pomiarowe“, proste łączące boki poligonów.

Poligony zakładamy *a*) między dwoma punktami trygonometrycznymi (przy rozmiarowaniu kraju i innych zdjęciach, opartych na sieciach triangulacyjnych), lub *b*) jako wieloboki zamknięte, powracające do punktu początkowego.

Kształt poligonów *a*) nie powinien odbiegać zbyt od kierunku prostego między punktami początkowym i końcowym, (więc kąty wierzchołkowe poligonów nie powinny się różnić zbyt od 180°), zaś poligony *b*) należy zakładać w grubym przybliżeniu jako wieloboki umiarowe.

Boki poligonu obierać mniej więcej jednakowo długie; najdłuższe do 300 m, najkrótsze nie mniej niż do 30 m. Boki bardzo długie i krótkie nie powinny sąsiadować z sobą. Także nie należy zmieniać zasadniczego kierunku poligonu w celu odrzutowania szczegółów na boki poligonu, a zdjęcia szczegółów najlepiej dokonać przy pomocy pomiarowych.

Punkty poligonowe staramy się tak zakładać, aby przy mierzeniu kątów t. zw. wierzchołkowych β był widoczny spód sygnałów (tyczek), ustawionych w obu punktach sąsiednich. W sprzeczności z tem stoi konieczność zakładania punktów poligonowych na miedzach i in. miejscach, które nie zawadzając nikomu nie będą łatwo uszkodzone. Gdy obie podane tu wskazówki wykluczają się wzajemnie, należy trzymać się ostatnio wymienionej; wówczas jednak musi figurant trzymać sygnał, brany na cel, z przymocowanym z boku pionem, przyczem przy odczytywaniu kąta w drugim położeniu lunety powinien obrócić sygnał tak, aby pion zwisał po drugiej stronie sygnału. Punkty poligonu zakładać na gruncie w sposób trwały (b. ważne).

Punkty poligonów ważniejszych utrwała się najpewniej, zakładając je także i pod ziemią (kamienie z wrytymi krzyżami, osadzone nad sobą osiowo,

lub dwie rury drenowe, wpuszczone częściowo jedna w drugą, wyjątkowo pale z drzewa twardego, owęglone (osmołowane) u dołu i zabezpieczone przed wyciągnięciem odpowiednimi poprzeczkami). W miastach i miejscach silnego ruchu jezdnego używane jako punkty podziemne rury żelazne, osadzone w blokach betonowych i założone poniżej kostek brukowych, a jako nazienne osobne czapki żelazne odejmowane przy użyciu osobnego klucza itp.

Należy sporządzić opis topograficzny, zawierający dokładny szkic z podaniem odległości punktów poligonowych od punktów i kierunków, dających się łatwo i bezsprzecznie odszukać na gruncie, tak, aby — w razie zniszczenia punktu poligonowego — można go było ściśle odtworzyć.

Poligony [a) i b)], występujące pojedynczo, naz. ciągami poligonowymi, zaś kombinacje kilku ciągów sieciami poligonowymi.

Przy zakładaniu punktów poligonowych należy sporządzić szkic sytuacyjny ciągu, wzgl. sieci poligonowych w skali 1:10000 (ew. 1:5000).

Pomiar i wyrównanie ciągu poligonowego. W Polsce obowiązują prócz „Przepisów pomiarowych“ M. R. P. w Warszawie (patrz uwaga na str. 409), odnoszących się do nowych zdjęć kraju, jeszcze w Małopolsce: „Instruktion zur Ausführung der trigonometrischen und polygonischen Vermessungen. . . .“ (Wiedeń, 1904), zaś w b. zaborze pruskim „Anweisung IX vom 25. Oktober 1881 für die trigonometrischen und polygonischen Arbeiten“ (Berlin, wyd. 2-gie, 1893).

Każdy bok mierzy się dwa razy, bacząc, aby różnica między wynikami obu pomiarów nie przenosiła (w metrach)

$$\Delta b \leq 0,0002 \sqrt{b^2 + 1000 b} \dots \dots \dots (1)$$

dla stosunków terenowych średnio trudnych; dla terenów łatwych należy obniżyć wartość Δb o 20%, zaś dla trudnych zwiększyć o 20%.

Wedle instrukcji austriackiej:

$$\Delta b \leq 0,00015 b + 0,005 \sqrt{b} + 0,015 \text{ (w metrach)} \dots \dots (2)$$

W terenie łatwym obniża się tę granicę o 25%, w trudnym powiększa o tę samą wielkość. Instrukcja pruska podaje następujące wartości Δb jako maksymalne:

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla terenu łatwego } \Delta b \leq 0,01 \sqrt{4 b + 0,0050 b^2} \\ \text{średniego } \Delta b \leq 0,01 \sqrt{6 b + 0,0075 b^2} \\ \text{trudnego } \Delta b \leq 0,01 \sqrt{8 b + 0,0100 b^2} \end{array} \right\} \dots \dots (3)$$

Pomiary długości boków uskutecznia się sprawdzoną taśmą stalową lub sprawdzonemi pięciometrowymi łatami (w miastach łatami wzdłuż sznura napiętego w kierunku boku). Boki o spadach powyżej 3% mierzymy metodą schodkową łatami, albo dzielimy na partje o jednostajnych spadach i mierzymy je bezpośrednio po terenie, redukując wyniki na poziom; dla przeprowadzenia redukcji mierzy się albo kąty nachylenia α poszczególnych partyj boku, lub przeprowadza pomiar ich wzniesień h (spadów). Aby otrzymać długość poziomą, należy od długości mierzonej odjąć w przypadku pierwszym $\Delta d = -2 d \sin^2 \frac{\alpha}{2}$, w drugim $\Delta d = -\frac{h^2}{2d}$.

Kąty wierzchołkowe poligonu mierzymy teodolitem, conajmniej raz w obu położeniach lunety; należy mierzyć kąty po lewej stronie ciągu. Ważne centryczne ustawianie przyrządu i sygnałów na punktach poligonowych.

Wyrównanie ciągu poligonowego założonego między dwoma punktami trygonometrycznymi. Po pomiarze $(n - 1)$ boków i n kątów (patrz fig. 97) ciągu przystępuje się do wyrównania kątów, a następnie spólrzędnych poszczególnych punktów poligonowych.

Azymuty pozorne $(a)_{A.C}$ i $(a)_{B.D}$ obliczamy wedle wzoru (1), str. 401; następnie obliczamy $(a)'$, przybliżone azymuty pozorne poszczególnych boków poligonu zatem:

$$(a)'_{1.2} = (a)_{A.C} + \beta_1, \quad (a)'_{2.3} = (a)'_{1.2} + \beta_2 \pm 180^\circ \text{ itd.},$$

wreszcie

$$(a)'_{B.C} = (a)'_{(n-1).n} + \beta_n \pm 180^\circ.$$

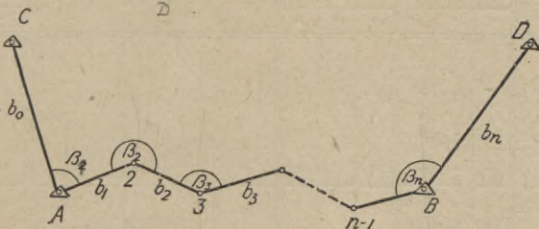


Fig. 97.

Różnica: $f_\beta = (a)'_{B.C} - (a)_{B.C}$ nie powinna przekraczać:

$$\left. \begin{array}{l} \text{wedle przepisów pomiarowych M. R. P. } 40'' \sqrt{n} \\ \text{dla warunków korzystnych } - 20\%, \text{ dla niekorzystnych } + 20\% \\ \text{wedle przepisów austriackich } \dots \dots 75'' \sqrt{n} \\ \text{(dla wyjątkowo niekorzystnych warunków } + 50\%) \\ \text{wedle przepisów pruskich } \dots \dots 1,5' \sqrt{n} \end{array} \right\} \dots (4)$$

Odchyłkę rozdziela się na poszczególne kąty

1. równomiernie, gdy

$$b_{\max.} : b_{\min.} \leq 4; \text{ wtedy } \delta \beta_1 = \dots = \delta \beta_n = \frac{1}{n} f_\beta \dots (5)$$

2. proporcjonalnie do sumy odwrotności długości boków poszczególnych kątów, gdy $b_{\max.} : b_{\min.} > 4$; wtedy

$$\delta \beta_1 = f_\beta \frac{\frac{1000}{b_0} = \frac{1000}{b_y}}{\sum \frac{1000}{b_h} + \frac{1000}{b_i}}, \quad \delta \beta_2 = f_\beta \frac{\frac{1000}{b_1} + \frac{1000}{b_2}}{\sum \frac{1000}{b_h} + \frac{1000}{b_i}} \dots (5^*)$$

przyczem h, i przybierają wartości od 0,1 do $(n-1), n$.

Po wyrównaniu kątów, mając do dyspozycji azymuty wyrównane $(a)_{h.i}$, obliczamy spórzędne przybliżone wszystkich punktów poligonu aż do B włącznie, wedle wzoru:

$$x'_i = x'_h + b_{h.i} \cos(a)_{h.i}, \quad y'_i = y'_h + b_{h.i} \sin(a)_{h.i}.$$

Następnie wyznaczamy:

$$\text{tg}(a) = \frac{y_B - y_A}{x_B - x_A}, \quad \text{tg}(a)' = \frac{y'_B - y_A}{x'_B - x_A}, \text{ oraz } \dots (6)$$

$$L = \frac{y_B - y_A}{\sin(a)} = \frac{x_B - x_A}{\cos(a)}, \quad L' = \frac{y'_B - y_A}{\sin(a)'} = \frac{x'_B - x_A}{\cos(a)'} \dots (6^*)$$

Wedle przepisów polskich M. R. P., oraz austriackich powinno być

$$(a) - (a)' \leq \frac{2([\bar{b}] + 100)}{L} \text{ (w minutach)} \dots (7)$$

różnica długości $L - L'$ ma być wedle przepisów polskich $\leq 0,008 \sqrt{[\bar{b}] + 0,04}$,
wedle austr. $\leq 0,012 \sqrt{[\bar{b}] + 0,06}$ (w metrach) $\dots (8)$

α) o ile $(a) - (a)' < 1'$, na poprawieniu rzutów boków na osie x -ów i y -ów, tj.

$$\left. \begin{array}{l} x_i - x_h, \quad y_i - y_h \\ \text{o wielkości } f_x \frac{b_h}{[b]}, \quad f_y \frac{b_h}{[b]} \end{array} \right\} \dots \dots \dots (11)$$

(np. $x_3 - x_2$ i $y_3 - y_2$ należy poprawić o $f_x \frac{b_2}{[b]}$, $f_y \frac{b_2}{[b]}$);

β) o ile $(a) - (a)' > 1'$ (instr. polska), wzgl., o ile różnica $(a) - (a)'$ jest zawarta między $60''$ a $90''$ (instr. austr.), na poprawieniu rzutów boków na osie x -ów i y -ów

$$\text{o wielkości: } f_x \frac{z_i b_i}{[z b]}, \quad f_y \frac{z_i b_i}{[z b]} \dots \dots \dots (11^*)$$

przyczem dla boku i -tego $z_i = i(n - i)$, zaś, o ile $n > 7$, są wszystkie z z wyjątkiem dwu początkowych i dwu końcowych, sobie równe

(np. dla $n = 5$, wynosi $z_1 = z_4 = 1(5 - 1) = 4$, $z_2 = z_3 = 2(5 - 2) = 6$);

γ) wedle instrukcji austr., o ile $(a) - (a)' > 90''$,

przeprowadza się wyrównanie spólrzędnych wykreślnie wedle sposobu tam podanego.

Po wyrównaniu rzutów poszczególnych boków na obie osie spólrzędnych otrzymujemy spólrzędne wyrównane x i y wszystkich punktów przez dodawanie poszczególnych Δx , wzgl. Δy do x_A i y_A ; po dodaniu ostatnich Δx i Δy musimy otrzymać spólrzędne x_B i y_B .

Przykład: patrz tablica 8.

Wyrównanie ciągu zamkniętego. O ile pomierzono kąty zewnętrzne poligonu, wyznaczamy odchyłkę kątową f_β z warunku:

$$f_\beta = [\beta z] - (n + 2) 180^\circ \dots \dots \dots (12)$$

w przypadku pomierzenia kątów wewnętrznych poligonu z warunku:

$$f_\beta = [\beta w] - (n - 2) 180^\circ \dots \dots \dots (12^*)$$

Graniczne wartości f_β i rozdział tej odchyłki na poszczególne kąty przeprowadza się jak poprzednio (por. str. 425 i 426).

Przed wyrównaniem spólrzędnych stwierdzamy, czy wartość $f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2}$ nie przekracza dozwolonej granicy, a więc wedle instrukcji polskiej $0,008 \sqrt{[b]} + 0,04$, zaś austr. $0,012 \sqrt{[b]} + 0,06$; dalszy tok wyrównania, jak wyżej. W ten sam sposób przeprowadza się wyrównanie poligonu, opartego na dwu punktach stałych, a odbiegającego znacznie od kierunku zasadniczego.

Punkty węzłowe. Poligony krzyżujące się ze sobą należy przeprowadzić przez punkt wspólny obu ciągów, t. zw. węzłowy W (patrz fig. 98).

Wyrównanie takich poligonów przeprowadza się w sposób następujący:

Przy pomocy azymutów obliczonych ze spólrzędnych punktów I, I', II, II', III, III' i pomierzonych kątów β obliczamy azymut pozorny dowolnego boku, wychodzącego z punktów W , np. WM ; wyrównany azymut tego kierunku otrzymujemy z wzoru

$$(a)_{WM} = \frac{p_1 (a)'_{WM} + p_2 (a)''_{WM} + p_3 (a)'''_{WM}}{[p]} \dots \dots \dots (13)$$

przyczem $p_i = \frac{10}{n_i}$, zatem w naszym przypadku

$$p_1 = \frac{10}{5} = 2, \quad p_2 = \frac{10}{3} = 3,3, \quad p_3 = \frac{10}{6} = 1,7 \quad \dots \quad (14)$$

Po ustaleniu azymutu (a)_{W.M} wyrównujemy kąty w poszczególnych poligonach jak wyżej, badając, czy poszczególne f_β nie są przekroczone.

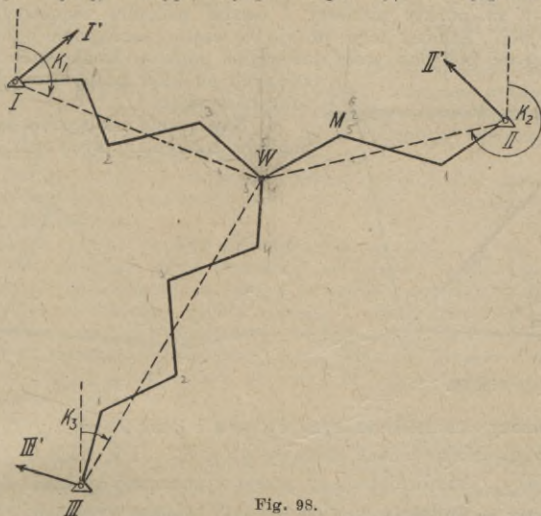


Fig. 98.

Następnie obliczamy na podstawie wyrównanych azymutów i mierzonych boków współrzędne x i y punktu W ; wychodząc z punktów I , II , III , otrzymamy:

$$\left. \begin{aligned} x_w &= \frac{p'_x x'_w + p''_x x''_w + p'''_x x'''_w}{[p_x]} \\ y_w &= \frac{p'_y y'_w + p''_y y''_w + p'''_y y'''_w}{[p_y]}, \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (15)$$

$$\text{przyczem } p_x^{(i)} = \frac{5000}{[b](1 + \cos^2 K_i)}, \quad p_y^{(i)} = \frac{5000}{[b](1 + \cos^2 K_i)} \quad \dots \quad (16)$$

(Azymuty kierunków $K_{I.W}$, $K_{II.W}$, $K_{III.W}$ wystarczy wyznaczyć w stopniach.)

Mając współrzędne wyrównane punktu węzłowego, przeprowadzamy wyrównanie poszczególnych ciągów, jak wyżej, o ile wartości graniczne odchyłek nie są za wielkie (por. wzory (7), (8) i (9)).

Punkty węzłowe są szczególnie ważne, gdy nie oparto zdjęć na sieci triangulacyjnej (np. przy zdjęciach parcelacyjnych mniejszych obszarów).

Jeden z punktów, w którym schodzi się kilka ciągów, t. zn. węzłowy, obierany za początek układu, zaś kierunek dowolnego boku (poprowadzonego z tegoż punktu) za oś ($+x$). Obliczając kolejno azymuty przybliżone boków ciągów, poprowadzonych z początku układu, otrzymujemy na azymut pozorny dowolnego kierunku wychodzącego z drugiego punktu węzłowego tyle wartości, ilu ciągami zdążyliśmy z punktu węzłowego pierwszego. Azymut wyrównany (kierunku obranego) wyznaczamy wedle wzoru (13) z wagami

urobionemi wedle wzoru (14). Po wyrównaniu kątów i azymutów poszczególnych kątów obliczymy spólrzędne wyrównane punktu węzłowego drugiego wzoru (15); wagi są odwrotnie proporcjonalne do długości ciągów $p = \frac{5000}{[b]}$.

Nawiązanie poligonu do punktów niedostępnych. Ciągi niezamknięte, nie poprowadzone z punktów triangulacyjnych, należy nawiązać do punktów sieci triangulacyjnych przy pomocy wcinania wstecz, zagadnienia Hansena itp.; t. zn. punkty pierwszy i ostatni poligonu włączamy do sieci triangulacyjnej. Zamiast tego stosuje się często, szczególnie o ile chcemy skrócić długość poligonu przez nawiązanie punktów środkowych do niedostępnych punktów triangulacyjnych, sposoby następujące:

a) Nawiązanie uskutecznia się do dwu punktów triangulacyjnych (por. fig. 99).

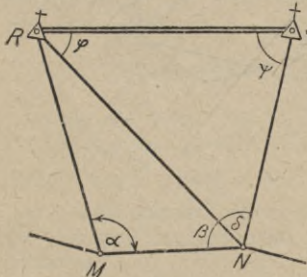


Fig. 99.

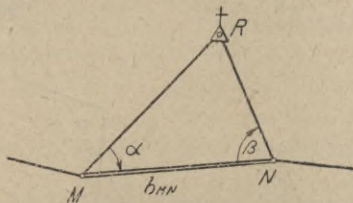


Fig. 100.

Przy pomocy elementów znanych $b_{M,N}$, α i β rozwiązujemy $\triangle M.R.N$, a dalej uwzględniając znane elementy $b_{R,S}$, $b_{R,N}$ i δ , także i $\triangle N.R.S$. Ponieważ $(a)_{R,S}$ jest również znany, przeto wyznaczamy spólrzędne punktu N i azymut $(a)_{N,R}$, uważając te wielkości przy dalszem wyrównaniu ciągu tak, jakby pochodziły z triangulacji.

b) Gdy tylko jeden punkt triangulacyjny może być użyty do nawiązania (fig. 100), rozwiązujemy powstały w ten sposób trójkąt $M.R.N$ przy pomocy znanych elementów $b_{M,N}$, α i β .

Wyrównanie kątów przeprowadzamy w poligonie tak, jakby punktu R nie było, natomiast znając $b_{N,R}$ i $(a)_{R,N}$ wyrównujemy spólrzędne poligonu od początku do punktu R i od końca do punktu R osobno. O ile punkt N jest punktem węzłowym, obliczamy $(a)_{N,R}$ jako średnią wedle wzoru (13).

Sieci poligonowe. Przy zdjęciach większych obszarów łączą się poszczególne ciągi ze sobą w sieci poligonowe. W nich wyrównujemy najpierw poligony główne, tj. zbaczające niewiele od kierunku, łączącego punkt początkowy z końcowym, lub zdążające w kierunku, małe co różnym od prostego, do punktów węzłowych. Następnie przychodzi kolej na ciągi poboczne, których wyrównanie opiera się na punktach ciągów głównych. W ten sposób można zawsze przeprowadzić podział na poligony I-rzędne, II-rzędne, III-rzędne itd. (np. przy zdjęciach miast).

To samo postępowanie można zastosować do sieci poligonowych, założonych bez punktów trygonometrycznych. O ile sieci są zawile, rozpoczyna się obliczenie od punktu (i kierunku), leżącego w środku sieci, obiera pewne punkty jako węzłowe, i dzieli ciągi na I-rzędne, II-rzędne itd.

Pomiarowe są to proste, łączące boki ciągów poligonu, wzgl. poligonów, których punkty ich początkowe i końcowe, punkty łączne (pomiarowe), mogą spadać z punktami trygonometrycznymi lub poligonowymi.

Główne (I-rzędne) pomiarowe mogą opierać się bezpośrednio na bokach poligonów, pomiarowe poboczne (II-, III-rzędne itd.) nawiązujemy do pomiaro-

wych rzędu o jeden stopień niższego. Pomiarowe należy przeprowadzać jak najbliżej wspomnianych punktów; im owe punkty są ważniejsze, tem bliżej nich zakładamy pomiarowe (rzędne punktów granicznych parcel nie powinny przekraczać 2 m, granic kultur 5 m). Rzędne punktów najpodrzedniejszych nie powinny przekraczać w terenie płaskim 40 m, a w pochylm 30 m. Linij pomiarowych nie przedłużamy z reguły poza jej końce (boki poligonu) ponad $\frac{1}{4}$ jej długości; gdyby to jednak okazało się konieczne, należy ustalić położenie takiego punktu dowolną inną miarą kontrolną. Długości budynków, parcel itp. linij prostych mierzy się dla kontroli osobno; również przedłuża się kierunki parcel, leżących blisko pomiarowych do przecięcia się z nimi i mierzy tak powstałe odcinki. (Por. „Przepisy pomiarowe“.) Ustalenie położenia pomiarowych przeprowadzamy, mierząc odstępów punktów łącznych od obu punktów wierzchołkowych poligonowych; o ile pomiarowa ma być użytą do wytyczenia pewnego projektu, należy pomierzyć ponadto i kąty zawarte między nią a bokami poligonu.

Szkic polowy musi być wykonany bardzo starannie i zawierać wszystkie daty, potrzebne do wspomnianego celu. Szczegóły wykonania szkicu polowego, por. Miernictwo I.

W praktyce używa się dwu sposobów szkicowania:

a) Sposób, zalecony przez instrukcje pomiarowe; szkice sporządza się blokami (partjami), które można łączyć w całość, zestawiając odnośne bloki obok siebie. Skala szkiców: grunty wiejskie 1 : 1000, miejskie 1 : 500, wzgl. 1 : 250. Postępowanie to wymaga poprzedniego zdjęcia boków i kątów poligonów, co nie zawsze jest korzystne, szczególnie gdy inżynier nie dysponuje dostateczną ilością wyszkolonych pomocników. Sposób ten dostarcza kontroli zdjęcia szczegółów w polu.

b) Sposób drugi używany bardzo często: sporządza się osobne szkice dla każdego boku poligonu w takiej skali (w grubem przybliżeniu), aby wszystkie szczegóły i miary były na szkicu wyraźnie uwidocznione. Z takich szkiców może kilku rysowników nanosić równocześnie na planie szczegóły, znajdujące się na osobnych rysunkach, przez co można plan wykończyć prędzej.

IV. Trygonometryczny pomiar wysokości.

Przeprowadzenie pomiaru na niewielkie odległości (najwyżej kilkaset metrów).

a) Wyznaczywszy w sposób bezpośredni lub pośredni (przy pomocy triangulacji) odległość d (poziomą punktu P od przyrządu w p. A (fig. 101),

obliczamy h z wzoru

$$h = d \operatorname{tang} \alpha \dots (1)$$

(wys. h może być tu dodatnia lub ujemna, zależnie od kąta α).

b) Sposób drugi, używany, gdy wysokość h jest dodatnia. Na prostej, przechodzącej przez P obieramy dwa stanowiska A i B , mierzymy ich odległość poziomą b i kąty α , β i α_2 (fig. 102). Wtedy:

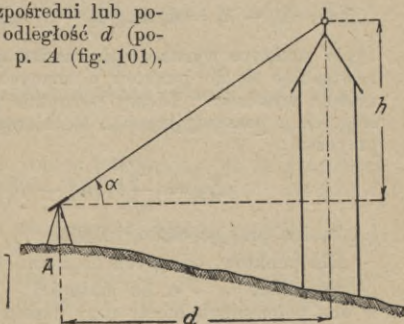


Fig 101.

$$h = b \frac{\sin (\alpha_2 + \beta)}{\sin (\alpha_1 - \alpha_2)} \frac{\sin \alpha_1}{\cos \beta} \dots (2)$$

$$d = b \frac{\sin (\alpha_2 + \beta)}{\sin (\alpha_1 - \alpha_2)} \frac{\cos \alpha_1}{\cos \beta} \dots (3)$$

zaś:

Pomiary wysokości na odległości większe niż kilkaset metrów por. str. 431; długości d są znane prawie wyłącznie z triangulacji (wyjątkowo odczytuje się je na mapie). Uwzględniając wpływ zakrzywienia ziemi i refrakcji, otrzymujemy na wysokość h wzór:

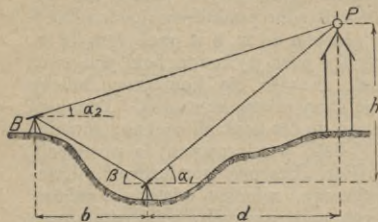


Fig. 102.

$$h = d \operatorname{tang} \alpha + (1 - k) \frac{d^2}{2R} \quad (4)$$

R oznacza promień krzywizny, zmienny z szerokością geograficzną i azymutem kierunku AP (por. fig. 101); w praktyce wystarczy przyjąć dla nawet dość znacznych obszarów promień średni krzywizny dla pewnej średniej szerokości geograficznej, dla Polski np. R dla $\varphi = 50^\circ$. Natomiast wartość współczynnika k średnio 0,13, jednak dość zmienna w ciągu dnia. Wedle Jordana, Handb. d. Vermessungskunde (1914), str. 10–12, wynoszą t. zw. poprawki ze względu na zakrzywienie ziemi i refrakcję tj. drugi człon wzoru (4).

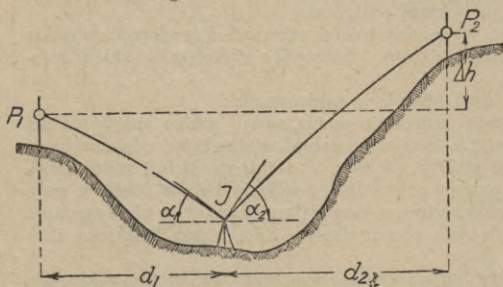


Fig. 103.

$d = 500, 1000, 1500, 2000, 2500, 3000, 3500, 4000, 4500, 5000$ m
 $0,017, 0,068, 0,153, 0,273, 0,43, 0,61, 0,84, 1,09, 1,38, 1,70$ m.

Dla zmniejszenia ujemnego wpływu współczynnika k na dokładność pomiaru ustawiamy się z przyrządem między punktami P_1 i P_2 , z których jeden, np. P_1 jest o wysokości znanej, aby odległości d_1 i d_2 były mniej więcej równe (patrz fig. 103.) Wówczas różnica wysokości

$$\Delta h = h_2 - h_1 = d_2 \operatorname{tang} \alpha_2 - d_1 \operatorname{tang} \alpha_1 + \frac{d_2^2 - d_1^2}{2R} (1 - k) \dots (5)$$

W praktyce wyznacza się czasem więcej punktów z jednego stanowiska, nawiązując się do punktów o znanych wysokościach. Powstają tedy sieci „różnic wysokości”. Liczby odwrotnie proporcjonalne do kwadratów błędów średnich μ poszczególnych Δh , obieramy jako wagi poszczególnych różnic, przyczem:

$$\mu_{\Delta h}^2 = \left(\frac{\mu''}{\mu'''} \right)^2 (d_1^2 + d_2^2) + \left(\frac{d_2^2 - d_1^2}{2R} \right)^2 \mu_k^2 \dots (6)$$

(μ_k można przyjąć około $\pm 0,03$).

Dla punktów, odległych do 5 km, wynosi μ około $\pm 0,1$ m.

Aby błąd μ_α — o ile możności — zredukować, należy mierzyć kąt α w obu położeniach lunety przy użyciu libeli koła pionowego, której bańka musi się znajdować podczas pomiaru w punkcie zerowym.

Przyjmując, że koło pionowe podaje kąty wysokości i że jest liczbowane od 0° do 360° , otrzymujemy kąt wysokości, oznaczając: odczyty w położeniu pierwszym I, w położeniu drugim II, wedle wzoru:

$$\alpha = 90^\circ - \frac{II - I}{2} \dots (7)$$

(Oczywiście, że $H = \frac{H_1 + H_2}{2}$ należy wstawić w *km*.)

Wartości stałej *A* dla $\varphi = 48^\circ, 49^\circ$ i 50° i średn. wysokości od 250 do 1500 *m*, wzgl. 2000 *m*, tj. dla okolic górzystych w Polsce, podane są w tablicy 9.

Tablica 9.

Wartości stałej <i>A</i>					
<i>S</i>	<i>H</i> w <i>km</i>				
	0,25	0,5	1,0	1,5	2,0
48°	18427,8	18429,2	18432,1	18435,0	—
49°	18426,1	18427,5	18430,4	18433,3	18436,2
50°	18424,3	18425,8	18428,7	18431,5	—

Przykład.

$\varphi_1 = 50,2^\circ$, $p_1 = 737,25$ *mm*, $t_1 = 19,7^\circ$ (stacja dolna) $H = \infty 0,5$ *km*.
 $\varphi_2 = 48,2^\circ$, $p_2 = 713,65$ *mm*, $t_2 = 19,3^\circ$ (stacja górna)

$$\varphi = \frac{1}{2} (\varphi_1 + \varphi_2) = 50,0^\circ, \quad t = \frac{1}{2} (t_1 + t_2) = 19,5^\circ.$$

Wedle tablicy (9) dla $\varphi = 50^\circ$ i $H = 0,5$ *km* stała $A = 18425,8$; zatem ze względu, że $\log \frac{p_1}{p_2} = 2,867614 - 2,853485 = 0,014129$, a $1 + 0,004 \cdot 19,5 = 1,078$, otrzymamy:

$$\begin{aligned} \log A &= 4,265426 \\ \log \left(\log \frac{p_1}{p_2} \right) &= 0,150111 - 2 & h &= 280,64 \text{ m, okrągło } 280,6 \text{ m.} \\ \log (1 + 0,004t) &= 0,032619 \\ \log h &= 2,448156 \end{aligned}$$

Wychodząc z nieco innych założeń (przyjmując średnią wartość $\frac{e}{\mu} = \frac{1}{100}$, $\varphi = 50^\circ$, $H = 0,5$ *km*), ustawił Jordan formułę dla Niemiec, dobrą dla niezbyt wysokich okolic Polski:

$$h = 18464 \log \frac{p_1}{p_2} (1 + 0,003665 t) \dots \dots \dots (5)$$

Licząc wedle wzoru (5), otrzymamy w powyższym przykładzie $h = 279,78$ *m*, okrągło 279,8 *m*; różnica między obu obliczeniami wynosi okrągło 1 *m*; jest zatem niewielka w stosunku do błędów pomiaru (por. niżej).

Użycie wzorów (3) i (5) można sobie ułatwić rachując:

- przy pomocy przybliżonych wzniesień nad poziomem morza,
- " " " " stopni barometrycznych".

a) Sposób ten, wprowadzony przez Radan i Rühlmanna, polega na wprowadzeniu do wzorów kształtu (3) lub (5) pewnego zasadniczego stanu ciśnienia, względem którego obliczamy przybliżone wysokości obu stacyj nad poziomem morza; różnicę obu wysokości daje *h*. I tak dla wz. (5) wedle Jordana:

$$\left. \begin{aligned} h_1 &= 18464 \log \frac{762}{p_1} (1 + 0,003665 t) \\ h_2 &= 18464 \log \frac{762}{p_2} (1 + 0,003665 t) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (6)$$

$$h = h_2 - h_1 = 18464 \log \frac{p_1}{p_2} (1 + 0,003665 t)$$

Wartości h_1 i h_2 można odszukać w tablicach Jordana¹⁾, ułożonych wedle powyższej formuły dla argumentów t i p .

Dla powyżej przytoczonego przykładu: $h_1 = 283,9$ m, $h_2 = 563,8$ m, zatem $h = 563,8 - 283,9 = 279,9$ m.

b) Stopnie barometryczne wprowadził Babinet. Kładąc

$$\log \frac{p_1}{p_2} = \infty 2 \mu \frac{p_1 - p_2}{p_1 + p_2} = 2 \cdot 0,43429 \frac{p_1 - p_2}{p_1 + p_2} \dots \dots (7)$$

(z opuszczeniem wyrazów rzędów wyższych), przekształcamy wzór (3) na:

$$h = \frac{A' \cdot 0,43429}{p} (1 + 0,004 t) (p_1 - p_2) = \Delta h (p_1 - p_2) \dots \dots (8)$$

zaś wzór (5) na:

$$h = \frac{18464 \cdot 0,43429}{p} (1 + 0,003665 t) (p_1 - p_2) = \left. \begin{aligned} & \dots \dots (9) \\ & = \frac{8019}{p} (1 + 0,003665 t) (p_1 - p_2) = (\Delta h)_y (p_1 - p_2) \end{aligned} \right\}$$

przyczem $p = \frac{1}{2} (p_1 + p_2)$, $t = \frac{1}{2} (t_1 + t_2)$;

Δh wzgl. $(\Delta h)_y$ nazywamy stopniem barometrycznym (na różnicę ciśnienia 1 mm).

Wartości $(\Delta h)_y$ znajdujemy w zacytowanych poprzednio tablicach barometrycznych Jordana dla argumentów t i p .

Dla wartości, podanych poprzednio, otrzymamy dla

$$p = \frac{1}{2} (737,25 + 713,65) = 725,45 \text{ mm} \text{ i } t = \frac{1}{2} (19,7^\circ + 19,3^\circ) = 19,5^\circ,$$

przy pomocy interpolacji między odpowiednimi wartościami tablic, $(\Delta h)_y = 11,85$ m; ponieważ $p_1 - p_2 = 23,6$ mm, przeto

$$h = 11,85 \cdot 23,6 = 279,7 \text{ m.}$$

Przyrządy. Używane są prawie wyłącznie barometry metalowe czyli aneroidy, wyjątkowo barometry rtęciowe (jako bazy „stacyjne“).

Stan odczytany na aneroidzie A należy uzupełnić następującymi poprawkami:

$$\left. \begin{aligned} a & \quad (\text{poprawką stałą}) \\ b \cdot t_A & \quad (\text{poprawką ze wzgl. na temperaturę aneroidu } t_A) \\ c \cdot (760 - A) & \quad (\text{poprawką ze wzgl. na błędy mechanizmu i podziałki aneroidu}) \\ \text{wzgl. poprawkami rzędu 2-go:} \\ d \cdot t_A^2 & \\ e \cdot (760 - A)^2 & \\ f_A \cdot t \cdot (760 - A) & \quad (\text{poprawka ostatnia jest zazwyczaj tak mała, że odpada nawet przy bardzo dokładnych pomiarach}) \end{aligned} \right\} \dots \dots (10)$$

a, b, c, d, e, f są wielkościami stałymi.

¹⁾ Jordan, Barometrische Höhentafeln, Stuttgart 1879, lub wyd. II., Stuttgart 1886; Jordan, Barometrische Höhentafeln für Tiefland und für große Höhen, Hannover, He-wing, 1896.

Po uwzględnieniu powyższych poprawek B_0 , tj. odczyt na barometrze rtęciowym z uwzględnieniem redukcji na 0°C przedstawi się w postaci:

$$B_0 = A + a + b \cdot t_A + c(760 - A) + \underbrace{d \cdot t_A^2 + e(760 - A)^2}_{\text{...}} \quad (11)$$

Dwa ostatnie wyrażenia są zw. niewielkie, tak, że z reguły ograniczamy się tylko do trzech poprawek.

Stałe aneroidu ulegają, o ile przyrząd jest jeszcze stosunkowo niedawno sporządzony, pewnym zmianom; najłatwiej stała a , którą jednak łatwo wyznaczyć znając wartości reszty stałych przez porównanie z B_0 , stanem barometru rtęciowego, zredukowanym na 0°C . Celem wyznaczenia stałych wykonywa się szereg sprostżeń przy różnych stanach temperatury przyrządu t_A , oraz różnych odczytach A , tj. różnym ciśnieniu, porównując równocześnie wyniki z odpowiednimi stanami barom. B_0 . W praktyce spotykamy aneroidy systemu Naudeta, Bohnego, oraz kompensacyjny Goldschmida (Usteri-Reinach w Zurychu).

Drugim przyrządem, uż. rzadko jako przyrząd stacyjny, tj. pozostający stale na jednym i tem samym miejscu, i służącym do porównywania stanów z aneroidami, używanymi do badania ciśnienia poza obrębem stacji, jest barometr rtęciowy.

Poprawki dla barometrów rtęciowych dotyczą temperatury rtęci i podziałki (redukcja na 0°C), która wynosi dla skali mosiężnej i temperatury normalnej 0°C : $-0,000162 B t_B$ (B odczyt na barometrze, t_B temperatura przyrządu w chwili odczytu), poprawki ze względu na siłę ciężkości: $-B(0,000314 + 0,002644 \cos 2\varphi)$ i pewnej poprawki stałej, wywołanej działaniem sił włoskowatych w rurce barometru, i nieodpowiedniem umieszczeniem skali odczytywanej, którą można skonstatować porównując odczyty z barometrem normalnym lub przyrządem do mierzenia ciśnienia powietrza przy pomocy temperatury wrzenia. Najważniejsze i bezwarunkowo konieczne do uwzględnienia są: pierwsza i ostatnia.

Temperaturę powietrza t mierzymy przy pomocy termometru wirującego, zawieszonoego jednym końcem na silnym sznurku około 20 cm długim, konstatując jego stan po dokonaniu nim 50—100 szybkich obrotów.

Metody pomiarów i obliczenie wysokości. *a)* Metoda interpolacyjna nadaje się szczególnie w przypadkach, gdy na terenie znajduje się dość znaczna liczba punktów o znanych wysokościach. Przeprowadzamy ciągi barometryczne między powyższymi punktami, wyznaczając wysokości punktów pośrednich. Jeżeli (A) i (B) są punktami o znanych wysokościach, rozpoczynamy pomiar na jednym z nich, np. (A), odczytując na nim stan aneroidu A , temperaturę przyrządu t_A , temperaturę powietrza t przy pomocy termometru wirującego (około 50—100 obrotów), oraz czas pomiaru. Tak samo postępujemy na każdym następnym punkcie, nie wyłączając ostatniego (B), tj. punktu nawiązania. Następnie obliczamy przy pomocy jednej z formuł, podanych na str. 433 (przybliżonych), albo wysokości poszczególnych $H'_A, H'_1, H'_2, \dots, H'_B$, a z nich wzniesienia (różnice wysokości $h'_{A,1}, h'_{1,2}, \dots, h'_{n,B}$, albo wprost wzniesienia $h'_{A,1}, h'_{1,2}, \dots, h'_{n,B}$, zależnie od użytej formuły. Suma $\Sigma h'$ powinna równać się różnicy wysokości punktów nawiązania, tj. $H_B - H_A$. Ewentualną odchyłkę rozdzielamy na poszczególne h' proporcjonalnie do czasu. Wysokości punktów pośrednich uzyskujemy dodając do H_A wyrównane wzniesienia $h_{A,1}, h_{A,2} = h_{A,1} + h_{1,2}$ itd. Dokładność pomiaru zwiększa się przez użycie dwu aneroidów i równoczesne ich odczytywanie na bezpośrednio po sobie następujących punktach; (aneroidy muszą być ze sobą porównane na początku i końcu pomiaru i ewentualna różnica uwzględniona przez poprawienie odpowiednie poprawki stałej a jednego aneroidu).

b) Pomiar z użyciem przyrządu stacyjnego nadaje się, jeżeli na obszarze zdjęcia jest niewiele punktów nawiązania.

Mniej więcej w średniej wysokości punktów obszaru zdjęcia ustawiamy w dogodnym punkcie przyrząd stacyjny (barometr rtęciowy lub aneroid). Punkt ten, t. zw. stacja, może znajdować się i wewnątrz budynku, co jest szczególnie wskazane przy użyciu barometru rtęciowego; wysokość tego punktu P_0 nie wchodzi zupełnie w grę.

Po porównaniu stanów przyrządu stacyjnego z przyrządem polowym, którym może być tylko aneroid, uzgadnia się stany obu przyrządów przez uwzględnienie odp. poprawki stałej a aneroidu polowego. Jeden obserwator spostrzega w stałych odstępach czasu (co 15—20 min.) stan przyrządu stacyjnego, zatem B i t_B , wzgl. A_s i t_{A_s} , i temperatury powietrza t , zapisując te daty w odpowiednich rubrykach.

Z dat tych oblicza się następnie B_0 dla poprzednio wspomnianych momentów obserwacji, wzgl. można przy pomocy interpolacji (rachunkowej lub wykresowej) wyznaczyć B_0 na stacji w dowolnym momencie czasu podczas trwania pomiarów.

Obserwator drugi mierzy tymczasem na każdym punkcie, wchodzącym w rachubę, temperaturę powietrza, oraz konstatuje czas obserwacji i stan aneroidu A wraz z temperaturą przyrządu t_A , przyczem nawiązuje się przynajmniej do jednego punktu o znanej wysokości. Po ukończonym pomiarze na stacji ponownie porównuje się odczyty na przyrządach. Różnicę w odczytach albo rozdziela się proporcjonalnie do czasu, albo zmienia poprawkę a aneroidu polowego na średnią z wartości na początku i końcu pomiaru. Przy różnicach większych pomiar powtórzyć. Wreszcie obliczamy dla każdego punktu B_0 , a porównyując w odpowiednim czasie B_0 na stacji, wyznaczamy ostatecznie wzniesienia poszczególnych punktów względem stacji i wzniesienia poszczególnych punktów ponad punkt nawiązania.

O ile nawiązano pomiary do kilku punktów o znanej wysokości, należy poszczególne wzniesienia wyrównać jako sieć różnic wysokości (tak, jak sieć niwelacyjną).

Dokładność wyznaczenia wzniesień aneroidami wynosi przy niezbyt wielkich różnicach obu stacyj (do około 200 m) średnio: 1,6—2 m.

VI. Tyczenie tras.

Uwagi wstępne. Usytuowanie trasy w terenie. Trasą nazywamy oś projektu budowy inżynierskiej, wytyczoną na gruncie. W sytuacji (rzucie poziomym) przedstawia się oś projektu w postaci prostych i krzywych (zw. łuków kołowych).

Przed szczegółowym wytyczeniem trasy należy ją odpowiednio usytuować na gruncie. W tym celu wybieramy na planie pewną liczbę punktów poligonu osiowego, w szczególności punkty wierzchołkowe tegoż poligonu i staramy się je odnaleźć na gruncie.

Najlepiej sporządzić przed wyjściem w pole szkic z oznaczeniem kierunków i długości (zamierzonych na planie oryginalnym), przy pomocy których odszukuje się wspomniane punkty w polu. Jako punkty i kierunki orientacyjne służą punkty i kierunki poligonów, założonych poprzednio dla zdjęcia terenu, a jeżeli (z powodu łatwości terenu) nie przeprowadzano pomiarów, lecz użyto dla projektu istniejących planów sytuacyjnych (np. katastralnych), punkty i kierunki, zaznaczone na planach, a dające się łatwo odszukać na gruncie (punkty załomów miedz, dróg itp.).

W ten sposób otrzymane na gruncie punkty oznaczają się tyczkami mierzniemi i — po wyrównaniu kierunków (na oko) z powodu drobnych niezgodności — wytycza każdy bok poligonu osiowego.

Wytyczenie przeprowadzamy, o ile boki są niedługie, a niema przeszkód, — z punktów wierzchołkowych, w innych przypadkach zw. z punktów, leżących w pośrodku boków; punkty wierzchołkowe otrzymuje się wówczas na przecięciu się odpowiednich boków. Po wytyczeniu prostych wytycza się krzywe (łuki kołowe), łączące poprzednio wytyczone proste. Postępowanie przy wytyczaniu prostych zależy głównie od długości prostych, oraz przeszkód, uniemożliwiających celowanie wzdłuż pewnych części prostych.

Wytyczenie prostych bez przeszkód. 1. Długość prostej nie przekracza 1 km. Ustawiamy się na jednym końcu prostej, wprowadzamy oś celową lunety w płaszczyznę pionową, przechodzącą przez początkowy i końcowy punkt prostej; wyznaczamy w odstępach 50—100 m punkty pośrednie prostej, poczynając od najbardziej oddalonych, w ten sposób, że pomocnik (figurant) ustawia tyczkę w pewnych z góry oznaczonych punktach, leżących w przybliżeniu na prostej, i kierując się znakami lub sygnałami akustycznymi, udzielonemi mu przez inżyniera, znajdującego się przy przyrządzie, wprowadza tyczkę ostatecznie do poprzednio wspomnianej płaszczyzny pionowej. Po zabicu pala (około 15 cm średnicy) w miejscu wytyczonego punktu, powtarza się opisaną czynność w celu dokładniejszego oznaczenia punktu na głowie pala, i wbija gwóźdź w miejscu wskazanem przez spód tyczki.

2. Długość prostej wynosi kilka kilometrów. Jako sygnału należy użyć na końcowym punkcie prostej, jakoteż i przy wytyczaniu odleglejszych punktów, tarcz pomalowanych w pasy (pola) białe i czerwone, a gdy to nie wystarczy, zastosować jeden z następujących sposobów:

a) Prosta wytycza się w nocy przy użyciu odpowiednich lamp (acetylenowych) jako sygnałów. Na wytyczeniu każdego punktu przeznaczają się pewną ilość czasu; pomocnicy porozumiewają się zap. umówionych sygnałów świetlnych. Krzyż nitkowy teodolitu musi być podczas tyczenia odpowiednio oświetlony; w braku odpowiedniego urządzenia, można użyć do tego celu choćby ćwiartki papieru białego, umieszczonej odpowiednio przed lunetą, która oświetli nitki w lunecie, odbijając światło umieszczone poza obserwatorem. O ile nie potrafimy wytyczyć pewnego punktu — z powodu niedojścia do skutku porozumienia z pomocnikiem w czasie, przeznaczonym do wytyczenia tego punktu — wytyczamy go za dnia, nawiązując się do najbliższych punktów wytyczonych.

b) W nocy wytycza się tylko w przybliżeniu poszczególne punkty i mierzy dokładnie kąty odchylenia α , tak wytyczonych kierunków od kierunku prostej (tj. do punktu końcowego). Po zmierzeniu odległości między tak wytyczonymi punktami, przesuwają się poszczególne punkty w odpowiednim kierunku o odstęp $d \frac{\alpha''}{\rho''} = d \frac{\alpha''}{206265''}$, przyczem d oznacza odległość odnośnego punktu od punktu początkowego prostej (tj. stanowiska przyrządu).

c) Wytyczenie można przeprowadzić z dowolnego punktu prostej, przez co skraca się znacznie długości wytyczanych części prostej. Ustawivszy przyrząd w punkcie C' , leżącym w przybliżeniu na prostej $A-B$, mierzymy kąt γ (fig. 104). Znajac AC' i $C'B$, odmierzamy z punktu C' w kierunku poprzecznym (w przybliżeniu \perp do AC)

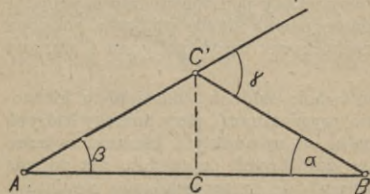


Fig. 104.

znajac AC' i $C'B$, odmierzamy z punktu C' w kierunku poprzecznym (w przybliżeniu \perp do AC)

$$d = \frac{AC'}{AB} \frac{\gamma''}{\rho''}, \text{ przyczem } AB = \infty AC' + C'B \dots (1)$$

O ile nie znamy $A'C'$ i $C'B$, przesuwamy się po zmierzeniu na punkcie C' kąta γ_1 o pewien odstęp (d) do punktu C'' , w którym mierzymy kąt γ_2 . Przesunięcie w kierunku poprzecznym d_2 , konieczne, aby znaleźć się w punkcie C , leżącym na prostej $A-B$, wynosi:

$$d_2 = \frac{(d)}{\gamma_1'' - \gamma_2''} \gamma_2'' \dots \dots \dots (2)$$

Kąty γ należy mierzyć bardzo starannie w obu położeniach lunety. Przesunięcie poprzeczne uskuteczniamy zawsze w kierunku kąta $A'C'B$ mniejszego od 180° .

3. Długość prostej wynosi około 10 km. Tu nie wystarczają zwykłe sposoby podane poprzednio, lecz należy oprzeć się na triangulacji państwowej lub założyć sieć specjalną, redukującą się zazwyczaj do łańcucha trójkątów (por. fig. 105).

Po wyrównaniu sieci, obliczamy współrzędne jej punktów w dowolnie przyjętym układzie, np. $x_A = 0, y_A = 0, (a)_{AB} = 0^\circ$, a następnie

$$\left. \begin{aligned} \text{tang } \alpha &= \frac{y_D}{x_D}, \quad \xi = (a)_{D,C} - (a)_{D,A} \\ \beta &= (a)_{FB} - (a)_{DA}, \quad \delta = (a)_{E,C} - (a)_{A,D} \\ \text{przyczem } \text{tang } (a)_{D,C} &= \frac{y_C - y_D}{x_C - x_D}, \quad \text{tang } (a)_{D,A} = \frac{-y_D}{-x_D}, \\ \text{tang } (a)_{F,B} &= \frac{y_B - y_F}{x_B - x_F}, \quad \text{tang } (a)_{E,C} = \frac{y_C - y_E}{x_C - x_E} \text{ itd.} \end{aligned} \right\} (3)$$

Spółrzędne punktu G otrzymamy z równań:

$$y - y_B = \frac{y_F - y_B}{x_F - x_B} (x - x_B) \quad \text{i} \quad y = \frac{y_D}{x_D} x, \dots \dots (4)$$

odpowiadających prostym BF i AD , zatem

$$\left. \begin{aligned} x_G &= \frac{\frac{y_F - y_B}{x_F - x_B} x_B - y_B}{\frac{y_F - y_B}{x_F - x_B} - \frac{y_D}{x_D}} = \frac{x_B \cdot \text{tang } (a)_{B,F} - y_B}{\text{tang } (a)_{B,F} - \text{tang } (a)_{A,D}} \\ &= \frac{x_B - y_B \cotang (a)_{B,F}}{1 - \text{tang } (a)_{A,D} \cotang (a)_{B,F}} \\ y_G &= x_G \frac{y_D}{x_D} = \frac{\frac{y_F - y_B}{x_F - x_B} x_B - y_B}{\frac{y_F - y_B}{x_F - x_B} \cdot \frac{x_D}{y_D} - 1} = \frac{x_B \cdot \text{tang } (a)_{B,F} - y_B}{\text{tang } (a)_{B,F} \cotang (a)_{A,D} - 1} \end{aligned} \right\} (5)$$

Analogicznie:

$$\left. \begin{aligned} x_H &= \frac{\frac{y_E - y_C}{x_E - x_C} x_C - y_C}{\frac{y_E - y_C}{x_E - x_C} - \frac{y_D}{x_D}} = \frac{x_C - y_C \operatorname{ctang}(\alpha)_{C,E}}{1 - \operatorname{tang}(\alpha)_{A,D} \operatorname{ctang}(\alpha)_{C,E}} \\ y_H &= \frac{\frac{y_E - y_C}{x_E - x_C} - y_C}{\frac{y_E - y_C}{x_E - x_C} \cdot \frac{x_D}{y_D} - 1} = \frac{x_C \operatorname{tang}(\alpha)_{C,E} - y_C}{\operatorname{tang}(\alpha)_{C,E} \operatorname{ctang}(\alpha)_{A,D} - 1} \end{aligned} \right\} (5^*)$$

Następnie:

$$FG = \frac{x_G - x_F}{\cos(\alpha)_{F,G}} = \frac{y_G - y_F}{\sin(\alpha)_{F,G}}, \quad EH = \frac{x_H - x_E}{\cos(\alpha)_{E,H}} = \frac{y_H - y_E}{\sin(\alpha)_{E,H}} \quad \dots (6)$$

Po ustaleniu punktów G i H wytyczamy prostą z punktów A , G , H i B przy pomocy kątów α , β , γ , δ , ε , ξ .

Zamiast posługiwać się wzorami (4), (5), (5*) i (6) można wyznaczyć FG i EH z odpowiednich trójkątów, obliczywszy poprzednio kąty α i ξ :

$$\left. \begin{aligned} FG &= AF \frac{\sin(A - \alpha)}{\sin \gamma} = AF \frac{\sin(A - \alpha)}{\sin(F + A - \alpha)} \\ EH &= ED \frac{\sin(D - \xi)}{\sin \delta} = ED \frac{\sin(D - \xi)}{\sin(E + D - \xi)} \end{aligned} \right\} \dots (7)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{zarazem: } \beta &= F + A - \alpha, & \gamma &= 180^\circ - (F + A - \alpha), \\ \delta &= 180^\circ - (E + D - \xi), & \varepsilon &= E + D - \xi \end{aligned} \right\} \dots (8)$$

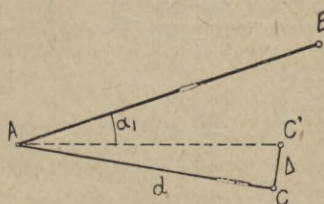


Fig. 106.

Wytyczenie kątów: Przypuśćmy, że mamy wytyczyć kąt α w punkcie A od zaznaczonego na terenie kierunku AB (patrz fig. 106). Wytyczamy najpierw AC' , posługując się przytem odczytami w jednym położeniu lunety, następnie mierzymy bardzo dokładnie kąt wytyczony, a po przekonaniu się, że wynosi on α' , nie α , obliczamy poprawkę

$$\Delta \alpha = \alpha - \alpha' \quad \dots (9)$$

a wytyczony punkt C' przesuujemy, zależnie od znaku $\Delta \alpha$, o odstęp

$$\Delta = C'C = d \frac{\Delta \alpha''}{\rho''} \quad \dots (10)$$

Tyczenie prostych, o ile zachodzą przeszkody (wzgórza, budynki itp). a) Proste niezbyt długie (do 1 km) i w wielu punktach łatwo dostępne tyczymy zwykle przy pomocy drugiej prostej, nachylonej do właściwej pod możliwie najmniejszym kątem (fig. 107).

Po obraniu kierunku AC (możliwie najbliższej przeszkód) wytyczamy na nim punkty D' , E' , F' , G' itd. aż do punktu C i mierzymy poszczególne odcinki tej prostej, jakoteż prostą BC i kąt α . Punkty D' , E' , F' , G' itd. należy tak obrać, aby można było przejść z nich pod kątem prostym na odpowiednie punkty D , E , F , G itd. Następnie obliczamy $CB' = b \cos \alpha$, $BB' = b \sin \alpha$, oraz poszczególne rzędne

$$D'D = AD' \frac{B'B}{AC - b \cos \alpha}, \quad E'E = AE' \frac{B'B}{AC - b \cos \alpha} \quad \text{itd.} \quad (11)$$

i wytyczamy poszczególne partje prostej bez trudności.

b) Zakładamy ciąg poligonowy (fig. 108) — (szczególnie, gdy przeszkodą jest las).

Mierząc kąty po lewej stronie ciągu, w tym przypadku od B do H , oraz wszystkie boki, obliczamy w układzie (najkorzystniej: $x_A = 0, y_A = 0, (a)_{A.B} = 0^\circ$), współrzędne punktów poligonu. Wyznaczenie wielkości kątów α i ξ następuje wedle wzoru 3. str. 439.

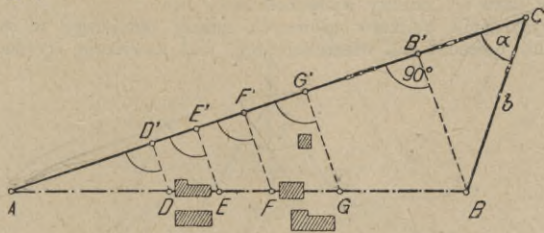


Fig. 107.

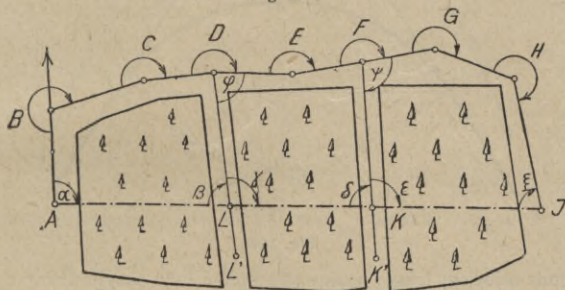


Fig. 108.

Chcąc prostą wytyczyć dokładnie, korzystamy (o ile przeszkodą jest las) z linii leśnych, mierząc na punktach, założonych u wylotu linii leśnych, kąty φ i ψ do punktów L' i K' . Dodając owe kąty do wartości azymutów $(a)_{D.E}$ i $(a)_{F.G}$, otrzymujemy wartości azymutów $(a)_{DL'}$ i $(a)_{FK'}$, które pozwolą nam wyznaczyć kąty β, γ, δ i ε .

$$\beta = (a)_{DL'} - (a)_{AJ}, \quad \gamma = 180^\circ - \beta, \quad \delta = (a)_{FK'} - (a)_{A.J}, \quad \varepsilon = 180^\circ - \delta \quad (12)$$

Spółrzędne punktów L i K potrzebne dla obliczenia DL i FK otrzymamy z wzorów.

$$x_L = \frac{x_D - y_D \cotang(a)_{DL'}}{1 - \tang(a)_{A.J} \cotang(a)_{DL'}}, \quad y_L = \frac{x_D \tang(a)_{DL'} - y_D}{\tang(a)_{DL'} \cotang(a)_{A.J} - 1} \quad (13)$$

a analogicznie x_k i y_k . Dalsze postępowanie por. końcowy ustęp str. 440.

c) O ile prosta nie jest bardzo długa, a przeszkodę w wytyczeniu stanowi teren, stosujemy b. często sposób podany w ustępie b. str. 438.

d) Bardzo długie proste, jako też osie tunelów, wytyczamy przy pomocy sieci triangulacyjnych, por. ustęp 3. str. 439).

e) W pewnych przypadkach (tyczenie osi tunelów, prostej przez las) stosujemy metodą przedłużania prostych, starając się mieć przed przyrządem jeden punkt wytyczony poprzednio. O ile przedłużamy prostą, przeliczając lunetę, musimy to uczynić w obu jej położeniach, aby uniknąć wpływów błędów kulminacyjnego i inklinacyjnego.

Łuki kołowe. Wytyczenie punktów głównych. Punktami głównymi łuku kołowego są punkty: początkowy, środkowy i końcowy łuku. Łuki długie dzielimy z reguły na dwa, każdy odpowiadający połowie łuku całego (ewentualnie na cztery równe części); w tych przypadkach wzrasta ilość punktów głównych na 5 punktów łuku i 2 punkty wierzchołkowe (wzgl. 9 punktów łuku i 4 punkty wierzchołkowe).

Dla wytyczenia punktów głównych należy pomierzyć w sposób bezpośredni lub pośredni kąt wierzchołkowy, jaki zawierają styczne łuku, tj.

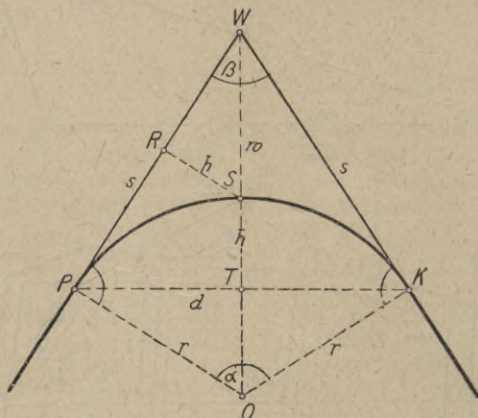


Fig. 109.

boki poligону osiowego trasy; ponieważ promień łuku przyjmujemy z projektu, posiadamy przeto dostateczną ilość danych do skonstruowania łuku.

1. Wytyczenie punktów głównych, gdy kąt wierzchołkowy β oraz styczne można zmierzyć bezpośrednio.

Po dokładnem zmierzeniu kąta β obliczamy, wzgl. znajdujemy w odp. tablicach¹⁾:

$$s = WP = WK = r \cotang \frac{\beta}{2} = r \tang \frac{\alpha}{2} \quad (\text{gd}y\ \alpha = 180^\circ - \beta) \quad (14)$$

$$w = WS = r \tang \frac{\alpha}{2} \tang \frac{\alpha}{4} \quad \text{dane} \quad (15)$$

$$h = TS = RS = 2r \sin^2 \left(\frac{\alpha}{4} \right) \quad (16)$$

$$d/2 = PT = TK = PR = r \sin \frac{\alpha}{2} \quad (17)$$

Długości s odcinamy na obu stycznych z punktu W . Punkt środkowy łuku S wytyczamy przy pomocy w lub $\frac{1}{2}d$ i h zależnie od tego, którą drogą dostęp do punktu S jest wygodniejszy dla pomiaru.

¹⁾ Skibiński, Tyczenie tras, Lwów. Kröhnke, Handb. z. Abstecken von Kurven, Lipsk. Sarrazin u. Oberbeck, Taschenbuch zum Abstecken von Kreisbögen, Berlin, Perndt, Tafeln z. Abstecken von Kreisbögen durch Polarkoordinaten. Wien.

2. Wytyczenie punktów głównych, gdy wierzchołek W nie jest dostępny, lub bardzo oddalony.

a) Obieramy na stycznych punkty A i B tak, aby można było wygodnie pomierzyć prostą $AB = b$, oraz kąty φ i ψ (patrz fig. 110).

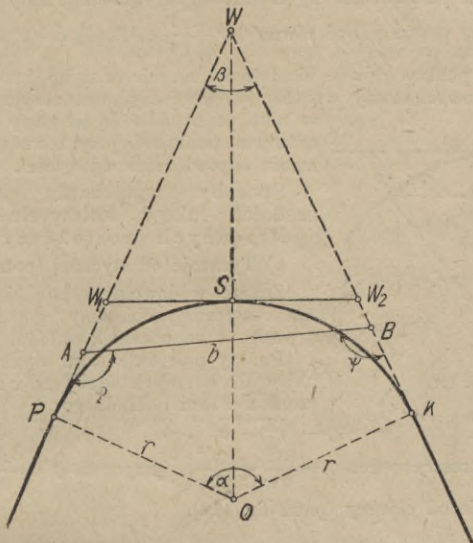


Fig. 110.

Następnie obliczamy $\beta = \varphi + \psi - 180^\circ$, $\alpha = 360^\circ - (\varphi + \psi)$. . (18)

$$WP = WK = r \operatorname{tang} \frac{\alpha}{2},$$

zaś

$$WA = b \frac{\sin \psi}{\sin \beta}, \quad WB = b \frac{\sin \varphi}{\sin \beta},$$

$$\left. \begin{aligned} AP &= WP - WA = r \operatorname{tang} \frac{\alpha}{2} - b \frac{\sin \psi}{\sin \beta} \\ BK &= WK - WB = r \operatorname{tang} \frac{\alpha}{2} - b \frac{\sin \varphi}{\sin \beta} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (19)$$

Dla wyznaczenia punktu S można użyć — o ile to możliwe — sposobów, opartych na wzorach (16) i (17), wytyczając go od stycznej lub cięciwy. Jeżeli to niemożliwe, należy wyznaczyć na stycznych punkty W_1 i W_2 , obliczając odstępny wedle wzoru

$$PW_1 = W_1S = SW_2 = W_2K = r \operatorname{tang} \frac{\alpha}{4} \dots \dots \dots (20)$$

b) W przypadku, gdy obranie prostej AB okazuje się niemożliwe, zastępujemy ją odpowiednim poligonem, wzgl. bokiem małej sieci triangulacyjnej, obranej w tym celu. Obierając jeden z punktów, leżących na stycznej, np. A , jako punkt początkowy, a kierunek AW za oś x -ów, obliczamy wedle uwag poprzednich tak kąt s , jak i odległości, potrzebne do ustalenia punktów głównych.

Długość łuku wynosi przy kącie środkowym α :

$$l_{P.K} = r \frac{\alpha^{\circ}}{\rho^{\circ}} = r \pi \frac{\alpha^{\circ}}{180^{\circ}} \dots \dots \dots (21)$$

Wytyczenie punktów głównych kontrolujemy, mierząc na p. S kąty PSW i WSK , które powinny być równe $90^{\circ} + \frac{1}{4} \alpha$. Błędy do 1' zw. tolerujemy.

Ponieważ punkty główne nie leżą zw. na miedzach itp. i mogą być z tego powodu zniszczone, należy je starannie ubezpieczyć, oznaczając poprowadzone w nich prostopadłe do osi trasy dwoma, wzgl. czterema punktami przy równoczesnym zmierzeniu odpowiednich odległości.

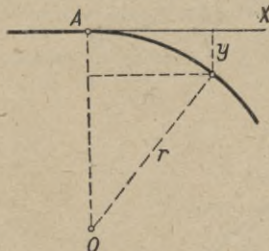


Fig. 111.

Sposoby wytyczania punktów pośrednich łuków kołowych. 1. Metoda spólrzędnych prostokątnych.

a) Tyczenie od stycznej (patrz fig. 111).

Znając w dowolnym punkcie łuku A kierunek stycznej, wybieramy go za oś x -ów, a punkt A za początek układu.

Punkty pośrednie łuku wyznaczamy, odcinając dla obranych odciętych x rzędne y , obliczone z wzoru dokładnego:

$$y = r - \sqrt{r^2 - x^2} \dots \dots \dots (22)$$

lub uproszczonego: $y = \frac{x^2}{2r} + \frac{y'^2}{2r}$, przy czym $y' = \frac{x^2}{2r} \dots \dots (23)$

b) Tyczenie od cięciwy (patrz fig. 112).

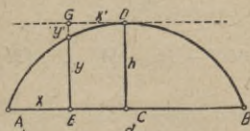


Fig. 112.

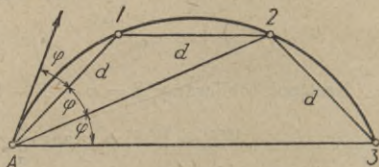


Fig. 113.

Tycząc łuk od cięciwy ($A =$ początkowy układ, kierunek cięciwy = oś x -ów), otrzymamy ze względu, że $y' = r - \sqrt{r^2 - x'^2}$, $x' = \frac{d}{2} - x$, związek:

$$y = h - y' = h - r + \sqrt{r^2 - \left(\frac{d}{2} - x\right)^2} \dots \dots \dots (24)$$

lub w przybliżeniu $y = h - \frac{(d/2 - x)^2}{2r} \dots \dots \dots (24^*)$

przy czym $h = 2r \sin^2 \frac{\alpha}{4}$, zaś $\frac{1}{2} d = r \sin \frac{\alpha}{2}$.

Metody tej można użyć przy wytyczaniu punktów głównych, o ile kąty proste będziemy tyczyli przy pomocy teodolitu; przy wytyczaniu punktów pośrednich używa się w tym celu węgielnicy pryzmatycznej.

2. Metoda biegunowa (kątown obwodowych). Równym odcinkom l łuku tego samego koła odpowiadają równe kąty obwodowe φ , przy czym (patrz fig. 113):

$$\varphi^{\circ} = \frac{90^{\circ} l}{\pi r} \dots \dots \dots (25)$$

Mając w pewnym $p. A$ koła wyznaczony kierunek stycznej, obliczamy — dla oznaczenia punktu (1) odległego od $p. A$ o łuk l — odpowiadający kąt φ z wzoru (25). Następnie wytyczamy w punkcie A od stycznej kąt φ i odcinamy na tak wytyczonym kierunku długość

$$d = 2r \sin \varphi (26)$$

O ile stosunek $\frac{l}{r}$ jest niewielki (tj. przy dużych r), można przyjąć $d = \infty l$, w przeciwnym razie najlepiej obliczyć d z wzoru:

$$d = l - \frac{l^3}{24 r^2} \text{ lub } d = l - \frac{l}{24} \left(\frac{l}{r} \right)^2 (27)$$

urobionego na podstawie przyjęcia

$$\sin \varphi = \varphi - \frac{\varphi^3}{6}, \quad d = 2r \varphi - r \frac{\varphi^3}{3}, \quad \text{oraz } \varphi = \frac{l}{2r};$$

w praktyce najwygodniej obliczać różnicę $l - d$, która wynosi wedle wzoru (27)

$$l - d = \frac{l}{24} \left(\frac{l}{r} \right)^2 (28)$$

Wytyczanie dalszych, równo od siebie odległych punktów łuku, przeprowadzamy, wytyczając kolejno w A kąty $2\varphi, 3\varphi$ itd. i doprowadzając z ostatnio wytyczonych punktów odcinki d do przecięcia się z odpowiednimi promieniami (por. fig. 113).

O ile zmienimy długość odcinka łuku na l' , należy obliczyć odpowiednie d' , i kąt φ' , które zastąpią odcinek d i kąt φ .

Użyteczność wzoru (27) wynika z nast. przykładu:

$r = 50 m$, chcemy wytyczyć punkty łuku mimo małego promienia co $20 m$. Wedle (27) obliczymy

$$\left(\frac{l}{r} \right) = \frac{2}{5} = 0,4, \quad \frac{20}{24} (0,4)^2 = 0,13 m, \quad d = 19,87 m.$$

Dłużej trwa wyznaczenie d przy pomocy wz. (26) nawet przy użyciu tablic. Najpierw trzeba znaleźć kąt obwodowy $\varphi = \frac{\alpha}{2}$ dla $l = 20 m$ i $r = 50 m$; dla $l = 2 m$ wynosi kąt obwodowy $1^\circ 8' 45''$, zatem dla $l = 20 m$ jest $\varphi = \frac{\alpha}{2} = 11^\circ 27' 30''$, a przeto α wynosi $22^\circ 55'$. Teraz należy znaleźć dla argumentu α odpowiednie $d = 19,87 m$.

Metoda ta jest bardzo często używana w praktyce. Ze względu na dokładność wyznaczenia poszczególnych punktów najkorzystniej przeprowadzić wytyczanie od punktów dalszych ku stanowisku przyrządu. Długość łuku stwierdzona przy całkowitym pomiarze łuku, musi zgodzić się na kilka cm z długością obliczoną wedle wz. (21) str. 444.

W razie niemożności wytyczenia pewnych punktów z powodu przeszkody w celowaniu, ustawiamy przyrząd na ostatnio wytyczonym punkcie łuku R i nawiązujemy się do ostatnio wytyczonego kierunku pod kątem $n\varphi$ przy tyczeniu ku przyrządowi, zaś $n\varphi \pm 180^\circ$ przy tyczeniu od przyrządu, otrzymując kierunek stycznej w punkcie R , poczem przeprowadzamy dalsze tyczenie j. w.

3. Metoda kątów stałych. Dwa punkty (główne) łuku A i B i kierunek stycznej w jednym z nich, np. w A , umożliwiają zmierzenie kąta μ , zawartego między styczną w A , a cięciwą AB (patrz fig. 114); konstruując nad cięciwą $AB = d$, jako podstawą, trójkąty o kącie przeciwległym μ ,

b) W przypadku wytyczenia łuku bez przyrządu kątomierniczego wytyczymy punkt 1. przy pomocy

$$x_1 = d \sqrt{1 - \left(\frac{d}{2r}\right)^2} \approx d \left\{ 1 - \frac{1}{2} \left(\frac{d}{2r}\right)^2 \right\}, \quad y_1 = \frac{d^2}{2r} \dots \dots \dots (31)$$

Wytyczenie punktów dalszych jednym ze sposobów, podanych pod a).

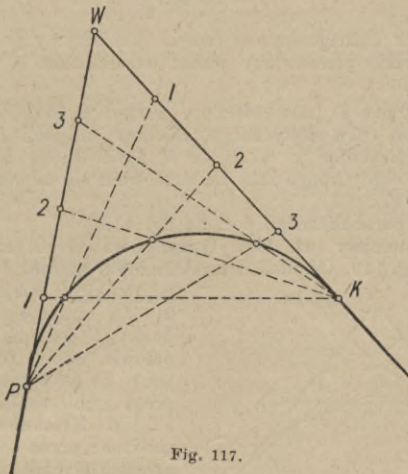


Fig. 117.

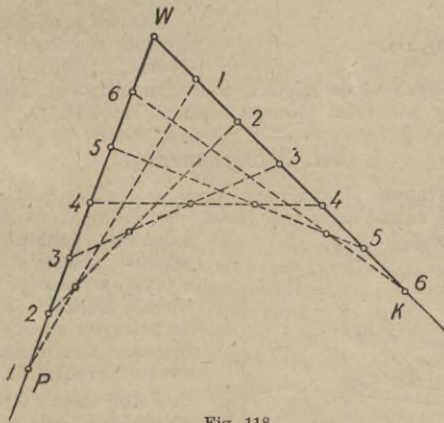


Fig. 118.

5. Tyczenie łuków w tunelach. Konieczna możliwa dokładność; wytyczymy zatem punkty łuku przy pomocy (umiarowego) wieloboku wpisanego w łuk koła. Ponieważ szerokość sztolni przekracza zazwyczaj bardzo niewiele 2 m, dobieramy długość boków poligonu tak, aby strzałka h między nim, jako cięciwą, a łukiem, nie przekraczała 1 m. Niech będzie kąt środkowy odpowiedniego łuku α , to ogólnie:

$$\sin^2 \frac{\alpha}{4} = \frac{h}{2r} \dots \dots \dots (32)$$

optycznej i wiązki promieni, przechodzącej przez odpowiednie punkta uwidocznione na kliszy, dostarcza fototeodolit, tj. teodolit, wzgl. przyrząd uniwersalny w połączeniu z kamerą fotograficzną.

Spółrzędne tłowe. Zasadnicze wzory fotogrammetryczne. Przy zdjęciach fotogrammetrycznych osiągamy orientację promienia głównego, tj. osi optycznej obiektywu zazwyczaj przez bezpośredni pomiar kąta, jaki promień główny zawiera z podstawą zdjęcia, a więc prostą, z której końców dokonujemy dwu zdjęć, oraz kąta pionowego promienia głównego. Płaszczyzna pionowa, poprowadzona przez promień główny, przecina tło (tj. kliszę) wzdłuż prostej, którą przyjmujemy za oś y -ów, a prostopadłą do niej, poprowadzoną przez punkt główny G (przebiecia osi optycznej) za oś x . Kierunek dodatni osi x -ów przyjmujemy na prawo, osi y -ów ku górze. Spółrzędne prostokątne tego układu nazywamy współrzędnymi tłowymi.

Możemy zatem określić położenie każdego punktu na kliszy przy pomocy współrzędnych tłowych i zarazem ustalić związki zasadnicze między współrzędnymi tłowymi a kątami poziomymi, liczonemi od kierunku promienia głównego i kątami pionowemi.

a) Tło pionowe podczas zdjęcia.

Wtedy: $\text{tang } \alpha = \frac{x}{d}$ (kąt poziomy) (1)

$\text{tang } \beta = \frac{y}{d} \cos \alpha$ (kąt pionowy) (2)

b) Tło odchylone od pionu pod kątem $\pm \omega$.

Promień główny — jako prostopadły do tła — zawiera z poziomem również kąt $\pm \omega$.

Wtedy (dla $+$ ω): $\text{tang } \alpha = \frac{x}{d \cos \omega - y \sin \omega}$ (3)

$\text{tang } \beta = \frac{d \sin \omega - y \cos \omega}{d \cos \omega - y \sin \omega} \cos \alpha$ (4)

Wyznaczenie położenia punktów, zdejmowanych jak też i ich wysokości, obliczymy, znając podstawę zdjęcia (tj. odległość obu stanowisk zdjęcia) rachunkowo, lub wykreślnie.

Wyznaczenie osi współrzędnych tłowych, czyli t. zw. orientacji wewnętrznej. Przybliżone położenie obu osi współrzędnych zaznacza się na kliszach, jako obraz 4-ech na krzyż ułożonych punktów na kraju klisz, które połączone ze sobą odpowiednio, dostarczają osi tłowych. Zamiast 4-ech punktów mogą zaznaczać się tylko 3, mianowicie 2 dla osi t. zw. pionowej i 1 dla t. zw. poziomej, przez który prowadzimy prostopadłą do poprzedniej.

Wyznaczenie położenia osi: Wykonywamy zdjęcie fotograficzne z dowolnego stanowiska przy pionowym położeniu kliszy, mierząc równocześnie kąty poziome φ_1 i φ_2 , zawarte między kierunkami do trzech punktów, oraz odnośnie kąty pionowe. Na kliszy odmierzamy (ewentualnie śrubą mikrometryczną) odstepy punktów w kierunku osi x -ów, tj. m i n na fig. 121.

Obliczamy $\text{tang } \lambda = \frac{m \cdot \sin \varphi_2}{\sin \varphi_1 \cdot n} = \frac{\sin \nu}{\sin \mu}$ (5)

i $\text{tang } \frac{\mu - \nu}{2} = \text{tang } \frac{\mu + \nu}{2} \text{ tang } (45^\circ - \lambda)$ (6)

przyczem $\frac{\mu + \nu}{2} = 90^\circ - \frac{\varphi_1 + \varphi_2}{2}$;

odległość obrazową d , która przy większych odległościach jest w przybliżeniu, wystarczającym dla celów praktycznych, równą f , ogniskowej obiektywu, otrzymujemy z wzoru

$d = (m + n) \frac{\sin \mu \cdot \sin \nu}{\sin (\varphi_1 + \varphi_2)}$ (7)

Wartości współrzędnych tłowych punktów 1. i 3. są:

$$x_1 = - (m + n) \frac{\sin \nu \cos \mu}{\sin (\varphi_1 + \varphi_2)}, \quad x_3 = (m + n) \frac{\sin \mu \cos \nu}{\sin (\varphi_1 + \varphi_2)} \quad (8)$$

Przy ich pomocy wyznaczymy dokładne położenie osi y -ów; zazwyczaj nie przesuwamy wskaźników, oznaczających nam położenie osi, lecz uwzględniamy poprawkę Δx przy odmierzeniu współrzędnych x .

Dla usytuowania osi x -ów obliczamy α_1 i α_3 z wzoru $\tan \alpha = \frac{x}{d}$, następnie

$$y_1 = d \frac{\tan \beta_1}{\cos \alpha_1}, \quad y_3 = d \frac{\tan \beta_3}{\cos \alpha_3} \quad (9)$$

wartości te, porównane z odpowiednimi wartościami zmierzonymi na kliszy, wyznaczają nam położenie osi x -ów.

Znając poprawki, jakie należy uwzględnić przy pomiarze współrzędnych tłowych, znamy również dokładnie położenie obu osi współrzędnych. Sposób ten dostarcza także dokładnej wartości na d , która przy zdjęciach dla celów inżynierskich jest ogniskowa przyrządu f .

Zdjęcia, na których jest znane położenie początku układu osi tłowych, określamy jako „wewnętrzne zorjentowane”; prócz orientacji wewnętrznej należy przeprowadzić jeszcze orientację „zewnętrzną”, która polega na ustaleniu w przestrzeni stanowiska zdjęcia i kierunku osi optycznej przyrządu.

Zamiast obliczać kąty poziome i pionowe przy pomocy współrzędnych tłowych, można je wprost zmierzyć na kliszy, o ile zdjęcia dokonano fototeodolitem Koppego (fabrykatu Günthera i Tegetmayera w Brunświku), polegającego na zastosowaniu kolimatora Gaussa. Wyniki, osiągnięte tym sposobem, są bardzo dokładne.

Omówienie zdjęć fotogrammetrycznych ze stanowiska praktyki.

Zalety zdjęć fotogrammetrycznych:
1. krótki czas trwania pomiaru w polu,
2. możliwość zdjęcia obszarów niedostępnych, 3. stosunkowo niezbyt wielkie koszty pomiaru.

Wady: 1. zależność przy pracy w polu od pogody w znacznie większym stopniu, niż przy zdjęciach innej kategorii, 2. trudność w identyfikowaniu poszczególnych punktów terenu na kliszach, należących do zdjęć z różnych stanowisk.

Metoda fotogrammetryczna wygodna jest więc w terenach, posiadających wybitne punkty charakterystyczne (tereny skaliste itp.). W praktyce pomagamy sobie przy identyfikowanych punktach wątpliwych, zdejmując je z 3 stanowisk, przy czym każdy punkt wyznacza nam przecięcie się 3 promieni. Ostateczną kontrolę wyznaczenia pewnego punktu stanowi obliczenie (ew. wykreślenie) jego wysokości z 2 (wzgl. 3) stanowisk, przy pomocy kątów wysokości β .

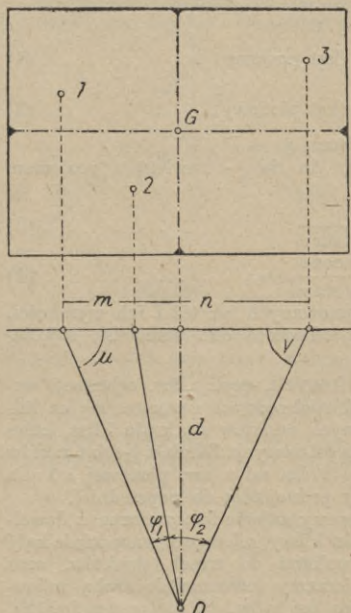


Fig. 121.

Dokładność zdjęć fotogrammetrycznych zależy od wielu okoliczności, gł. od dobroci fototeodolitu i klisz, jak też i dokładności w wykonaniu zdjęcia. Również dokładność wyznaczenia sytuacji i wysokości stanowisk, którą uzyskujemy przy pomocy triangulacji i niwelacji (ewent. trygonometrycznego pomiaru wysokości).

Zdjęcia fotogrammetryczne, wykonane fototeodolitami, skonstruowanymi dla celów inżynierskich, wykazują większą dokładność, niż zdjęcia stołowe przy użyciu kierownicy tachymetrycznej, lecz mniejszą, niż zdjęcia tachymetryczne. Użycie przy wymierzaniu kątów poziomych i pionowych optycznego systemu Koppiego lub pomiar współrzędnych tłowych specjalnym przyrządem fotokoordynatometrem powiększa znacznie dokładność zdjęcia tak, że ta staje się równa lub mało co mniejsza od dokładności zdjęć tachymetrycznych. Odległości wyznaczane nie powinny znacznie przekraczać 1 km.

Stereofotogrammetria. Wzory zasadnicze. Trudność dokładnego skonstruowania punktów, odpowiadających sobie na różnych kliszach usunięto przez zastosowanie zdjęć

stereofotogrammetrycznych, przy których klisze (tła) na obu w grę wchodzących stanowiskach znajdują się w jednej płaszczyźnie pionowej.

Metoda ta umożliwia dokładne oznaczanie punktów, odpowiadających sobie na kliszach stanowiska lewego i prawego, przy pomocy „stereokomparatora“, przyrządu, opartego na zasadzie stereoskopu (obacz str. 453).

Przyjmując lewe stanowisko L (lewy koniec podstawy zdjęcia) za początek układu, oś X w kierunku podstawy (gałąź dodatnią w kierunku stanowiska prawego P), oś Y w kierunku pionowym

(+ ku górze), zaś prostopadle do osi X -ów oś D , otrzymamy, następujące wzory zasadnicze (patrz fig. 122), o ile osie optyczne są prostopadle do podstawy zdjęcia:

$$D = \frac{B}{x_1 - x_2} f, \quad X = x_1 \frac{D}{f}, \quad Y = y_1 \frac{D}{f} \dots \dots (10)$$

przyczem B jest długością podstawy zdjęcia, zaś f ogniskową fototeodolitu, x_1, y_1 współrzędnymi tłowymi kliszy lewej, zaś x_2, y_2 prawej.

Wzory te przekształcimy, wprowadzając $x_1 - x_2 = a$, t. zw. paralaksę

liniową, oraz $\frac{D}{f} = \frac{B}{a}$ na następujące:

$$D_M = \frac{B}{a} f, \quad X_M = \frac{B}{a} x_1, \quad Y_M = \frac{B}{a} y_1 \dots \dots (11)$$

Wielkości a, x_1 i y_1 odczytujemy na stereokomparatorze (por. str. 453); paralaksę a na $\frac{1}{1000} mm$, zaś x_1 i y_1 na $\frac{1}{100} mm$.

Są to zdjęcia t. zw. normalne, których trzeba by wykonać bardzo wiele, aby uchwycić na obu kliszach wszystkie punkty całkowitego obszaru zdjęcia;

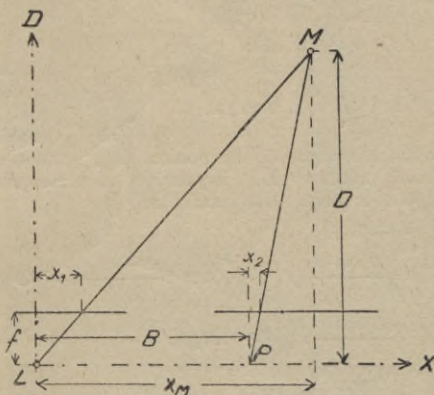


Fig. 122.

Stereokomparator służy, jak wspomnieliśmy, do wyznaczania spólrzędnych łowych lewego (ewentualnie i prawego) stanowiska, oraz paralaksy linjowej $a = x_1 - x_2$ (por. fig. 125).

Dolna część przyrządu jest rodzajem stołu żelaznego, którego część wierzchnią stanowi rama przesuwalna wzdłuż podłużnej osi stołu (z jednej ku drugiej stronie obserwatora) pod wpływem ruchu śruby X . W ramie są umieszczone i z dołu naświetlone klisze (najlepiej pozytywy) lewej i prawej stacji. Śruba X przesuwa zatem równocześnie obie klisze. Natomiast można kliszę prawą przesunąć względem lewej przy pomocy śruby mikrometrycznej „ a “, t. zw. paralaktycznej.

Wreszcie można przesuwać stereomikroskop, umieszczony nad obu płytami, śrubą Y , zaś kliszę prawą względem lewej śrubą Y' w kierunku poprzecznym do ruchu ramy.

Wymierzanie spólrzędnych łowych i paralaksy :

Najpierw sprowadzamy obrazy wskaźników (krzyży nitkowych) obu mikroskopów (stereomikroskopu) do odległości dobrego widzenia, następnie zesuujemy oba mikroskopy tak, abyśmy, patrząc do nich równocześnie, widzieli tylko jeden wskaźnik plastycznie, zawieszony niejako w powietrzu. Następnie układamy kliszę lewą tak, aby przy ruchu stereomikroskopu wskaźnik poruszał się po prostej y , oznaczonej na kliszy dwoma punktami u góry i dołu, przyczem należy wykonać odczyt na podziałce x , który będzie odpowiadał $x_1 = 0$. Tę samą czynność należy przeprowadzić dla kliszy prawej, nie zmieniając położenia kliszy lewej (zatem tylko śrubami a i Y), a stan śruby a będzie odpowiadał paralaksie równej 0.

Wreszcie należy skonstatować, jakiemu odczytowi na skali y odpowiada położenie kliszy, przy którym wskaźnik kryje się punktem głównym G , t. zn. gdy $y = 0$.

Biorąc na uwagę dowolny punkt kliszy lewej, należy nastawić nań wskaźnik, a następnie znaleźć przy użyciu śrub a , Y i ewent. Y' takie położenie kliszy prawej, abyśmy ujrzeli plastyczny obraz terenu dookoła wspom-

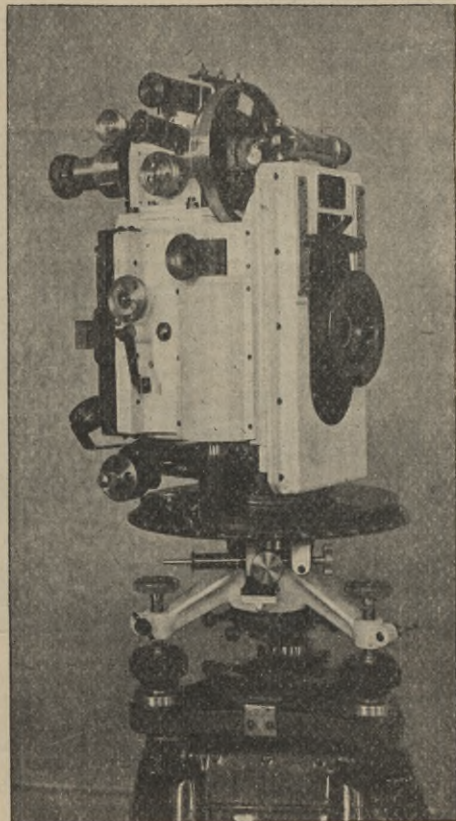


Fig. 124.

nianego punktu tuż pod obrazem wskaźnika. Odczyty na skalach x , y i stan śruby mikrometrycznej dostarczą spórzędnych tłowych i paralaksy linjowej.

Przy zdjęciach lewo- i prawozwrotnych postępowanie jest takie same.

Prócz wyszczególnionych powyżej przyrządów są jeszcze dwa, które dołączone do stereokomparatora, służą do automatycznego kreślenia planu zdjętego obszaru: stereoplotter Thomsona i stereoaufograf Orela. Zaletą obu jest możliwość wyszukiwania na kliszach punktów równej wysokości i konstruowania odpowiednich warstwic.

Postępowanie przy zdjęciach stereofotogrammetrycznych dla celów inżynierskich. Dokładność zdjęć. Najpierw należy obejść teren zdjęcia i zdecydować, które partje nadają się do zdejmowania powyższą metodą, a do których należy zastosować inną metodę pomiarową. Następnie wybieramy

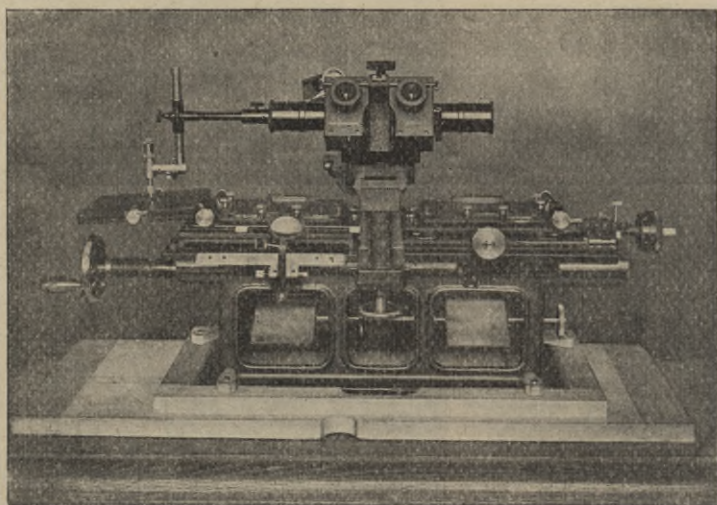


Fig. 125.

podstawy, które wiążemy ze sobą siecią triangulacyjną lub ciągami poligonowemi.

Długości podstaw B należy tak dobrać, aby stosunek

$$\frac{B}{D_s} = \sim \frac{1}{10} \text{ (lub nieco mniejszy) } \dots (14)$$

przyczem D_s oznacza średnią odległość punktów zdejmowanych z tej podstawy (B). Stanowiska trzeba zakładać tak, aby partje terenu, przeznaczone do zdejmowania powyższą metodą, były uwidocznione na kliszach, należących do jednego stereogrammu, przyczem należy zmniejszyć liczbę podstaw przez zdjęcia lewo- i prawozwrotne (dokonywane pod kątem $\varphi^0 = \pm 30^0$, lub $= \pm 22,5^0$ i $= \pm 45^0$).

Równoległość osi optycznych odpowiednich zdjęć musi być przestrzegana bardzo ściśle. Kontury przedmiotów, uwidocznionych na kliszach, muszą występować ostro (wyraźnie).

Jeżeli na dwu zdjęciach, należących do jednego stereogrammu, znajduje się punkt, którego położenie względem podstawy zdjęcia jest znane (może to być albo punkt triang. albo wieńty z końców podstawy), możemy podnieść

dokładność zdjęcia przez obliczenie poprawek Δa , Δx_1 i ewent. Δy_1 (o ile znamy wzniesienie z p. L do owego punktu); znając bowiem właściwe wartości D , X i Y , obliczymy (w przypadku normalnym) na podstawie związków (10) lub (11) str. 451 wartości:

$$a = \frac{B}{D} f, \quad x_1 = \frac{X}{D} f = \frac{X}{B} a, \quad y_1 = \frac{Y}{D} f = \frac{Y}{B} a \quad \dots (15)$$

a następnie, odejmując od nich odczytane na stereokomparatorze a' , x'_1 i y'_1 :

$$\Delta a = a - a', \quad \Delta x_1 = x_1 - x'_1, \quad \Delta y_1 = y_1 - y'_1 \quad \dots (16)$$

Pod założeniem, że odchylenie osi optycznych od ich położenia, wymaganego teorią, jest nieznaczne, można uważać poprawki paralaksy i spólrzędnych płowych za stałe i wszelkie odczyty na stereokomparatorze, odnoszące się do tego zdjęcia, poprawić o obliczone Δa , Δx_1 , i Δy_1 .

Przy zdjęciach lewo- i prawozwrotnych należy w tym celu obliczyć ze spólrzędnych danych w układzie jak na fig. 123 najpierw:

$$x_1 = \frac{X}{D} f \quad \text{i} \quad y_1 = \frac{Y}{D} f \quad \dots (17)$$

a następnie z wzoru (13) str. 452:

$$a = B \frac{f \cos \varphi - x_1 \sin \varphi}{D + B \sin \varphi} \quad \dots (18)$$

i porównać z odczytaniami x'_1 , y'_1 i a' .

Wyznaczanie położenia i wysokości poszczególnych punktów przeprowadzamy przy użyciu stereokomparatora:

a) profilami promienistymi, przechodzącymi przez lewe stanowisko podstawy,

b) profilami równoległymi do podstawy, o ile zachodzi przypadek normalny.

W przypadku a) znajdujemy poszczególne punkty profili, związanych z odpowiednimi odczytaniami x_1 , przy pomocy śrub a i Y ; w przypadku b) wyszukujemy punkty na kliszach przy pomocy śrub X i Y dla stałych stanów śrub a .

Proste równoległe do podstawy są w przypadku normalnym liniami stałych paralaks, dlatego też nadaje się sposób pod b) przy zdjęciach normalnych; natomiast liniami stałych paralaks dla zdjęć prawo- i lewozrotnych są parabole, przechodzące przez oba krańcowe punkty podstawy, zaś dla zdjęć o osiach zbieżnych, elipsy.

Ostatnio wspomniany przypadek jest bardzo rzadki, zaś przy prawo- i lewozrotnych zdjęciach można skonstruować odnośne parabole wedle fig. 123.

Dokładność zdjęć stereofotogrammetrycznych zależy od odległości D punktów zdejmwanych i od stosunku odległości D do podstawy B .

Przyjmując $\frac{D}{B} = \infty 10$, doszedł autor na podstawie badania błędu średniego μ_D dwoma sposobami, raz jako błędu funkcji spostrzeżeń, drugi raz przez porównanie wyników zdjęcia z wynikami, osiągniętymi przy pomocy triangulacji, do zgodnych wyników, że błąd średni μ_D wynosi dla $D = 1000 m$ około $\pm 0,4 m - \pm 0,6 m$.

Dokładność ta, przewyższająca znacznie dokładność, jaką można otrzymać przy zdjęciach tachymetrycznych, tłumaczy się między innymi i tem, że odczyty na stereokomparatorze były poprawiane o wyznaczone poprzednio Δa , Δx_1 i Δy_1 .

Aerofotogrammetria. Metody fotogrammetryczne, omówione poprzednio, padają się z reguły dla terenów przejrzystych i górzystych. W innych przypadkach stosuje się dziś coraz częściej zdjęcie, dokonywane z samolotów t. zw. aerofotogrammetryczne.

Kamera lotnicza, używana do tego celu, posiada urządzenia podające w przybliżeniu orientację tak zewnętrzną jak i wewnętrzną zdjęcia. Zdjęcia lotnicze musi poprzedzić założenie dość gęstej sieci triangulacyjnej na terenie, tak, aby conajmniej 3 punkty sieci uwidoczniły się na kliszy i można było na tej podstawie określić położenie kliszy względem terenu w chwili zdjęcia. W tym celu posługujemy się metodą rachunkową, zastąpioną w ostatnich czasach sposobem mechaniczno-optycznym.

Jeśli mamy sporządzić plany sytuacyjne (bez warstwic), musimy przefotografować tak zorientowane zdjęcia przy pomocy specjalnych przetwornic na zdjęcia poziome w żądanej skali (tj. o osi opt. prostopadłej do poziomemu terenu), uzyskując w ten sposób po odrzuceniu niepotrzebnych szczegółów ostateczny plan.

Dla sporządzenia planów warstwicowych musimy zdjąć każdą partję terenu conajmniej z dwu punktów podobnie jak przy fotogrametrii zwyczajnej. Specjalne przyrządy jak stereoplatnigraf, autokartograf i inne umożliwiają zorientowanie tych zdjęć w przestrzeni, oraz automatyczne wykreślenie planu sytuacyjno-warstwicowego.

We Francji sporządził inż. hydrograf Roussilhe plany katastralne, posługując się przetwornicami własnego pomysłu, przyczem osiągnął wyniki zadowalające.

L I T E R A T U R A.

Do części I. (zestawił prof. Wł. Wojtan.)

Dziela ogólne.

- Jordan: Handbuch der Vermessungskunde. Stuttgart. T. I. 1920, t. II. 1914, t. III. 1923.
 Hammer: Lehrbuch der elementaren praktischen Geometrie. Leipzig und Berlin. T. I. 1911.
 Hartner-Doležal: Hand- und Lehrbuch der niederen Geodäsie. Wien 1921. 3 tomy.
 Prévot: Topographie. Paris 1925. I. Instruments. II. Méthodes.
 Johnson-Smith: The Theory and Practice of Surveying. New York 1914.
 Breed-Hosmer: The Principles and Practice of Surveying. New York 1923. 2 tomy.
 Abendroth: Die Praxis des Vermessungsingenieurs. Berlin 1923. 2 tomy.
 Eggert: Einführung in die Geodäsie. Leipzig 1907.
 Näbauer: Vermessungskunde. Berlin 1922.

Podręczniki polskie,

- Dziakiewicz: Miernictwo. Kraków 1920.
 Ehrenfeucht: Miernictwo. Warszawa 1922.

Przepisy miernicze.

- Przepisy obowiązujące przy pomiarach metodą trygonometryczną i poligonalną w celu przeprowadzenia nowych zdjęć w kraju. Warszawa 1920.
 Instruktion zur Ausführung der trigonometrischen und polygonometrischen Vermessungen behufs Herstellung neuer Pläne für die Zwecke des Grundsteuerkatasters. Wien 1904.
 Anweisung VIII vom 25. Oktober 1881 für das Verfahren bei Erneuerung der Karten und Bücher des Grundsteuerkatasters nebst den bis zum Jahre 1905 eingetretenen Abänderungen. Berlin 1906.
 Anweisung IX vom 25. Oktober 1881 für die trigonometrischen und polygonometrischen Arbeiten bei Erneuerung d. Karten u. Bücher d. Grundsteuerkatasters. Berlin 1903.

Czasopisma miernicze.

- Przegląd mierniczy. Warszawa.
 Zeitschrift für Vermessungswesen. Stuttgart.

Do części II.

Dziela ogólne i czasopisma (oprócz podanych powyżej).

- Briot: Arpentage, levé de plans et nivellement. Paris.
 Durand-Claye: Lever des plans et nivellement. (Encyclop. des travaux publics). Paris et Liège 1912.
 Bulletin géodésique. Organe de la section de géodésie. Paris.
 Tachymetrja.
 Boyelle et Dubosq: Traité de géodésie tachéométrique. Paris 1911.
 Croy: Die Tachymetrie u. ihre Anwendung bei der Aufnahme v. Waldungen. Wien 1893.
 Pollack: Kurze praktische Geometrie. Wien 1914. Str. 170.

Fotogrammetrja.

- Roussilhe: Emploi de la photographie aérienne aux levés cadastraux et géographiques. Paris 1921.
 Lübscher: Photogrammetrie. Aus Natur und Geisteswelt 612.

Rachunek wyrównawczy.

Napisał

Dr. Kasper Weigel,

profesor politechniki, Lwów.

Błędy przypadkowe. Błąd średni. Wagi spostrzeżeń. Metoda najmniejszych kwadratów. Wyniki spostrzeżeń wielkości fizycznych, choćby najstaranniejsze, nie są bezbłędne; wymagają zastosowania rachunku wyrównawczego takiego, aby wyniki, otrzymane za jego pośrednictwem, mogły być uważane za najbardziej prawdopodobne. Zarazem chcemy znać dokładność wyznaczenia wyników wyrównania, co uzyskuje się przez obliczenie ich błędów „prawdopodobnych“, w praktyce z reguły „średnich“.

Spostrzeżenia, które mają być wyrównywane, muszą być wolne od błędów grubych (przeoczeń obserwatora) i systematycznych (tj. związanych ściśle z okolicznościami towarzyszącymi pomiarom); mogą być zatem obciążone tylko błędami t. zw. „przypadkowymi“, tj. błędami, których przyczyny zależą od okoliczności, zmieniających się w czasie między spostrzeżeniami.

Rachunek wyrównawczy opiera się na rachunku prawdopodobieństwa.

Błędy przypadkowe dzielimy na „prawdziwe“ i „pozorne“.

Biorąc pod uwagę najprostszy rodzaj spostrzeżeń, t. zw. bezpośrednich, tj. przeprowadzonych bezpośrednio nad pewną wielkością, której wartość prawdziwa niech będzie X , otrzymamy na ε , błąd prawdziwy, związek

$$\varepsilon = X - l \dots \dots \dots (1)$$

przyczem l jest wartością, uzyskaną ze spostrzeżenia.

Natomiast wzór na błąd pozorny δ opiewa w tym przypadku:

$$\delta = x - l \dots \dots \dots (2)$$

przyczem x oznacza wartość spostrzeganej wielkości, uzyskaną przy pomocy rachunku wyrównawczego (wartość wyrównaną).

Analogicznie urobimy oba powyższe błędy w przypadku, gdy spostrzeżenia L są funkcjami pewnych wielkości stałych X, Y, Z, \dots , których wartości najbardziej prawdopodobnych x, y, z, \dots , ma nam dostarczyć rachunek wyrównawczy, tj. w przypadku spostrzeżeń t. zw. pośrednich, zatem:

$$\varepsilon = f(X, Y, Z, \dots) - L \dots \dots \dots (3)$$

$$\delta = f(x, y, z, \dots) - L \dots \dots \dots (4)$$

P_ε , prawdopodobieństwo pojawienia się błędu ε w szeregu spostrzeżeń, jest:

$$P_\varepsilon = \frac{h}{\sqrt{\pi}} e^{-h^2 \varepsilon^2} d\varepsilon \text{ (prawo Gaussa) } \dots \dots \dots (5)$$

przyczem h jest miara dokładności spostrzeżeń. Z wzoru (4) widać, że prawo Gaussa określa prawdopodobieństwo P_ε jako funkcję parzystą ($P_{(+\varepsilon)} = P_{(-\varepsilon)}$).

Wielkość h , wzgl. h^2 , można wyznaczyć dla dokonanego szeregu spostrzeżeń ze stosunku ich ilości n do podwójnej sumy kwadratów ich błędów $2 \sum_{i=1}^n \varepsilon_i^2 = 2 [\varepsilon \varepsilon]$ (sposób oznaczenia sum w rach. wyrówn.), a mianowicie:

$$h^2 = \frac{n}{2 [\varepsilon \varepsilon]}. \text{ (Ściśle dla } n = \infty) \dots \dots \dots (6)$$

Wprowadzając pojęcie t. zw. „błędu średniego“ μ , określonego wzorem (ściśle dla $n = \infty$):

$$\mu^2 = \frac{[\varepsilon \varepsilon]}{n}, \quad \mu = \sqrt{\frac{[\varepsilon \varepsilon]}{n}} \dots \dots \dots (7)$$

(zatem wielkość odwrotnie proporcjonalną do h), otrzymamy z porównania wz. (6) i (7):

$$h^2 = \frac{1}{2\mu^2}, \quad h = \frac{1}{\mu\sqrt{2}} \dots \dots \dots (8)$$

Z powyższego widać, że tak h jak i μ mogą być użyte dla scharakteryzowania dokładności pewnego szeregu spostrzeżeń, tj. że obu tych wielkości można użyć przy wyrównaniu jako miar dokładności.

Jeżeli zestawimy spostrzeżenia, odnoszące się do tej samej wielkości, lecz dokonane z dokładnością różną (zmieniając przyrządy, metodą spostrzegania itp.), to każde spostrzeżenie należy właściwie do innego szeregu spostrzeżeń tj. o innych h i μ .

Aby w tym przypadku zestawić z błędów ε szereg o jednakowej dokładności h i μ , np. h_0 i μ_0 (tj. o pewnej dokładności i pewnym błędzie średnim), weźmy pod uwagę związki między błędami ε_0 i odpowiadającym mu ε :

$$\varepsilon_0^2 : \varepsilon^2 = \mu_0^2 : \mu^2 = \frac{1}{h_0^2} : \frac{1}{h^2} \dots \dots \dots (9)$$

lub

$$\varepsilon_0^2 = \frac{\mu_0^2}{\mu^2} \varepsilon^2 = \frac{h^2}{h_0^2} \varepsilon^2 \dots \dots \dots (10)$$

Stosunki $\frac{\mu_0^2}{\mu^2}$ wzg. $\frac{h^2}{h_0^2}$, określone liczbowo, dostarczają liczb p , zwanych „wagami”. Zatem: wagi poszczególnych spostrzeżeń wzgl. błędów wyznaczmy na podstawie związków:

$$p_1 = \frac{\mu_0^2}{\mu_1^2}, \quad p_2 = \frac{\mu_0^2}{\mu_2^2} \dots p_n = \frac{\mu_0^2}{\mu_n^2} \dots \dots \dots (11)$$

Z wzoru (11) wynikają wnioski: *a*) wagi spostrzeżeń należy obierać jako liczby odwrotnie proporcjonalne do kwadratów ich błędów średnich, *b*) p_0 jest to błąd średni spostrzeżenia o wadze $p_0 = 1$, zwany jednostkowym błędem średnim.

Zastępując kwadrat każdego błędu spostrzeżeń o dokładności różnej wedle (10) i (11) przez odpowiedni iloczyn $p \varepsilon^2$, utworzymy jednostkowy błąd średni dla szeregu błędów o dokładności jednakowej lub o wagach równych jednoci analogicznie do wz. (7):

$$\mu_0^2 = \frac{[p \varepsilon \varepsilon]}{n}, \quad \mu_0 = \sqrt{\frac{[p \varepsilon \varepsilon]}{n}}. \quad (\text{Ścisłe dla } n = \infty) \dots (12)$$

W przypadku spostrzeżeń o dokładności różnej, posługujemy się tym błędem jako miarą dokładności.

Przyjmując, że prawo Gaussa (wzór 5) odnosi się także i do błędów pozornych δ , wyznaczmy najbardziej prawdopodobną wartość spostrzeganej wartości, wzgl. najbardziej prawdopodobne wartości stałych X, Y, Z, \dots , w przypadku spostrzeżeń równodokładnych z warunku:

$$\left(\frac{h}{\sqrt{\pi}}\right)^n e^{-h^2[\delta\delta]} = \max. \dots \dots \dots (13)$$

zaś w przypadku spostrzeżeń różnodokładnych z warunku:

$$\frac{h_1 \cdot h_2 \dots h_n}{(\sqrt{\pi})^n} e^{-[hh\delta\delta]} = \max. \dots \dots \dots (14)$$

Zatem wyrównanie spostrzeżeń równodokładnych przeprowadzamy na podstawie warunku:

$$[\delta \delta] = \min. \dots \dots \dots (15)$$

zaś różnodokładnych na podstawie warunku:

$$[h h \delta \delta] = [p \delta \delta] = \min. \dots \dots \dots (16)$$

Równania (15) i (16) wyrażają najważniejszą zasadę rachunku wyrównawczego, zwaną metodą najmniejszych kwadratów (właściwie metodą sumy najmniejszych kwadratów).

Wzory (7) i (12) są dla praktyki nieprzydatne, gdyż, nie mogąc poznać wartości błędów prawdziwych, nie możemy utworzyć sum $[\varepsilon \varepsilon]$ wzgl. $[p \varepsilon \varepsilon]$. Aby zatem móc obliczyć błąd średni, zastępujemy je w praktyce odpowiedziami im sumami $[\delta \delta]$, wzgl. $[p \delta \delta]$, korzystając ze związku, o ile wyrównanie dotyczy jednej wielkości:

$$[\delta \delta] : [\varepsilon \varepsilon] = (n - 1) : n, \text{ wzgl. } [p \delta \delta] : [p \varepsilon \varepsilon] = (n - 1) : n \dots (17)$$

zaś, o ile spostrzeżenia są funkcjami k wielkości, wyznaczanych rachunkiem wyrównawczym ze związku:

$$[\delta \delta] : [\varepsilon \varepsilon] = (n - k) : n, \text{ wzgl. } [p \delta \delta] : [p \varepsilon \varepsilon] = (n - k) : n \dots (18)$$

Wzór na błąd średni opiewa zatem w przypadku spostrzeżeń równodokładnych (ogólnie dla k niewiadomych):

$$\mu = \sqrt{\frac{[\delta \delta]}{n - k}} \dots \dots \dots (19)$$

zaś w przypadku spostrzeżeń różnodokładnych:

$$\mu_0 = \sqrt{\frac{[p \delta \delta]}{n - k}} \text{ (Jednostkowy błąd średni) } \dots (20)$$

Prócz błędu średniego można użyć także jako miar dokładności błędów: przeciętnego $\mathfrak{S} = \frac{[|\varepsilon|]}{n}$, (gdzie $[|\varepsilon|]$ oznacza sumę bezwzgl. wartości ε), i prawdopodobnego ρ , tj. błędu, którego prawdopodobieństwo pojawienia się jest równe $1/2$.

W praktyce wyznaczamy z reguły tylko błąd średni, obliczając, o ile zachodzi tego potrzeba, błędy przeciętny i prawdopodobny ze związków:

$$\mathfrak{S} = 0,7978846 \mu, \quad \rho = 0,6744898 \mu \dots \dots \dots (21)$$

osiągając w ten sposób najdokładniej ich wartości.

Rodzaje zagadnień rachunku wyrównawczego. Rozróżniamy nast. zagadnienia rachunku wyrównawczego:

1. Wyznaczenie błędów średnich funkcji wielkości spostrzeganych bezpośrednio.
2. Wyrównanie spostrzeżeń bezpośrednich.
3. " " pośrednich.
4. " " zawarunkowanych.
5. " " pośrednich z warunkami.
6. " " zawarunkowanych o niewiadomych.

1. Wyznaczenie błędów średnich funkcji wielkości spostrzeganych bezpośrednio, nie należy właściwie do rachunku wyrównawczego, ale jest z nim w ścisłym związku i ma bardzo wielkie znaczenie dla praktyki, gdyż daje możliwość poznania błędu średniego funkcji spostrzeżeń niezależnych, o ile znamy błędy średnie poszczególnych spostrzeżeń. Aby błąd średni funkcji wyznaczyć, trzeba poznać prawo przenoszenia się błędów (str. 461).

2. Wyrównanie spostrzeżeń bezpośrednich o dokładności jednakowej przeprowadza się na podstawie warunku:

$$[\delta \delta] = \min. \quad \dots \quad (1)$$

zaś o dokładności różnej na podstawie warunku:

$$[p \delta \delta] = \min. \quad \dots \quad (2)$$

Wzory wyrównawcze, wynikające z powyższych warunków, podano poniżej (str. 462); o ile spostrzeżenia są różnodokładne, należy obrać przed zastosowaniem rachunku wyrównawczego odpowiednie wagi.

3. Wyrównanie spostrzeżeń pośrednich, przeprowadzone również na podstawie warunku $[\delta \delta] = \min.$, wzgl. $[p \delta \delta] = \min.$, dostarcza najodpowiedniejszych wartości pewnych stałych wielkości (niewiadomych), których funkcjami są nasze spostrzeżenia L (stąd nazwa: pośrednie). Związki między owymi stałymi, które nazywamy niewiadomymi w rachunku wyrównawczym, a spostrzeżeniami, mogą nie być linjowe, a wtedy wymagają sprowadzenia ich do kształtu linjowego przez rozwinięcie odnośnych funkcji w szereg Taylora z uwzględnieniem wyrazów tylko rzędu pierwszego (co w praktyce z reguły wystarcza).

Biorąc zatem pod uwagę związek (4) str. 457:

$$\delta = f(x, y, z, \dots) - L \quad \dots \quad (3)$$

otrzymamy po wprowadzeniu wartości przybliżonych niewiadomych x_0, y_0, z_0, \dots

$$\delta = f(x_0, y_0, z_0, \dots) + \frac{\partial f}{\partial x} \xi + \frac{\partial f}{\partial y} \eta + \frac{\partial f}{\partial z} \xi + \dots + L \quad \dots \quad (4)$$

przezem $\xi = x - x_0, \quad \eta = y - y_0, \quad \xi = z - z_0, \dots \quad \dots \quad (5)$

są poprawkami, które należy dodać do wartości przybliżonych, aby otrzymać wartości wyrównane x, y, z, \dots

Kładąc

$$\frac{\partial f}{\partial x} = \infty \frac{\delta f}{\delta x_0} = a, \quad \frac{\partial f}{\partial y} = \infty \frac{\delta f}{\delta y_0} = b, \quad \frac{\partial f}{\partial z} = \infty \frac{\delta f}{\delta z_0} = c \quad \dots \quad (6)$$

zaś $f(x_0, y_0, z_0, \dots) - L = l$, otrzymujemy związki na δ , zwane równaniami błędów we formie ogólnej; zatem i -te równanie błędów napiszemy:

$$\delta_i = a_i \xi + b_i \eta + c_i \xi + \dots + l_i \quad \dots \quad (7)$$

Jeżeli związek między spostrzeżeniem a niewiadomymi jest linjowy, kształt równania błędów jest też linjowy, zatem:

$$\delta_i = a_i x + b_i y + c_i z + \dots + l_i \quad \dots \quad (8)$$

a_i, b_i, c_i, \dots , są tu dane, jako współczynniki przy niewiadomych, zaś $l_i = -L_i$.

Dla ułatwienia rachunku wprowadzamy często i w tym przypadku wartości przybliżone.

4. Spostrzeżenia z warunkowane są to spostrzeżenia bezpośrednie, które muszą czynić zadość pewnym warunkom (np. suma 3 kątów trójkąta płaskiego ma być równą 180° itp.).

Suma $[\delta \delta]$, wzgl. $[p \delta \delta]$, musi być i w tym przypadku $\min.$, jednak przy równoczesnem uwzględnieniu warunków, które spostrzeżenia mają spełnić.

Jeżeli owe warunki, tj. związki między poszczególnymi spostrzeżeniami, nie mają kształtu linjowego, sprowadza się je do tego kształtu przez rozwi-

nięcie ich w szereg Taylora z pominięciem wyrazów rzędu wyższego. Otrzymamy zatem, biorąc na uwagę i -ty warunek

$$f_i(l_1 + \delta_1, l_2 + \delta_2, \dots, l_n + \delta_n) = 0 \dots \dots \dots (9)$$

$$f_i(l_1, l_2, \dots, l_n) + \frac{\partial f_i}{\partial l_1} \delta_1 + \frac{\partial f_i}{\partial l_2} \delta_2 + \dots + \frac{\partial f_i}{\partial l_n} \delta_n = 0 \dots (10)$$

Niepoprawione spostrzeżenia, wstawione do warunku (9), tj. $f_i(l_1, l_2, \dots, l_n)$ nie spełnią go do zera, tak, że otrzymamy z reguły pewną odchyłkę $\omega_i \geq 0$, a tem samym:

$$f_i(l_1, l_2, \dots, l_n) = \omega_i \dots \dots \dots (11)$$

Wstawiając ω_i do związku (10) i kładąc

$$\frac{\partial f_i}{\partial l_1} = i_1, \quad \frac{\partial f_i}{\partial l_2} = i_2, \dots, \quad \frac{\partial f_i}{\partial l_n} = i_n,$$

zmienimy go na równanie odchyłki, wyrażone poprawkami w formie linowej:

$$i_1 \delta_1 + i_2 \delta_2 + \dots + i_n \delta_n + \omega_i = 0 \dots \dots \dots (12)$$

Równań odchyłek mamy oczywiście tyle, ile warunków. Szczegóły wyrównania por. str. 469.

5. Spostrzeżenia pośrednie z warunkami mają miejsce przy wyrównywaniu sieci triangulacyjnych, założonych na większych obszarach (państwowych sieci triangulacyjnych). Niektóre sposoby spostrzegania kątów, wzgl. kierunków na poszczególnych stanowiskach (stacjach) sieci wymagają t. zw. wyrównania stacyjnego, przyczem niewiadome, tj. kąty, uzyskane z wyrównań stacyjnych, muszą spełnić warunki geometryczne sieci. Szczegółowe omówienie tego zagadnienia w dziełach specjalnych.

6. Wyrównanie spostrzeżeń zawarunkowanych z niewiadomymi jest najogólniejszą formą rachunku wyrównawczego, ma jednak w praktyce b. małe zastosowanie.

Prawo przenoszenia się błędów. Niech będzie

$$f(l_1 + \varepsilon_1, l_2 + \varepsilon_2, \dots, l_r + \varepsilon_r) \dots \dots \dots (1)$$

funkcją prawdziwych wartości spostrzeżeń $l_i + \varepsilon_i$, odnoszących się do różnych wielkości. Jaki błąd średni będzie odpowiadał funkcji

$$f(l_1, l_2, \dots, l_r) \dots \dots \dots (2)$$

utworzonej ze spostrzeganych wartości l , jeżeli znamy błędy średnie μ poszczególnych spostrzeżeń?

Błąd prawdziwy tej funkcji ε_f otrzymamy, odejmując (2) od (1) po rozwinięciu funkcji pierwszej w szereg Taylora i opuszczeniu wyrazów rzędów wyższych. Zatem będzie:

$$\varepsilon_f = \frac{\partial f}{\partial l_1} \varepsilon_1 + \frac{\partial f}{\partial l_2} \varepsilon_2 + \dots + \frac{\partial f}{\partial l_r} \varepsilon_r \dots \dots \dots (3)$$

Jeżeli błędy ε podlegają prawu Gaussa (por. (4) str. 457), możemy, pod założeniem, że każdą wielkość l spostrzegano n razy, przyczem n dąży do ∞ , zastąpić wzór (3) następującym:

$$\mu_f^2 = \left(\frac{\partial f}{\partial l_1}\right)^2 \mu_1^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial l_2}\right)^2 \mu_2^2 + \dots + \left(\frac{\partial f}{\partial l_r}\right)^2 \mu_r^2 \dots \dots \dots (4)$$

Kładąc dla uproszczenia $\frac{\partial f}{\partial l_i} = f_i$, otrzymujemy ostatecznie:

$$\mu_f^2 = f_1^2 \mu_1^2 + f_2^2 \mu_2^2 + \dots + f_r^2 \mu_r^2 = [ff \mu \mu] \dots \dots \dots (5)$$

O ile spostrzeżenia l odnoszą się do wielkości tego samego rodzaju, np. kątów lub długości itp., można zastąpić wedle wzoru (11) str. 458 każdy μ_i^2 przez $\frac{\mu_0^2}{p_i}$, a wzór (5) przejdzie wówczas na:

$$\mu_f^2 = \mu_0^2 \left[\frac{ff}{p} \right] \dots \dots \dots (5)$$

Przykład. Tachymetrem o stałej $K = 100$ m i stałej $k = 0,30$ m spostrzeżono przy celowej poziomej odcinek na łańcuchu $l = 1,000$ m; jak wielki błąd średni μ_D odpowiada odległości D , jeżeli błędy średnie poszczególnych wielkości składających się na D są:

$$\mu_K = \pm 0,1, \quad \mu_l = \pm l(0,0016 + 0,0005 l) m, \quad \mu_k = \pm 0,01 m?$$

(Błędy średnie μ_K i μ_k otrzymano przy wyznaczaniu wartości każdej ze stałych oddzielnie, błąd μ_l jest urobiony na podstawie licznych doświadczeń, dokonanych w warunkach średnich.)

Ponieważ $D = Kl + k = 100,0 + 0,3 = 100,3$ m, $f_K = l$, $f_l = K$, $f_k = 1$, a wzór na kwadrat błędu średniego μ_D^2 opiewa:

$$\mu_D^2 = l^2 \mu_K^2 + K^2 \mu_l^2 + \mu_k^2, \quad \text{lub (ze względu, że } l = \infty \frac{D}{K}, \quad K = \infty \frac{D}{l},$$

po wstawieniu wartości za μ_i):

$$\mu_D^2 = \left(\frac{D}{K}\right)^2 \left\{ \mu_K^2 + K^2(0,0016 + 0,0005 l)^2 + \left(\frac{K}{D}\right)^2 \mu_k^2 \right\},$$

otrzymamy

$$\mu_D^2 = 0,01 + 0,0441 + 0,0001 = 0,0542,$$

a ostatecznie

$$\mu_D = \sqrt{0,0542} = \pm 0,23 \text{ m.}$$

Zarazem widać, że wpływ błędu średniego μ_k można w powyższym wzorze pominąć.

Wyrównanie spostrzeżeń bezpośrednich. Ogólnie biorąc, odpowiadają spostrzeżeniom dokładności różne, tj. spostrzeżeniom l odpowiadają różne wagi p . Jak obierać wagi, poznamy z przykładu; na razie przyjmujemy je jako liczby nam znane.

Wartość wyrównaną znajdujemy z warunku $[p \delta \delta] = \min.$, wzgl. z równania:

$$\frac{d [p \delta \delta]}{d x} = 0 \dots \dots \dots (1)$$

Po podstawieniu za poszczególne δ wartości $x - l$ i uproszczeniu przez 2, przybiera równanie to kształt:

$$p_1(x - l_1) + p_2(x - l_2) + \dots + p_n(x - l_n) = 0 \dots \dots (2)$$

lub

$$x = \frac{[p l]}{[p]} \dots \dots \dots (3)$$

Jest to $\frac{1}{n}$ zw. średnia arytmetyczna ogólna, tj. średnia z uwzględnieniem wag poszczególnych spostrzeżeń.

Równanie (2) można napisać także we formie:

$$p \delta_1 + p_2 \delta_2 + \dots + p_n \delta_n = [p \delta] = 0. \quad (\text{Równanie kontrolne}) \dots \dots (4)$$

Jednostkowy błąd średni obliczamy wedle wzoru (20) str. 459, przyczem w tym przypadku $k = 1$, zatem będzie:

$$\mu_0 = \sqrt{\frac{[p \delta \delta]}{n - 1}} \dots \dots \dots (5)$$

Sumę $[p \delta \delta]$ urabiamy, podnosząc każdy błąd δ do kwadratu, mnożąc wynik przez odpowiednie p i dodając iloczyny $p \delta^2$. Wzór kontrolny na $[p \delta \delta]$ otrzymujemy ze związku:

$$[p \delta \delta] = [p l l] - [p l] x \dots \dots \dots (6)$$

lub

$$[p \delta \delta] = [p l l] - \frac{[p l][p l]}{[p]} \dots \dots \dots (7)$$

Błędy średnie poszczególnych spostrzeżeń są wedle (11) str. 458.:

$$\mu_1 = \frac{\mu_0}{\sqrt{p_1}}, \quad \mu_2 = \frac{\mu_0}{\sqrt{p_2}}, \quad \mu_n = \frac{\mu_0}{\sqrt{p_n}} \dots \dots \dots (8)$$

zaś błąd średni wartości wyrównanej x wyznaczamy jako błąd średni funkcji

$$x = \frac{p_1}{[p]} l_1 + \frac{p_2}{[p]} l_2 + \dots + \frac{p_n}{[p]} l_n, \text{ zatem:}$$

$$\mu_x^2 = \left(\frac{p_1}{[p]}\right)^2 \mu_1^2 + \left(\frac{p_2}{[p]}\right)^2 \mu_2^2 + \dots + \left(\frac{p_n}{[p]}\right)^2 \mu_n^2 \dots \dots \dots (9)$$

$$\mu_x^2 = \frac{\mu_0^2}{[p]}, \quad \mu_x = \frac{\mu_0}{\sqrt{[p]}} \dots \dots \dots (10)$$

$$\text{Waga wielkości wyrównanej } P_x = [p] \dots \dots \dots (11)$$

W przypadku spostrzeżeń o dokładności jednakowej wzory te brzmią:

$$x = \frac{[l]}{n} \dots \dots \dots (3^*)$$

$$[\delta] = 0 \dots \dots \dots (4^*)$$

$$\mu = \sqrt{\frac{[\delta \delta]}{n-1}} \dots \dots \dots (5^*)$$

$$[\delta \delta] = [l l] - [l] x \dots \dots \dots (6^*)$$

$$[\delta \delta] = [l l] - \frac{[l][l]}{n} \dots \dots \dots (7^*)$$

$$\mu_x = \frac{\mu}{\sqrt{n}} \dots \dots \dots (10^*)$$

$$\text{Waga wielkości wyrównanej } P_x = n \dots \dots \dots (11^*)$$

Przykład. Ciągi niwelacyjne, prowadzone z trzech punktów stałych (reperów), schodzą się w punkcie t. zw. węzłowym. Wysokości punktów stałych (H_1 , H_2 i H_3), długości poszczególnych ciągów L (w km), oraz wzniesienia z punktów stałych do punktu W. otrzymane jako spostrzeżenia z niwelacji, podaje następujące zestawienie:

$$H_1 = 250,138 \text{ m} \quad L_1 = 3,3 \text{ km} \quad h_1 = +2,187 \text{ m} \quad H_1 + h_1 = H'_W = 252,325 \text{ m}$$

$$H_2 = 254,294 \text{ m} \quad L_2 = 0,9 \text{ km} \quad h_2 = -1,975 \text{ m} \quad H_2 + h_2 = H''_W = 252,319 \text{ m}$$

$$H_3 = 251,394 \text{ m} \quad L_3 = 1,7 \text{ km} \quad h_3 = +0,921 \text{ m} \quad H_3 + h_3 = H'''_W = 252,315 \text{ m}$$

Należy znaleźć H_W , oraz błędy śr. μ_0 i μ_W .

Ponieważ dokładności wyników zależą przy niwelacji od długości poszczególnych ciągów, przeto powyższe spostrzeżenia są różnodokładne.

Aby mieć możliwość urobienia wag wedle wzoru (11) str. 458, przyjmujemy z góry (przed wyrównaniem) wartości błędów średnich wedle wzoru empirycznego: ($\mu_L = v \sqrt{L}$, $\mu_0 = v \sqrt{1}$, przyczem L należy wstawić w km. Wagi poszczególnych ciągów są zatem:

$$p_1 = \frac{1}{L_1} = 0,3, \quad p_2 = \frac{1}{L_2} = 1,1, \quad p_3 = \frac{1}{L_3} = 0,6.$$

Dla uproszczenia rachunku wprowadzimy wartość przybliżoną wysokości punktów W , mianowicie $H_0 = 252,310$ m; wobec czego poszczególne spostrzeżenia (w mm) będą:

$$l_1 = H'_w - H_0 = 15, \quad l_2 = H'_w - H_0 = 9, \quad l_3 = H'_w - H_0 = 5.$$

Rachunek przedstawia się w zestawieniu schematycznym następująco:

	l	p	pl	pll	δ	$p\delta$	$p\delta\delta$
1	15	0,3	4,5	67,5	- 6,3	- 1,89	11,907
2	9	1,1	9,9	89,1	- 0,3	- 0,33	0,099
3	5	0,6	3,0	15,0	+ 3,7	+ 2,22	8,214
Σ		2,0	17,4	171,6		0,00	20,220

$$x = \frac{17,4}{2,0} = 8,7 \text{ mm, wzór kontrolny na}$$

$$[p\delta\delta] = 171,6 - 17,4 \cdot 8,7 = 20,22.$$

(Zgodność zupełna z powodu niezaokrąglania poprzednich wyników),

$$H_w = H_0 + x = 252,310 + 0,0087 = 252,3187 \text{ m.}$$

Następnie obliczamy błędy średnie:

$$\mu_0 = \sqrt{\frac{20,22}{3-1}} = \pm 3,18 \text{ mm (na km długości ciągu),}$$

$$\mu_1 = \pm \frac{3,18}{\sqrt{0,3}} = \pm 5,8 \text{ mm,} \quad \mu_2 = \pm \frac{3,18}{\sqrt{1,1}} = \pm 3,0 \text{ mm,}$$

$$\mu_3 = \pm \frac{3,18}{\sqrt{0,6}} = \pm 4,1 \text{ mm,}$$

$$\mu_x = \pm \frac{3,18}{\sqrt{2}} = 2,2 \text{ mm.}$$

Wyrównanie par spostrzeżeń. Jeżeli ilość spostrzeżeń n równa się 2, natenczas mówimy o wyrównaniu pary spostrzeżeń. Omówimy tu: wyrównanie par spostrzeżeń a) równodokładnych i b) różnodokładnych.

a) Dwa spostrzeżenia l i l' o wagach $p = 1$ wyrównujemy, tworząc średnią arytmetyczną:

$$x = \frac{l + l'}{2} \dots \dots \dots (1)$$

Dokładność wyznaczenia wielkości

$$d = l' - l \dots \dots \dots (2)$$

Ponieważ

$$\delta = \frac{d}{2}, \quad \delta' = -\frac{d}{2},$$

przeto

$$\mu^2 = \frac{d^2}{2}, \quad \mu = \frac{d}{\sqrt{2}} \dots \dots \dots (3)$$

zaś

$$\mu_x^2 = \frac{d^2}{4}, \quad \mu_x = \pm \frac{d}{2} \dots \dots \dots (4)$$

b) Wyrównanie par spostrzeżeń różnodokładnych ma zastosowanie najczęściej przy wyznaczaniu punktów stałych niwelacyjnych, nawiązanych tylko do jednego punktu stałego.

Wyrównanie polega na obliczeniu średnich arytmetycznych dla każdej pary osobno, zaś jednostkowego błędu średniego μ_0 dla wszystkich par wedle wzoru (o ile każdej parze odpowiada waga inna):

$$\mu_0 = \sqrt{\frac{p d d}{2 r}},$$

przyczem r oznacza ilość poszczególnych par.

Jest to jednostkowy błąd średni przed wyrównaniem, który, wprowadzając różnicę średnią

$$d_0 = \sqrt{\frac{p d d}{r}},$$

możemy określić wzorem, zbudowanym analogicznie do wzoru (3):

$$\mu_0 = \frac{d_0}{\sqrt{2}} \dots \dots \dots (5^*)$$

Jednostkowy błąd średni po wyrównaniu, tj. błąd średni, obliczony przy pomocy poszczególnych $p_i \mu_i^2$ będzie [analogicznie do (4)]:

$$(\mu)_0 = \pm \frac{d_0}{2} \dots \dots \dots (6)$$

Znaczenie błędu $(\mu)_0$, por. przykład.

Przykład. Dla wyznaczenia wysokości czterech punktów pomierzono wzniesienia $h_1, h_1', h_2, h_2', h_3, h_3'$ i h_4, h_4' , stanowiące 4 pary spostrzeżeń, nawiązując się do punktu stałego A , którego wysokość $H_A = 252,313$ m. Rachunek przeprowadzono, posługując się następującym schematem:

L. p.	Oznaczenie wzniesień	Wzniesienia w m		Długości ciągów L w km	Wagi $p = \frac{1}{L}$
		h	h'		
1.	z A na 1.	+ 18,917	+ 18,925	2,0	0,50
2.	z 1. na 2.	+ 17,486	+ 17,470	3,4	0,29
3.	z 2. na 3.	- 1,953	- 1,939	3,1	0,32
4.	z 3. na 4.	- 5,892	- 5,882	2,6	0,39

Wyrównanie (d i μ w mm).

L. p.	$d = h' - h$	$\mu = \frac{d}{\sqrt{2}}$	$\mu_x = \pm \frac{d}{2}$	p	dd	pdd	Wzniesienia wyrównane w m
1.	+ 8	\pm 5,7	\pm 4	0,50	64	32,00	+ 18,921 \pm 0,004
2.	- 16	\pm 11,3	\pm 8	0,29	256	74,24	+ 17,478 \pm 0,008
3.	+ 14	\pm 9,9	\pm 7	0,32	196	62,72	- 1,946 \pm 0,007
4.	+ 10	\pm 7,1	\pm 5	0,39	100	39,00	- 5,887 \pm 0,005
						Σ : 207,96	

$$d_0 = \pm \sqrt{\frac{207,96}{4}} = \pm 7,21$$

$$\mu_0 = \frac{7,21}{\sqrt{2}} = \pm 5,1 \text{ mm}, \quad (\mu)_0 = \pm \frac{7,21}{2} = \pm 3,6 \text{ mm}.$$

Wyrównanie spostrzeżeń, których suma jest stała, można przeprowadzić jako wyrównanie spostrzeżeń bezpośrednich.

Załóżmy, że wartości prawdziwe wielkości spostrzeganych mają spełnić warunek:

$$l_1 + \varepsilon_1 + l_2 + \varepsilon_2 + \dots + l_n + \varepsilon_n - C = 0 \dots \dots (1)$$

Wstawiając w (1) wartości l (niepoprawione), nie spełnimy go do zera, lecz otrzymamy po stronie prawej pewną nieznaną „odchylek” od zera ω ; zatem będzie:

$$l_1 + l_2 + \dots + l_n - C = \omega \dots \dots \dots (2)$$

Wyrównanie ma nam dostarczyć takich „poprawek” δ , aby spostrzeżenia, poprawione o δ , spełniły powyższy warunek do zera, tj. aby:

$$l_1 + \delta_1 + l_2 + \delta_2 + \dots + l_n + \delta_n - C + 0 \dots \dots \dots (3)$$

Z porównania (3) i (2) wynika:

$$\delta_1 + \delta_2 + \dots + \delta_n + \omega = 0 \dots \dots \dots (4)$$

Jeżeli poszczególnym spostrzeżeniom odpowiadają wagi różne p_1, p_2, \dots, p_n , to wartości wyrównane tych spostrzeżeń możemy ze względu na istniejący warunek (1) wzgl. (2) przedstawić, jako średnie arytmetyczne ogólne; i tak np.

$$x_1 = \frac{p_1 l_1 + p_1' l_1'}{p_1 + p_1'} \dots \dots \dots (5)$$

przyczem $l_1' = C - (l_2 + l_3 + \dots + l_n) = l_1 - \omega$, $\mu_1^2 = [\mu^2] - \mu_1^2$,

$$\text{zaś} \quad p_1' = \frac{1}{\left[\frac{1}{p}\right] - \frac{1}{p_1}}$$

Wstawiając powyższe wartości we wzór (5), otrzymamy

$$x_1 = \frac{l_1 (p_1 + p_1') - p_1' \omega}{p_1 + p_1'} = l_1 - \frac{p_1' \omega}{p_1 + p_1'}$$

$$x_1 = l_1 - \frac{\frac{1}{\left[\frac{1}{p}\right] - \frac{1}{p_1}} \omega}{\frac{1}{p_1} + \frac{1}{\left[\frac{1}{p}\right] - \frac{1}{p_1}}} = l_1 - \omega \frac{\frac{1}{p_1}}{\left[\frac{1}{p}\right]} \dots \dots \dots (6)$$

W analogiczny sposób obliczymy x_2, x_3, \dots, x_n .

Posługując się wzorami (5), (8) i (10) str. 462 i 463 ustalimy wzory dla następujących błędów średnich:

$$\text{(jedn. błąd śr.)} \quad \mu_o = \frac{\omega}{\sqrt{\left[\frac{1}{p}\right]}} \dots \dots \dots (7)$$

$$\text{((błąd śr. przed wyr.)} \quad \mu_i = \omega \frac{\sqrt{\frac{1}{p_i}}}{\sqrt{\left[\frac{1}{p}\right]}} \dots \dots \dots (8)$$

$$\text{błąd śr. wart. wyr.)} \quad (\mu)_i = \frac{\omega}{\left[\frac{1}{p}\right]} \sqrt{\left[\frac{1}{p}\right] - \frac{1}{p_i}} \cdot \sqrt{\frac{1}{p_i}} \dots \dots \dots (9)$$

W przypadku wag równych wzory powyższe brzmią:

$$x_i = l_i - \frac{\omega}{n} \dots \dots \dots (6^*)$$

$$\mu = \mu_i = \frac{\omega}{\sqrt{n}} \dots \dots \dots (7^*)$$

$$(\mu) = (\mu_i) = \frac{\omega}{n} \sqrt{n-1} \dots \dots \dots (9^*)$$

Przykład. Na ciąg niwelacyjny składają się wzniesienia: $h_1 = 2,201$ m, $h_2 = 3,408$ m i $h_3 = -5,597$ m; długość całkowita ciągu wynosi 4 km, z czego przypada na wzniesienie pierwsze: $L_1 = 0,8$ km, na drugie: $L_2 = 1,2$ km, zaś na trzecie: $L_3 = 2,0$ km.

Wyrównanie przedstawiono przy pomocy następnego schematu:

(δ i μ w mm.)

L. p.	Wzniesienia spostrzegane h (w m)	Odległości L (w km) $L = \frac{1}{p}$	δ (w mm)	Wzniesienia wyrównane $h + \delta$ (w m)	$\sqrt{\frac{1}{p_i}}$	μ_i (w mm)	$\sqrt{\frac{1}{p} - \frac{1}{p_i}} \sqrt{\frac{1}{p_i}}$	$(\mu)_i$ (w mm)
1	2,201	0,8	- 2,4	2,199	$\pm 0,89$	$\pm 5,3$	$\pm 1,59$	$\pm 4,8$
2	3,408	1,2	- 3,6	3,404	$\pm 1,10$	$\pm 6,6$	$\pm 1,84$	$\pm 5,5$
3	- 5,597	2,0	- 6,0	- 5,603	$\pm 1,41$	$\pm 8,5$	$\pm 2,00$	$\pm 6,0$
Σ	+ 0,012	4,0	- 12,0	0,000				

$$\omega = 12 \text{ mm}, \quad \frac{\omega}{\left[\frac{1}{p}\right]} = 3 \text{ mm}, \quad \mu_0 = \frac{\omega}{\sqrt{\left[\frac{1}{p}\right]}} = \pm 6 \text{ mm}.$$

Wyrównanie spostrzeżeń pośrednich ma dostarczyć najodpowiedniejszych (najbardziej prawdopodobnych) wartości stałych wielkości X, Y, Z, \dots , których funkcjami są spostrzeżenia. Przyjmując ilość spostrzeżeń n , zaś ilość stałych, tj. niewiadomych k , otrzymamy n równań błędów o k niewiadomych kształtu związków (7) i (8) str. 460, przychem ma być $n > k$:

$$\delta_i = a_i x + b_i y + c_i z + \dots l_i \quad \dots \quad (1)$$

$$\text{wzgl.} \quad \delta_i = a_i \xi + b_i \eta + c_i \zeta + \dots l_i \quad \dots \quad (2)$$

W równaniach (2) oznaczają $\xi = x - x_0, \eta = y - y_0, \zeta = z - z_0, \dots$, poprawki, jakich należy udzielić wartościom przybliżonym niewiadomych, aby uzyskać ich wartości wyrównane. Dla uproszczenia będziemy oznaczali niewiadome nadal przez x, y, z, \dots , które będą miały w każdym przypadku odpowiednie znaczenie.

Warunek $[p \delta \delta] = \min$. dostarcza przy k niewiadomych x, y, z, \dots , k związków kształtu:

$$\frac{\partial [p \delta \delta]}{\partial x} = 0, \quad \frac{\partial [p \delta \delta]}{\partial y} = 0, \quad \frac{\partial [p \delta \delta]}{\partial z} = 0, \quad \dots \quad (3)$$

lub po wstawieniu pochodnych cząstkowych:

$$[p a \delta] = 0, \quad [p b \delta] = 0, \quad [p c \delta] = 0 \quad \dots \quad (4)$$

Rugując w tych związkach poszczególne δ , otrzymamy po odpowiednim przekształceniu ostatecznie k równań o k niewiadomych kształtu:

$$\left. \begin{aligned} [p a a] x + [p a b] y + [p a c] z + \dots [p a l] &= 0 \\ [p a b] x + [p b b] y + [p b c] z + \dots [p b l] &= 0 \\ [p a c] x + [p b c] y + [p c c] z + \dots [p c l] &= 0 \\ \dots &\dots \end{aligned} \right\} \dots \quad (5)$$

Te t. zw. równania normalne, dostarczające wartości niewiadomych, rozwiązujemy zwykle metodą Gaussa (rugowania), ustawiając system zredukowanych równań normalnych kształtu (dla 3 niewiadomych):

$$\left. \begin{aligned} [paa]x + [pab]y + [pac]z + [pal] &= 0 \\ [pbb.1]y + [pbc.1]z + [pbl.1] &= 0 \\ [pec.2]z + [pel.2] &= 0 \end{aligned} \right\} \dots (6)$$

przyczem

$$\left. \begin{aligned} [pbb.1] &= [pbb] - \frac{[pab]}{[paa]}[pab], [pbc.1] = [pbc] - \frac{[pab]}{[paa]}[pac] \\ [pbl.1] &= [pbl] - \frac{[pab]}{[paa]}[pal] \end{aligned} \right\} \dots (7)$$

$$\left. \begin{aligned} [pec.2] &= [pec.1] - \frac{[pbc.1]}{[pbb.1]}[pbc.1], \\ [pel.2] &= [pel.1] - \frac{[pbc.1]}{[pbb.1]}[pbl.1] \end{aligned} \right\} \dots \dots (8)$$

Wyrazy, należące do zestawienia (7), nazywamy wyrazami raz zredukowanymi, należące do (8), wyrazami dwa razy zredukowanymi.

Po wyznaczeniu wartości niewiadomych z (6), wyznaczamy z równań błędów (1) wzgl. (2) poszczególne δ , podnosimy je do kwadratu i po pomnożeniu ich przez odpowiednie p tworzymy sumę $[p\delta\delta]$.

Łatwo można dowieść, że

$$[p\delta\delta] = [pal]x + [pab]y + [pac]z + [pll] \dots \dots (9)$$

którym to związkiem posługujemy się dla kontroli $[p\delta\delta]$.

Kontrolę inną wyprowadza się z poprzedniego związku po wyrugowaniu niewiadomych; mianowicie (ogólnie dla k niewiadomych):

$$[p\delta\delta] = [pll.k] \dots \dots \dots (10)$$

równanie to przechodzi w przypadku trzech niewiadomych na:

$$[p\delta\delta] = [pll.3] = [pll] - \frac{[pal]^2}{[paa]} - \frac{[pbl.1]^2}{[pbb.1]} - \frac{[pel.2]^2}{[pec.2]} \dots (10^*)$$

Jednostkowy błąd średni dla k niewiadomych:

$$\mu_0 = \sqrt{\frac{[p\delta\delta]}{n-k}} \dots \dots \dots (11)$$

Błędy średnie wielkości wyrównanych x, y, z, \dots , wyznaczamy na podstawie wzorów:

$$\mu_x^2 = Q_{1.1} \mu_0^2, \mu_y^2 = Q_{2.2} \mu_0^2, \mu_z^2 = Q_{3.3} \mu_0^2, \dots, \dots (12)$$

zaś potrzebne w tym celu wyrazy Q na podstawie t. zw. równań wag (w ilości ogólnie $\frac{k(k+1)}{2}$), które dla trzech niewiadomych mają kształt:

$$\left. \begin{aligned} [paa]Q_{1.1} + [pab]Q_{1.2} + [pac]Q_{1.3} &= 1 \\ [paa]Q_{1.2} + [pab]Q_{2.2} + [pac]Q_{2.3} &= 0 \\ [pbb.1]Q_{2.2} + [pbc.1]Q_{2.3} &= 1 \\ [paa]Q_{1.3} + [pab]Q_{2.3} + [pac]Q_{3.3} &= 0 \\ [pbb.1]Q_{2.3} + [pbc.1]Q_{3.3} &= 0 \\ [pec.2]Q_{3.3} &= 1 \end{aligned} \right\} \dots \dots (13)$$

Łatwo zauważyć, że dla $k=2$ jest

$$Q_{2.2} = \frac{1}{[pbb.1]}, \text{ zaś } Q_{1.1} = Q_{2.2} \frac{[pbb]}{[paa]} \dots \dots \dots (14)$$

zatem $\mu_y = \mu_0 \sqrt{\frac{1}{[pbb.1]}}$, $\mu_x = \mu_y \sqrt{\frac{[pbb]}{[paa]}}$ $\dots \dots \dots (15)$

Błąd średni funkcji $F(x, y, z \dots)$ wielkości wyrównanych obliczamy z wzoru:

$$\mu_F^2 = \mu_0^2 \left\{ \frac{F_1^2}{[paa]} + \frac{(F_2 \cdot 1)^2}{[pbb.1]} + \frac{(F_3 \cdot 2)^2}{[pcc.2]} + \dots \right\} \dots \dots (16)$$

przyczem

$$\left. \begin{aligned} F_1 &= \frac{\partial F}{\partial x}, & F_2 &= \frac{\partial F}{\partial y}, & F_3 &= \frac{\partial F}{\partial z}, \dots \dots \\ (F_2 \cdot 1) &= F_2 - \frac{[pab]}{[paa]} F_1, & (F_3 \cdot 1) &= F_3 - \frac{[pac]}{[paa]} F_1 \\ (F_3 \cdot 2) &= F_3 \cdot 1 - \frac{[pbc.1]}{[pbb.1]} (F_2 \cdot 1) \end{aligned} \right\} \dots \dots (17)$$

Przykłady wyrównania spostrzeżeń pośrednich por. str. 410 i 412.

Wyrównanie spostrzeżeń zawarunkowanych. Jeżeli spostrzeżenia l , odnoszące się do różnych wielkości, mają spełnić r warunków, należy wedle ust. 4. str. 460, ustawić r , odpowiadających im, linjowych równań odchylek kształtu:

$$\left. \begin{aligned} a_1 \delta_1 + a_2 \delta_2 + \dots + a_n \delta_n + \omega_1 &= 0 \\ b_2 \delta_1 + b_2 \delta_2 + \dots + b_n \delta_n + \omega_2 &= 0 \\ c_1 \delta_1 + c_2 \delta_2 + \dots + c_n \delta_n + \omega_3 &= 0 \\ \dots \dots \dots \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (1)$$

przyczem $n > r$.

O ile spostrzeżeniom odpowiadają wagi różne, przeprowadzamy wyrównanie na podstawie warunku:

$$[p\delta\delta] = \min.$$

przy równoczesnem uwzględnieniu związków (1). Wedle zasad analizy należy dodać do $[p\delta\delta]$ związki (1), pomnożone przez współczynniki nieoznaczone k'_1, k'_2, k'_3, \dots i wyznaczyć bezwzględne minimum tak utworzonej funkcji Ω .

Zatem $\Omega = [p\delta\delta] + k'_1([a\delta] + \omega_1) + k'_2([b\delta] + \omega_2) + k'_3([c\delta] + \omega_3) + \dots = \min. (2)$

a następnie: $\frac{\partial \Omega}{\partial \delta_1} = 0, \frac{\partial \Omega}{\partial \delta_2} = 0, \dots, \frac{\partial \Omega}{\partial \delta_n} = 0 \dots \dots \dots (3)$

lub po przeprowadzeniu zaznaczonych działań:

$$\left. \begin{aligned} 2p_1 \delta_1 + a_1 k'_1 + b_1 k'_2 + c_1 k'_3 + \dots &= 0 \\ 2p_2 \delta_2 + a_2 k'_1 + b_2 k'_2 + c_2 k'_3 + \dots &= 0 \\ 2p_3 \delta_3 + a_3 k'_1 + b_3 k'_2 + c_3 k'_3 + \dots &= 0 \\ \dots \dots \dots \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (4)$$

Kładąc $k'_1 = -2k_1, k'_2 = -2k_2, \dots$, otrzymamy po uproszczeniu przez 2:

$$\left. \begin{aligned} \delta_1 &= \frac{1}{p_1} (a_1 k_1 + b_1 k_2 + c_1 k_3 + \dots) \\ \delta_2 &= \frac{1}{p_2} (a_2 k_1 + b_2 k_2 + c_2 k_3 + \dots) \\ \delta_3 &= \frac{1}{p_3} (a_3 k_1 + b_3 k_2 + c_3 k_3 + \dots) \\ \dots \dots \dots \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (5)$$

Zarys fotografii.

Napisał

dr. fil. Henryk Mikolasch.

Ogólne. „Ciemnia“ („kamera“) jest to szczelna skrzyneczka, zaopatrzona z przodu otworem, w którym mieści się soczewka skupiająca, t. zw. „objektyw“. Tylną ścianę ciemni zastępuje matowa szyba, t. zw. „matówka“, urządzona tak, że w danej chwili można ją usunąć, a na jej miejsce wstawić płytę szklaną powleczoneą światłoczułą warstwą. Odstęp matówki od obiektywu można dowolnie zmieniać, tak, aby obraz przedmiotu, na który zwrócony jest obiektyw, przedstawił się najwyraźniej (obraz nastawiony jest wtedy „na ostro“). Nastawiając obiektyw na przedmiot bliski, trzeba matówkę od obiektywu oddalić. Do przedłużania i skracania służy t. zw. „wyciąg“ miechowy.

Po nastawieniu na ostro zastępuje się matówkę płytą światłoczułą w odpowiedniej osłonie, t. zw. „kasecie“, zakrywamy poprzecznie obiektyw przy pomocy „zaczepki“ („kapturka“) albo zapomocą „migawki“.

Celem ochrony płyty światłoczułej przed wszelkiem światłem, prócz promieni rzuconych obiektywem, należy ją bądźto zamknąć hermetycznie wewnątrz ciemni, bądźże umieścić ją w t. zw. „kasecie“ czyli płaskim futerale o wysuwalnej ścianie („zasuwie“), dającym się szczelnie z ciemnią zespolić.

Po wyjęciu zasuwki kasetowej odkrywa się obiektyw, wskutek czego promienie światła padają z przedmiotu fotografowanego przez obiektyw na płytę światłoczułą. Czynność tę zówiemy „wyswieteniem“.

Płytę wyświetloną wyjmuje się z kasety w t. zw. „ciemnicy“, tj. zupełnie ciemnej ubikacji, oświetlonej jedynie rubinowoczerwoną latarnią, i wkłada się ją do specjalnego płynu („wołacza“). Po chwili na jasnej powierzchni płyty zaczyna ukazywać się obraz fotografowanego przedmiotu, ale negatywny (czarne miejsca na płycie odpowiadają jasnym częściom oryginału i naodwrot). Po wydobyciu odp. siły czyli „krytości“ obrazu negatywnego, wyjmuje się wywołaną płytę z płynu, przepłukuje wodą i wkłada do „utrwalacza“, który sprzeczoczyszcza warstwę płyty i pozbawia ją światłoczułości. Wywołaną i utrwaloną płytę naz. „kiszą“, „matrycą“ lub „negatywnem“.

Celem otrzymania obrazu właściwego, pozytywnego, trzeba negatyw „skopjować“, tj. sporządzić zeń „odbitkę“, kładąc na negatyw papier światłoczuły, warstwą czułą do warstwy negatywu i poddając go działaniu światła dziennego („naświetlanie“).

Aparat fotograficzny. Do zdjęć inżynierskich i architektonicznych nadają się najlepiej trzy typy aparatów fotograficznych: Ciemnia podróżna

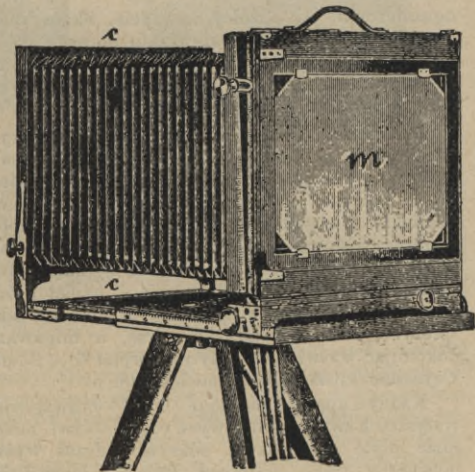


Fig. 126.

statywowa, ciemnia składana („kieszonkowa“) t. zw. „uniwersalna“, oraz ciemnia lustrzana czyli „zwierciadłowa“.

1. Ciemnia podróżna statywowa (fig. 126) służy do zdjęć od $12 \times 16\frac{1}{2}$ do 18×24 cm, tj. takich, których powiększać nie zamierzamy. Jak najdłuższy wyciąg miecha (40, wzgl. 60 cm); nadto pion i libelka, aby umożliwić ustawienie matówki do pionu, zaś górnej jej krawędzi do poziomu. „Czołówka“ (c), czyli przednia ścianka ciemni, dźwigająca obiektyw, powinna przesuwając się w górę i w dół, a nadto dać się pochylać ku matówce (m). Konieczny silny, drewniany, składany, okuty „trójnog“ czyli „statyw“.

2. Ciemnia składana uniwersalna (fig. 127). Zdjęć migowych (6×9 do 10×15) dokonywać można także „z ręki“ bez konieczności użycia statywu. Długość

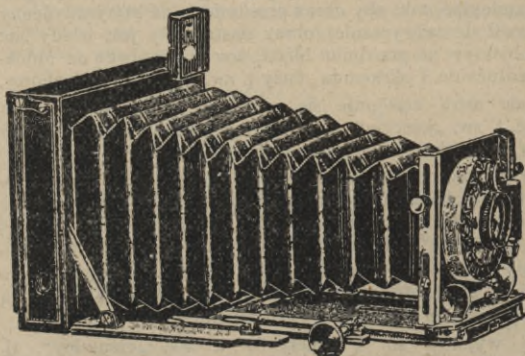


Fig. 127.

miecha i tu znaczna, tj. 24, wzgl. 36 cm. Libelka konieczna. Nadaje się też do statywu. Do zdjęć z ręki posiada ciemnia uniwersalna „celownik“, oraz „skalę oddalenia“. Celownik służy do uchwycenia fotografowanego przedmiotu w takim położeniu, jak go na fotografowaniu dostaje przagniemy. Obraz w celowniku musi występować jasno oraz dokładnie w takim

ograniczeniu, jak później na płycie. Skala oddalenia zastępuje podczas zdjęć z ręki matówkę przy nastawianiu obrazu „na ostro“. Oddalenie przedmiotu od aparatu ocenia się tu jedynie okiem, poczem zmniejsza się lub zwiększa wyciąg miecha, dopóki wskazówka przytwierdzona do wyciągu nie wskaże odp. oddalenia na podziałce skali.

3. Zwierciadłowa (fig. 128). Typ bardzo dobry do celów inż. i arch. Obiektyw rzuca tu obraz fotografowanego przedmiotu na ruchome lustro posrebrzane, ustawione wewnątrz ciemni pod kątem 45° ; zwierciadło odbija obraz, rzucając go na poziomą matówkę nad niem ustawioną, osłoniętą wysokim składanym kominem. Korzyści: a) widzimy przedmiot fotografowany stojący tak, jak w rzeczywistości, a nie „do góry nogami“ i to dokładnie w tej samej wielkości, jak później na fotogramie; b) można ruchomy przedmiot tak długo „wizować“ przy otwartej kasie i napiętej migawce, aż przybierze pożądaną pozę, poczem w tym samym ułamku sekundy, gdy pociśnie się odp. sprężynę, lustro odpada ku górze, a migawka szczelinowa spada w dół dokonując wyświetlenia płyty. Format 6×9 lub 9×12 (ewent. 9×9) cm. Uzyskane klisze można powiększać.

Każdy aparat posiadać musi bezwzględna, hermetyczną szczelność wszystkich swych składowych części — zwł. miecha — w przeciwnym bowiem razie płytę światłoczułą, odkrytą podczas wyświetlania ku wnętrzu ciemni musiałoby trafić „fałszywe światło“ powodując wadliwość („zamglenie“) kliszy.

Obiektyw: Ciemnia może być zaopatrzona: a) w otwór t. zw. „steno-peiczny“, b) w pojedynczą soczewkę skupiającą, c) w „obiektyw“, złożony z dwóch lub większej ilości rozmaitych soczewek. Wskazany jedynie obiektyw najdoskonalszego typu t. zw. „anastygmatyczny“ (fig. 129). Inne soczewki są wadliwe.

Każdy obiektyw posiada pewne stałe, których poznanie, jak również zrozumienie wpływu, jakie wywierają na jakość zdjęć, jest konieczne. Są nimi „ogniskowa“ i „jasność“ obiektywu. Pod ogniskową rozumiemy w mniej ścisłym znaczeniu oddalenie tego punktu między soczewkami, gdzie wpuszczona jest w obiektyw przysłona tęczątkowa (t), od środka matówki przy ostrym nastawieniu na niej obrazu przedmiotu bardzo znacznie oddalonego. Pomiar ogniskowej uskuteczniamy sposobem w praktyce wystarczającym tak: ustawivszy aparat przed rozległym krajobrazem, zwracamy go obiektywem zupełnie otwartym ku jakiemuś dalekiemu przedmiotowi, poczem w sposób wiadomy nastawiamy na matówce małeńki obraz przedmiotu jak najostrzej. Następnie mierzymy dokładnie odstęp środkowej części matówki

od przysłony obiektywu, odczytując wprost długość ogniskowej w centymetrach. Ogniskowa wpływa na długość wyciągu miechowego, jakoteż na wielkość obrazu fotografowanego przedmiotu na matówce, a więc i na fotografiamie. Im większa ogniskowa, tem większy obraz, ale i tem dłuższego potrzeba wyciągu miecha.

Cheąc więc otrzymać jak największy obraz fotografowanego przedmiotu, mamy przed sobą dwie drogi: zbliżyć

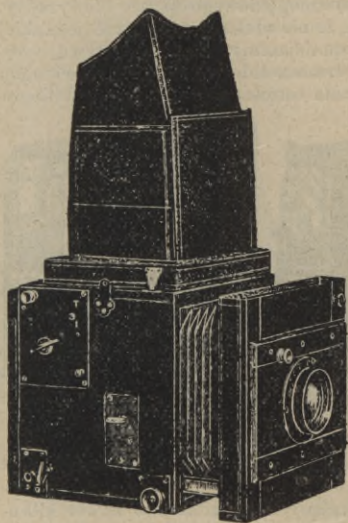


Fig. 128.

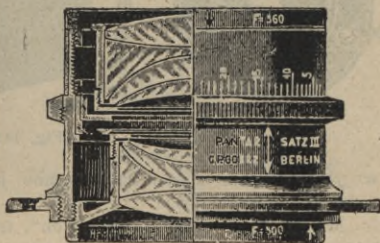


Fig. 129.

się doń nadmiernie, co spowodowałoby musiało obce dla oka, zatem rażące „przerysowanie“ perspektywiczne przedmiotu na fotografiamie — albo zastosowanie do zdjęcia obiektywu o jak najdłuższej ogniskowej, granicę której określi wyciąg miecha, jakim rozporządzamy. Najlepiej trzymać się drogi pośredniej, zaopatrując się w obiektyw o średniej ogniskowej, wynoszącej dla formatu płyty 6×9 : 12 do 15 *cm*, dla 9×12 : 15 do 18 *cm*, dla 13×18 : 21 do 26 *cm*. Ogniskową obiektywu oznaczamy literą F , np. $F = 150$ *mm*.

Obiektyw taki spełni należycie swe zadanie w przeważnej części naszych zdjęć; zawiedzie atoli: *a*) przy fotografowaniu przedmiotów odległych, do których dostęp jest utrudniony z powodu przeszkód terenowych; *b*) przy zdejmowaniu wielkich przedmiotów, od których nie jesteśmy w stanie należycie się oddalić. Wówczas wskazane są obiektywy specjalne: w pierwszym wypadku „dalekovidze“ (teleobiektywy), w drugim obiektywy „szerokokątne“.

Drugą stałą każdego obiektywu jest jego jasność. Jasność tę wyraża się z dostateczną dokładnością zap. cyfry, oznaczającej, ile razy średnica wolnego otworu obiektywu mieści się w jego ogniskowej. Jeżeli np. ogniskowa obiektywu = 30 *cm*, a średnica soczewek wolna od oprawy = 5 *cm*, to jasność tego obiektywu wynosi w przybliżeniu $30 : 5 = 6$, co oznaczamy $f/6$ albo $f : 6$.

Mając np. dwa obiektywy o jasności $f/6$ i $f/12$ i ustaliwszy, że doskołały technicznie fotogram pierwszym obiektywem, otrzymamy przy wyświetleniu płyty przez 1 sek., to chcąc w tych samych warunkach otrzymać równie dobry fotogram drugim obiektywem, o połowę mniej jasnym, wyświetlić musimy nie dwa ale cztery razy dłużej, tj. przez 4 sek. Zatem otwór obiektywu, mniejszy w środku n razy, wymaga n^2 dłuższego wyświetlenia. Zwiększyć jasności nie można; można ją jednak zmniejszać zap. „przysłony“.

Jeżeli mamy dokonać zdjęcia, na którym wszystkie przedmioty pierwszego, średniego i ostatniego planu muszą być zarysowane z jednakową, „rytą“ ostrością, to spostrzeżemy, że po nastawieniu ostrem na matówce przedmiotu pierwszoplanowego, kontur ostatnioplanowego będzie niewyraźny, rozmazany i naodwrot, — jednym słowem, że nie zdołamy rozmieścić jednakiej ostrości po wszystkich planach. Wtedy zmniejszamy otwór obiektywu, zewężając średnicę tęczówkowej przysłony i równocześnie widzimy, jak zaciemnia się matówkowy obraz, ale zarazem wzrasta ostrość wszystkich przedmiotów

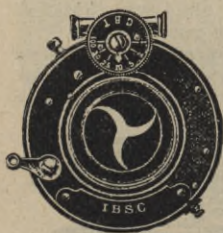


Fig. 130.



Fig. 131.

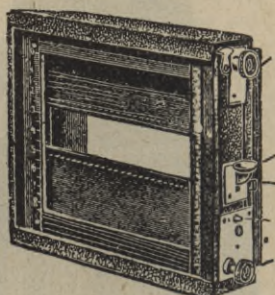


Fig. 132.

w głąb obrazu. Przez zmniejszenie jasności obiektywu zwiększamy więc „głębię ostrości“.

Migawka. Zdjęć „czasowych“, trwających od kilku lub nawet kilkunastu minut aż do $\frac{1}{2}$ sek., dokonywa się przez odkrycie czapeczki obiektywowej. Zdjęć „migowych“ dokonywa się w ułamkach sekundy (od $\frac{1}{5}$ aż do $\frac{1}{1000}$) przy pomocy „migawki“, która może być „centralna“ (t. zw. „wycinkowa“ lub „sektorowa“ (fig. 130), „roletowa“ (fig. 131), „szczelinowa“ (fig. 132).

Gdy nie chodzi o szczególnie wielką szybkość, wskazana jest migawka centralna, gdyż pozwala również najwygodniej dokonywać i zdjęć czasowych bez potrzeby posługiwania się czapeczką, otwierając i zamykając obiektyw z wielką precyzją.

Kasety. Praktyczne, absolutnie szczelne kasety, przeznaczone do przechowywania w bezwzględnej ciemności płyt fotograficznych przed i po zdjęciu, są nieodzowną częścią składową każdego z wyż. opisanych typów ciemni. Najszczelniejsze są kasety podwójne drewniane z zasuwami drewnianymi lub metalowymi — najmniej szczelne pojedyncze kasety blaszane, choć są lekkie i cienkie.

Z kaset blaszanych należy, przechowując je poza zdjęciami, wyjmować zupełnie zasuwę, aby nie uciskały uszczelniającego paska pluszowego.

Kasety powleczone są wewnątrz warstwą czarnego lakieru lub bejcy, które oddziałują zgnębnie na płyty. Nie należy więc przechowywać płyt w kasetach dłużej niż kilka dni ani przed dokonaniem zdjęć, ani potem.

Trójnog czyli statyw (fig. 133) musi stać niewzruszenie, być silnej budowy i posiadać dostatecznie szeroką „głową“, na której opiera się spód

ciemni. Najlepsze dwu-, najwyżej trójdzielne statywy drewniane; przeważnie nie do użycia eleganckie trójnożki z rur metalowych itp. Człony trójnoga muszą się dać skracać i przedłużać, jeden niezależnie od drugiego; powinny być okute ostrymi stalowymi kołkami. W terenie skalistym, gdzie nie można wbić kołców w ziemię, używamy t. zw. „sprzęgacza“ (fig. 11), aby uniknąć rozsuwania się członów trójnoga na twardem czy śliskim podłożu. Wysokość trójnoga powinna wynosić tyle, aby podczas zdjęcia obiektyw mógł znaleźć się na wysokości oka, tj. ok. 150 cm.

Przybory pomocnicze. Ciemna zasłona, tj. metr kwadratowy ciemnego sukna lub lżejszej zbitnej materyi, służy do okrywania aparatu wraz z głową fotografa podczas nastawiania na ostro matówkowego obrazu. Lupa, dobre achromatyczne szkło powiększające, przydatne, gdy chodzi np. o jakiś subtelny szczegół, a delikatność ziarna matówkowego pozostawia, jak z reguły, wiele do życzenia.

Aparat fotograficzny należy przechowywać stale w futerałach czy tornistrach ze skóry lub nieprzemakalnego płótna, wyoszczonych aksamitem lub grubym sukniem.

Płyta światłoczuła, tj. płyta szklana, powleczone t. zw. „żelem“

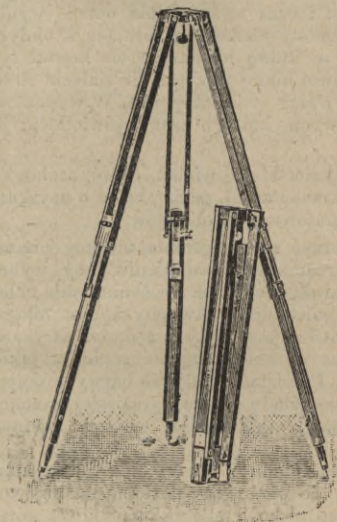


Fig. 133.

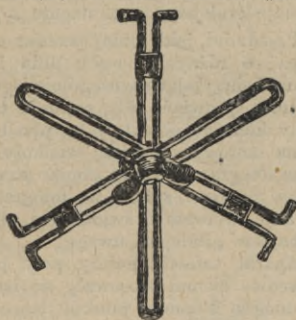


Fig. 134.

bromkosrebowym czyli zawiesiną (emulsją) nader subtelnie rozdrobnionego bromku srebra w żelatynie. W handlu w rozmaitych stopniach czułości, naogół rozróżnia się płyty najczulsze („Ultrarapid“, „Ultrasensitive“, „Flashlight“ itp.) do zdjęć migowych najszybszych w połączeniu z bardzo jasnymi obiektywami, płyty normalnie czułe do wszelkiego rodzaju zdjęć z wyj. poprzednio wyszczególnionych — oraz płyty „fotomechaniczne“ o stosunkowo bardzo małej czułości do reprodukcji zwł. planów i rysunków kreskowych. Bez względu na stopień czułości dzielimy płyty na zwykłe i „barwoczułe“. Zwykła płyta bromkosrebowa jest ślepa na wszystkie barwy za wyjątkiem niebieskiej i fioletowej, które rejestruje niemal tak pochopnie jak śnieżną biel. Wszystkie inne barwy wypadają na odbicie mniej lub więcej czarno. Chcąc zatem lokalne barwy fotografowanego przedmiotu oddać na fotogramie tak, lub przynajmniej w przybliżeniu tak, jak je widzi oko ludzkie w skali tonów czarnobiałych („w tych samych walorach“), musimy dokonać zdjęcia na płycie barwoczułej. Płyty takie dzielimy na: barwoczułe (ortochromatyczne) rejestrujące prócz barwy niebieskiej i fioletowej również zieloną i żółtą, i wszechbarwoczułe (panchromatyczne), do rejestracji wszystkich barw. Pierwsze z nich używane są do wszelkich zdjęć krajobrazowych, rodzaju-

wych itp., drugie przy zdjęciach przedmiotów, wykazujących także lokalne barwy czerwone. Ponieważ jednak tak u jednych, jak i u drugich czułość na barwy niebieskie i fioletowe przewyższa zawsze znacznie stopień ich czułości na resztę barw, przeto stosujemy podczas zdjęcia szybki żółto lub pomarańczowo zabarwione, t. zw. „filtry“, które umieszczone przed lub za obiektywem w odpowiednich oprawach, osłabiają przemożny wpływ promieni niebiesko-fioletowych. Filtry przedłużają ogólny czas wyświetlenia płyty.

Podczas przerabiania płyt barwoczułych należy w ciemnicy zachować wszelkie ostrożności, trzymać się z daleka od rubinowej lampy, płyty panchromatyczne nauczyć się przerabiać w zupełnej ciemności.

Płyty zwykle i barwoczułe, zabezpieczone przeciw światłokregom, naz. „izolatorowymi“. Jeżeli fotografujemy jakikolwiek przedmiot o bardzo silnych kontrastach między cieniem a światłem i czas wyświetlenia obficie wymierzmy, to na fotografiamie ujrzymy przedmioty ciemne, sąsiadujące z białymi, jak gdyby otoczone aureolą świetlaną, w której rozmazuje się kontur tych przedmiotów, a drobniejsze szczegóły nawet nikną (np. cienkie gałęzie drzew na jasnym tle obłoka). Zjawisko to nazywamy światłokregiem. W wypadkach podobnych uciekamy się do płyt izolatorowych, których czas wyświetlenia jest nieco dłuższy.

Dokonywanie zdjęć. Zdjęcia inżynierskie i wielka część architektonicznych należą do działu fotografii dokumentarnej, gdzie chodzi o uzyskanie jak najwierniejszego dokumentu z fotografowanych obiektów.

Przedmiot, jaki mamy zamiar odtworzyć na fotografiamie, musimy przestudować o różnych porach dnia i w rozmaitem oświetleniu, aby wybrać warunki sprzyjające szczególnie jego charakterowi, oraz wrażeniu, jakie całość powinna sprawiać. Gdy warunki takie zaistnieją, ustawiamy aparat fotograficzny, kierując obiektyw ku przedmiotowi zdjęcia, aby przedmiot zarysował się na matówce w takiej wielkości, oraz w takim odgraniczeniu, w jakich go na fotografiamie mamy zamiar utrwalić. Pamiętać należy, że barwy, malujące się na matówce, znikną na fotografiamie bez śladu — tem wyraziściej zaznaczają się linje, sylweta i światłocien. Dlatego li tylko na te czynniki zwracać trzeba tem pilniejszą uwagę!

Aparat ustawić należy przy pomocy pionu i libelki tak, by pionowe krawędzie ciemni stosowały się istotnie do pionu, zaś poziome do poziomiu. Nie mogąc z danego punktu, leżącego za nisko, zmieścić na matówce górnej części gmachu, wieży kościoła lub t. p. wysuwamy ku górze ruchomą czołówkę ciemni wraz z obiektywem. Jeżeli i to nie wystarczy, wtedy pochylamy czołówkę w stronę matówki, wyprowadzając ją tem samym z pionu. W tym wypadku trzeba obiektyw znacznie przysłonić, chcąc zachować ostrość na całej przestrzeni matówkowego obrazu.

Dla udania się zdjęcia, t. zn. dla otrzymania technicznie doskonałej kliszy i odbitki, miarodajne jest należyte obliczenie czasu wyświetlenia. Posłużyć się tu można t. zw. „tablicą wyświetlenia“ (patrz str. 480) lub przyrządami pomocniczymi, mierzącymi wprost natężenie światła, jakimi są „światłomierze“ chemiczne i optyczne. Jednak ani tablice, ani światłomierze nie mogą nigdy podać bezwzględnie idealnie właściwego czasu wyświetlenia; pozwalają jedynie uniknąć grubszych błędów w obliczaniu tego czasu. W każdym razie, zwł. w wypadkach wątpliwych, lepiej zdjęcie „prześwietlić“ niż „niedoświetlić“, gdyż można ocalić płytę prześwietloną, podczas gdy niedoświetlona znacznie niż trzykrotnie, ocalić się nie da.

Obliczywszy czas wyświetlenia usuwa się matówkę, wkłada na jej miejsce kasetę, zamyka obiektyw, wysuwa zasuwę kasetową, zwróconą ku wnętrzu ciemni, a przeczekawszy chwilę, aż uspokoi się drganie aparatu, spowodowane tymi czynnościami, otwiera się obiektyw na obliczony przeciąg czasu. Natychmiast po wyświetleniu należy wsunąć zasuwę kasetową, kasetę

wyjąć, włożyć, do futerału a matówkę wstawić na właściwe miejsce, poczem w notatniku zapisać numer kasety, przedmiot, oraz warunki towarzyszące dokonaniu zdjęcia.

Wołanie. Do „wywołania“ obrazu „utajonego“, jaki powstał na płycie przez wyświetlenie, służy „ciemnica“, tj. bezwzgl. ciemny z natury lub dający się zaciemnić pokój, oświetlony jedynie rubinowo-czerwonym światłem lampy świecowej, naftowej lub elektrycznej żarówki. W ciemnicy zakłada się płyty do kaset, wyjmuje się je z kaset po dokonaniu zdjęć, oraz wywołuje utajony obraz.

Czynność wołania: Zanurza się płyty do czarki z t. zw. „wołaczem“ warstwą żeluzi ku górze i porusza czarką przez pewien przeciąg czasu tak, by płyn równomiernie i ustawicznie oblewał całą warstwę światłoczułą. Działanie wołacza polega na redukcji srebra metalicznego w postaci czarnego strątu na tych miejscach żeluzi, gdzie podczas zdjęcia działały promienie światła. Wołaczy znamy bardzo wiele; każdy niemal (wyjątek stanowi amidol, stosowany w praktyce bez dodatku zasady) składa się z trzech składników, a to: właściwej substancji redukującej, jakiegokolwiek zasady, oraz środka konserwującego. Z zasad powszechnie używa się węglanu sodu czyli sody (Natrium carbonicum), węglanu potasu czyli potażu (Kalium carbonicum) albo wodorotlenku sodu czyli sody żrącej (Natrium hydroxydatum [hydricum]). Zasada budzi i rozwija pełną energję redukcyjną substancji wywołującej. Środek konserwujący: siarczyn sodu (Natrium sulfurosum) albo dwusiarczyn potasu (Kalium meta-bisulfurosum) — chroni wołacz od szybkiego rozkładu w zetknięciu z powietrzem atmosferycznym.

Każdy racjonalnie złożony wołacz (patrz str. 10) daje dobre rezultaty, dla początkującego najdogodniejsze w użyciu są wołacze steżone, które przed zastosowaniem wystarczy w przepisany stosunek rozcieńczyć wodą. Należy tu np. angielski „Azol“, francuski „Metochinon“ lub bardziej u nas rozpowszechniony niemiecki „Rodinal“. Do wołania zdjęć czasowych przy rodinalu rozcieńczenie wodą w stosunku 1:25, migowych 1:40. Wołacz mniej rozcieńczony daje większe kontrasty, większą świetność obrazu negatywnego, przeciwnie zaś bardziej rozcieńczony pracuje miękko, dając negatywy słabiej kryte, ale harmonijne.

Po kilkunastu lub kilkadziesiąt (zależnie od jakości i składu wołacza, oraz czasu wyświetlenia płyty) sekundach od chwili zanurzenia płyty w wołacz zaczyna występować obraz. Postęp wołania kontrolujemy od czasu do czasu, wyjąwszy płytę przy pomocy trzymadła (fig. 135) i badając ją w przeźroczu pod światło lampy ciemnicowej. Gdy redukcja srebra dostatecznie postąpi, t. zn. gdy obraz negatywny nabierze siły, „krytości“ i świetności, wyjmuje się płytę z wołacza, przepłukuje ją powierzchownie czystą wodą i wkłada warstwą ku górze do czarki z utrwalaczem. Czarek, służących do wołania, oraz do utrwalania, nie używa nigdy do żadnych innych kąpielii fotograficznych. Wołacz zużyty do wywołania płyty wylewa się, używając do wołania następnej płyty świeżej kąpielii wywołującej.

Utrwalanie. Wywołana płyta odznacza się małą przejrzystością i jest w dalszym ciągu czuła na światło; utrwalenie sprzeżroczyusza ją i pozbawia czułości. Utrwalacz z podsiarczynu sodu (Natrium subsulfurosum l. thio-sulfurosum) rozpuszczonego w zimnej wodzie w stosunku 1:5. Do polecenia: 10% -owy dodatek dwusiarczynu potasu (Kalium metabisulfurosum) np. na 200 g podsiarczynu 20 g dwusiarczynu. Kąpielii utrwalającej używa się aż do

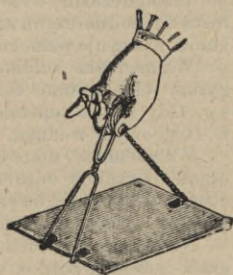


Fig. 135.

wyczerpania. W litrze utrwalić można około 60 płyt 9×12 . Po 20 min. utrwalanie można uważać za skończone. Utrwalać należy jeszcze przez 10 min. od chwili, gdy zniknie mleczna powłoka z odwrotnej strony płyt. Utrwalone płyty („klisze“, „matryce“ lub „negatywy“), poddaje się gruntownemu płukaniu, bądźto przez przeciąg godziny w t. zw. „płuczkarce“ z przepływającą wodą (fig. 136), bądźżeż w obszernej czarce, zmieniając co 15 min. wodę przez przeciąg $1\frac{1}{2}$ godziny.

Wypłukane klisze stawia się na drewnianym koziołku (fig. 137) w miejscu suchem, przewiewnem, wolnem od kurzu i pyłu. Schnięcie trwa kilka do kilkunastu godzin zależnie od ciepłoty i przewiewu.

Poprawianie wadliwych klisz. W razie znaczniejszego niż trzykrotne niedoświetlenia zdjęcia otrzymuje się negatyw wadliwy, zbyt kontrastowy, za twardy, na którym cienie, a nawet ciemniejsze półtony pozbawione są szczegółów czyli „przeróbki“. Kliszy takiej poprawić niepodobna. W razie prześwietlenia otrzymuje się negatyw za mało kontrastowy, „mdły“, obłożony

ponadto mniejszem lub większem zamgleniem szarem, wykazujący jednak całe bogactwo szczegółów oryginału. Kliszę taką poprawia się usuwając ogólne zamglenie przez kąpiel w osłabiaczu Far-

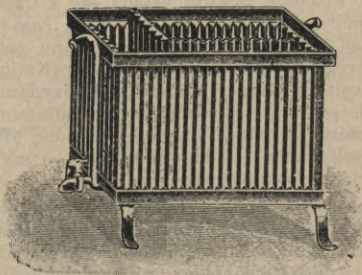


Fig. 136.

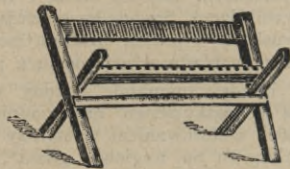


Fig. 137.

mera: Żelazicyanku potasu, (Kalium ferricyanatum rubrum) 1 g, wody 5 cm^3 ; po rozpuszczeniu wlewamy ten roztwór do 100 cm^3 10%-owego wodnego roztworu podsiarczynu sodu czyli zwykłego utrwalacza. Po gruntownym wypłukaniu następuje wzmocnienie we wzmacniaczu sublimatowym albo uranowym.

Wzmacniacz sublimatowy: Gorącej wody 300 cm^3 , sublimatu (Hydrargyrum bichloratum corrosivum) 6 g, bromku potasu (Kalium bromatum) 4 g. Gdy klisza zupełnie zbieleje, opłukuje się ją w czystej wodzie i czerni w 10%-owym wodnym roztworze siarczynu sodu (Natrium sulfurosium).

Wzmacniacz uranowy: 50 cm^3 1%-owego wodnego roztworu azocianu uranu (Uranium nitricum), 10 cm^3 kwasu octowego steżonego (Acidum aceticum glaciale), 50 cm^3 1%-owego wodnego roztworu żelazicyanku potasu (Kalium ferricyanatum rubrum). Po osłabieniu gruntownie wypłukać i wysuszyć.

Normalnie wyświetlona płyta mogła jednak zostać fałszywie wywołana przez pozostawienie w wolaczu za krótko („niedowolanie“) lub za długo („przewołanie“). W pierwszym wypadku należy wzmocnić ją wzmacniaczem sublimatowym — w drugim osłabić w 1–3%-owym wodnym roztworze nadsiarczanu amonowego (Ammonium persulfuricum), zakwaszonego kilkoma kroplami kwasu siarczanego (Acidum sulfuricum).

Klisze poprawione należy gruntownie wypłukać i wysuszyć. Ewentualnie znajdujące się na negatywach jasne, przezroczyste plamki zakryć karminem lub tuszem przy pomocy kończystego pędzelka, gdyż na odbitkach odznaczyłyby się jako plamki i punkciki czarne, trudne do usunięcia.

Sporządzanie odbitek. Chcąc z kliszy otrzymać obraz pozytywny, musimy kliszę „odkopjować“, tj. sporządzić z niej „odbitekę“.

Papiery naczulone solami srebra, służące do kopjowania, dzieli się na: bromkosrebowe, odznaczające się najwyższą stosunkowo czułością na światło,

nie o wiele mniejsza od średnioczułych płyt fotograficznych — chlorkobromkosrebrów o znacznie mniejszej czułości, oraz chlorkosrebrów (i pokrewne) o najmniejszej czułości.

Na dwóch pierwszych powstaje przez „naświetlenie“ obraz utajony, który dopiero przez wywołanie na jaw występuje; na chlorkosrebrowym ukazuje się obraz już podczas naświetlania. Przyrządem pomocniczym, niezbędnym do sporządzania odbitek, jest t. zw. „kopjorama“, do której wkłada się kliszę warstwą żelatynową ku górze, kładąc na nią papier światłoczuły warstwą do spodu, zamyka wieko kopjoramki przyciskając je przy pomocy metalowych sprężyn, powodujących ścisły styk kliszy z papierem i wystawia kopjoramę krócej lub dłużej na działanie światła.

Papier bromkosrebrowy. Przerabia się jak płyty w ciemnicy przy rubinowym świetle lampy. Do naświetlania odbitek używa się najslabszych źródeł światła, a więc lampy naftowej, świecowej, a nawet szwedzkiej zapalki. Lampę umieszcza się w obszernem a szczelnem pudle blaszanem, drewnianem lub tekturowem, zaopatrzonem u dołu otworkami dla dopływu powietrza, u góry kominem odprowadzającym gorąco i produkty spalania, zaś z boku otworem prostokątnym zamykanym na zasuwę. Przez otwarcie zasuwy naświetla się odbitkę, puszczając promienie światła na kopjoramę, ustawioną w pewnej odległości od lampy. Im większa ta odległość, tem większe kontrasty na odbite. Każdy charakter kliszy wymaga innej odległości i innego czasu wyświetlenia — rozstrzyga tu więc jedynie doświadczenie.

Po naświetleniu wywołuje się obraz tak samo jak przy płytach. Papier cienki trzeba przed wołaniem zanurzyć na minutę do czystej wody, a dopiero potem oblać wołaczem, aby uchronić odbitkę od plam i smug wskutek zwijania się i falowania papieru w wołaczu. Do wołania nadaje się każdy dobry wołacz, taki sam jak do wołania płyt, z wyj. jednego kwasu pirogalusowego, który może zabarwić na żółto włókna papieru. Chcąc uniknąć nawet śladów zamglenia światła, dodaje się do wołacza kilkanaście kropli 10%-owego roztworu bromku potasu (Kalium bromatum). Gdy odbitka osiągnie w wołaczu pożądaną siłę, przepłukuje się ją powierzchownie w czystej wodzie i wkłada do czarki z utrwalczem o tym samym składzie jak do utrwalaania płyt, zakwaszonego z reguły dwusiarczynem potasu (Kalium meta-bisulfosum). Po 20 minutach utrwaloną odbitkę poddaje się gruntownemu płukaniu w przepływającej lub często zmienianej wodzie.

Barwa odbitek na papierze bromkosrebrowym jest stale czarna, zimniejsza (błękitnawa) lub cieplejsza (brunatnawa), zależnie od substancji wywołującej i składu wołacza.

Papiery chlorkobromkosrebrów, zw. także „gazowymi“ lub „do światła gazowego“, odznaczają się mniejszą czułością od poprzednich i to tem mniejszą, im mniej w swoim żelu zawierają bromku, a im więcej chlorku srebra. Zawartość ta sprawia, że barwa odbitek na papierach gazowych nie ogranicza się do czerni, lecz, że można odpowiednim wołaczem uzyskać przeważnie i inne odcienie, a zwłaszcza oliwkowe i brunatne. Z uwagi na małą stosunkowo czułość tych papierów stosuje się do naświetlania odbitek silniejsze źródła światła, szczególnie żarówki elektryczne i gazowe — zaś do oświetlenia ciemnicy jasne szyby wzgl. cylindry żółtopomarańczowe zamiast rubinowych. Zresztą tok postępowania jak przy papierze bromkosrebrowym, z tą jedynie różnicą, że naświetlone odbitki wywołujemy wprost, bez moczenia ich w wodzie, oraz, że po wywołaniu przepłukujemy je wodą zakwaszoną kwasem organicznym (np. octowym, cytrynowym, winowym lub t. p.), by przetrwać momentalnie dalsze działanie wołacza. Skład i stężenie wołacza wpływa na charakter i odcień barwny odbitki. Najchętniej uż. tu metolu z hydrochinonem, któryto wołacz odpowiednio stężony działa nader szybko, dając obraz czarny, kontrastowy — zaś rozcieńczony mniej lub więcej wodą woła powoli, nadając odbitkom odcienie oliwkowe i brunatne. Im bardziej wołacz rozcieńczymy, tem dłużej musimy naświetlić i tem

Tablica wyświetlenia.

I. Miesiąc, pora dnia:

Styczeń		Luty		Marzec		Kwiecień		Maj		Czerwiec		Przed- południem	Popołudniu
1-15	16-31	1-15	16-28	1-15	16-31	1-15	16-30	1-15	16-31	1-15	16-30		
4	3	3	2	1,5	1,5	1,2	1	1	1	1	1	11	1
5	4	3	2	1,5	1,5	1,2	1	1	1	1	1	10	2
6	5	4	3	2	1,5	1,5	1,2	1,2	1	1	1	9	3
10	8	5	4	3	2	1,5	1,5	1,5	2	1,2	1,2	8	4
.	15	10	7	5	3	2	2	2	3	2	1,5	7	5
.	.	.	20	8	6	4	4	3	6	5	2	6	6
.	.	.	.	15	15	12	.	8	15	15	4	5	7
16-31	1-15	16-30	1-15	16-30	1-15	16-30	1-15	16-30	1-15	16-30	1-15	Przed- południem	Popołudniu
Grudzień	Listopad	Październik	Wrzesień	Sierpień	Lipiec								

II. Oświetlenie:

słonecznie jasno bez słońca 1 2
 1 2 3 4
 ciężkie chmury

III. Przedmiot zdjęcia:

architektura itp. na średnim planie = 2

IV. Czulość płyty:

normalnie czułe (+ 14° Sch.) 1
 wysoce czułe (+ 17° Sch.) 1/2

V. Przysłona (stosunek średnicy do ogniskowej).

$F/3,15$	$F/4,5$	$F/5,5$	$F/6,3$	$F/6,8$	$F/9$	$F/15$	$F/22$	$F/31$
$\frac{1}{600}$	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{150}$	$\frac{1}{120}$	$\frac{1}{70}$	$\frac{1}{25}$	$\frac{1}{12}$	$\frac{1}{6}$

Przykład:

Zadanie: Z początkiem listopada, w dzień pochmurny, o godzinie 11. przed południem dokonać mamy zdjęcia gmachu na płycie normalnie czułej pełnym otworem obiektywu $F/6,8$.

Rozwiązanie: Liczby, wyszukane w odpowiednich rubrykach tablicy, mnożymy, otrzymując czas wyświetlenia w sekundach:
 $2 \times 3 \times 2 \times 1 \times \frac{1}{120} = \frac{1}{120} = \frac{1}{10}$ sekundy.

Skład chemiczny ważniejszych wolaczy organicznych w 100 cm³:

20%owy wodny roztwór starych sodu (Natrium sulfurosom cryst.)	Substancja redukująca		50%owy wodny roztwór potażu (Kalium carbonicum)	40%owy wodny roztwór sody suchej (Natrium carbonic.)	Woda		10%owy wodny roztwór bromku potasu (Kalium bromatum)
	cm ³	g			cm ³	cm ³	
25	kwas pirogalusowy	0,5	10	albo	10	55	V
15	pirokatechina	0,6	10	"	10	55	—
15	hydrochinon	0,5	10	"	10	65	—
25	aduról	1	10	"	10	55	—
25	paraamidofenol	0,5	10	"	10	55	—
30	metol	0,6	10	"	10	50	X
25	edynol	0,5	10	"	10	55	—
25	glicyna	1	10	"	10	55	—
25	(metol z hydrochinonem	0,2 } 0,3 }	10	"	10	55	V
25	amidol	0,5	—	"	—	75	X

cieplejszy odcień barwny otrzymamy na pozytywnym obrazie. Każdy jednak papier gazowy, zależnie od składu chemicznego swego żelu, zachowuje się pod tym względem inaczej tak, że niepodobna podać ogólnie trafnych przepisów.

Papiery wykopjowujące, zwane także „dziennymi“ lub do „światła dziennego“, obejmują grupę papierów, których warstwa zawiera jako substancję światłoczułą chlorek, cytrynian srebra lub inne sole srebrne, zazwyczaj kwasów organicznych. Z powodu małej czułości tych związków chemicznych przerabiać je można gdziekolwiek przy przyćmionem świetle dziennem, zaś naświetlać w pełnem świetle dnia, a nawet w bezpośrednich promieniach słońca. Obraz występuje na tych papierach widoczny podczas stosunkowo długiego naświetlania. Odbitki z reguły przekopjowujemy, tj. naświetlamy tak długo, aż obraz wystąpi z większą siłą, ciemniejszy, niż go pragniemy na gotowej odbite, a to z powodu, że w następnych kąpielach „cofa się“ czyli traci na sile. Odbitki utrwała się wprost w 10%-owym wodnym roztworze podsiarczynu sodu (Natrium subsulfurosom l. thiosulfurosom) - a wówczas otrzymamy odcień czerwonawy, rudy lub żółtobrunatny - albo też można je dla upiększenia barwy wyzłocić i utrwalić. Złoto metaliczne zastępuje wówczas częściowo strat srebrny, nadając odbite odcienie najrozmaitsze od purpurowo-fioletowych do niebieskawych. Kąpiel złoczącą stosuje się bądźto odrębnie przed utrwalaniem, bądź też w połączeniu z utrwalającą - w pierwszym wypadku odbitki są trwalsze.

Wykańczanie odbitek. Odbitki po utrwaleniu i gruntownem wypłukaniu wieszają się na rozpiętym sznurze zapomocą klamerek mosiężnych lub drewnianych



Fig. 138.

kleszczyków, aby dokładnie wyschły; następnie trzeba je rozprostować, przesuwając je ostrożnie przez kant blatu stołowego lub lineatu. Po obcięciu niepotrzebnych krawędzi nożycami lub lepiej przeznaczoną do tego celu maszynką z nożem (fig. 138), wkłada się odbitki luźnie do albumów albo też

nakleja je czystym klejstem pszennym, zadanyemu kilku kroplami fenolu lub tymolu, zapomocą płaskiego szczeciowego pędzla na chemicznie czyste (niebielone) kartony lub czerpany papier, pozostawiając naklejone fotogramy przez jakiś czas pod silnym przyciskiem (np. w obszernej kopjoramie).

Chcąc podnieść świetność odbitek na papierach matowych (z wyjątkiem t. zw. „celoidynowych“) i zwiększyć ich trwałość, powleka się je z obu stron zapomocą miękkiego szerokiego pędzla jakimkolwiek rozcieńczonym werniksem żywicznym (np. spirytusowym roztworem białego szelaku).

Obrazy świetlne czyli przeźrocza. Chcąc umożliwić równocześnie wielkiej ilości osób oglądanie zdjęć, uciekamy się do t. zw. „rzutnictwa“ czyli „projekcji“. Do odpowiednio urządzonego aparatu, zw. „skioptikonem“ wkłada się w tym celu kolejno „przeźrocza“ albo diapozytywy, które aparat rzuca w znacznem powiększeniu na rozpięte białe płótno lub papier ekranu rzutniczego. Przeźrocza te są odbitkami, sporządzonymi nie na papierze, ale na płycie szklanej. Do tego celu służą płyty diapozytywowe o warstwie światłoczułej z żelu chlorkobromkosrebrwego. Sporządzanie przeźroczy nie różni się niczem od kopjowania na papierach gazowych. Gotowe przeźrocza nakrywa się celem ochrony warstwy żelatynowej z obrazem cienką płytką szklaną, tej samej wielkości co diapozytyw, i okleja wszystkie cztery krawędzie zespolonych płyt zapomocą gumowanych pasków czarnego papieru, na którym białą farbą umieszcza się odpowiedni napis.

PODREČZNIK INŻYNIERSKI

W ZAKRESIE INŻYNIERJI
LĄDOWEJ I WODNEJ

REDAKTOR NACZELNY

PROF. DR. INŻ. STEFAN BRYŁA

CZĘŚĆ CZWARTA:

BUDOWNICTWO WODNE

LWÓW I WARSZAWA 1926

NAKŁADEM KSIĘGARNI POLSKIEJ B. POŁONIECKIEGO

WYDANO ZE WSPÓLUDZIAŁEM
ZWIĄZKU STUDENTÓW INŻYNIERJI POLITECHNIKI
LWOWSKIEJ

CZEŚĆ CZWARTA.

BUDOWNICTWO WODNE.

TREŚĆ.

Strona		Strona
Pomiary wodne. Napisał dr. inż. Maksymiljan Matakiewicz, profesor politechniki, Lwów		483
I. Metody bezpośrednie		483
II. Metody pośrednie		504
Kanały i przewody. Napisał dr. inż. Karol Pomianowski, profesor politechniki, Warszawa		522
Zakłady o sile wodnej. Napisał dr. inż. Karol Pomianowski, profesor politechniki, Warszawa		527
Budowa jazów. Napisał dr. inż. Maksymiljan Matakiewicz, profesor politechniki, Lwów		553
I. Uwagi ogólne		553
II. Obliczenie przepływu i spiętrzenia		555
III. Wykonanie jazów		568
Zbiorniki i przegrody dolin. Napisał dr. inż. Jan Łopuszański, profesor politechniki, Lwów		588
I. Prace przygotowawcze		588
II. Konstrukcja		597
III. Budowa		612
Regulacja rzek. Napisał inż. Mieczysław Rybczyński, profesor politechniki, Warszawa		617
I. Zasady ogólne		617
II. Podstawy hydrologiczne projektu regulacji		619
III. Trasa regulacyjna		622
IV. Roboty regulacyjne		624
Drogi wodne. Napisał dr. inż. Adam Rożański, profesor Uniwersytetu Jagiellońskiego, Kraków		633
I. Żegluga śródlądowa i spław drzewa		633
II. Kanalizacja rzek		645
III. Kanały żeglugi		647
IV. Służby komorowe i podnośnie mechaniczne statków		655
V. Porty rzeczne i kanałowe		672
Budownictwo morskie. Napisał inż. Bohdan Nagórski, dyrektor eksploatacji w Radzie Portu, Gdańsk		676
Fundamenty. Napisał inż. dr. Otto Nadolski, profesor politechniki, Lwów		691
Meljoracje. Napisał inż. Czesław Skotnicki, profesor politechniki, Warszawa		727
I. Odwodnienia gruntów		727
II. Nawodnienie		734
III. Kultura torfowisk		736
IV. Wałowanie nizin		737
V. Stawy rybne		738
Meteorologja. Napisał prof. Kazimierz Szulc, dyrektor Państwowego Instytutu Meteorologicznego, Warszawa		742

Pomiary wodne.

Napisał

dr. inż. Maksymiljan Matakiewicz

profesor politechniki, Lwów.

Pomiary wodne mają na celu oznaczenie objętości przepływającej wody rzek, strumyków, kanałów, odpływów źródeł, wody pompowanej ze studni itp. Należyte oznaczenie objętości wody, którą projektowane budowle mają przeprowadzać, jest rzeczą pierwszorzędną doniosłości.

Metody pomiaru dzielimy na bezpośrednie i pośrednie; przy tych ostatnich oznacza się (oblicza) objętość wody na podstawie pomierzenia czynników będących w związku z objętością przepływu. Wybór metody zależy od ilości wody i od celu pomiaru; pewne cele wymagają pomiaru dokładniejszego, przy innych można stosować metody przybliżone.

Większe objętości podaje się w metrach sześciennych na sekundę ($m^3/\text{sek.}$), małe w litrach na sekundę ($l/\text{sek.}$), bardzo małe w litrach na minutę. Metody pomiaru podano tu według stopnia dokładności, rozpoczynając od najdokładniejszych i przechodząc do mniej dokładnych; na początku również przedstawimy metody odnoszące się do objętości małych, w dalszym ciągu zaś do objętości wielkich.

I. Metody bezpośrednie.

Pomiar objętości zapomocą podstawionego naczynia. Metoda stosowana do małych objętości, co najwyżej do kilku $l/\text{sek.}$ Polega na tem, że wodę płynącą strumykiem, lub odpływającą ze źródła, lub studni, skierujemy do prostokątnej kadzi, w której gromadzimy odpływ przez określony przeciąg czasu. Czas obserwujemy zapomocą zegarka sekundowego z urządzeniem do zatrzymywania (chronoskop; przez jedno pociśnięcie główki puszczamy go w ruch, przez drugie zatrzymujemy, trzecie pociśnięcie cofa wskazówkę na zero; odczytać można dziesiątne sekundy). Jeżeli zatem w czasie t sek. zebrała się w kadzi objętość Q litrów, natenczas przepływ wynosił

$$q = \frac{Q}{t} l/\text{sek.}$$

Pomiar objętości zapomocą przelewu. Jest to metoda dokładna, stosowana do objętości małych i średnich (od kilku do kilkuset litrów na sek., wyjątkowo i do kilku tysięcy litrów, tj. kilku m^3 na sek.). Pomiar przelewem opiera się na przelewie zupełnym przez cienką ściankę, struga ma być swobodna, nie zaś przyciśniona, wobec czego dopływ powietrza pod strugę musi być zapewniony (otwór w ścianie bocznej pod strugą). Mierzyć można albo zapomocą przelewu z kontrakcją wszechstronną (tj. trzystronną, od spodu i z boków), albo jednostronną (tj. od spodu). Pierwszy rodzaj przelewu nazywamy przelewem Poncelet'a, drugi przelewem Bazin'a (fig. 1 i 2); pierwszy nadaje się do mniejszych, drugi do większych objętości.

Do obliczenia objętości wody przy pomiarze przelewem stosowany jest najczęściej wzór: $Q = \frac{2}{3} \mu b h \sqrt{2gh}$, w którym oznacza Q objętość przepływu, b długość krawędzi przelewu, h grubość, czyli wysokość przelewu, tj. wysokość zwierciadła wody ponad krawędzią przelewu, mierzoną jednak w pewnym odstępnie powyżej krawędzi przelewu (przynajmniej $2h$), g przyspieszenie ciężkości równe $9,81 m$ ($\sqrt{2g} = 4,43 m$), μ współczynnik prakty-

ezny. Szereg badaczy oznaczył wartości tego współczynnika doświadczalnie, i podał wzory na μ , wzgl. na Q , poddając formułę zasadniczą pewnym modyfikacjom. W dalszym ciągu podajemy najważniejsze formuły na Q , wzgl. μ , lub też wartości μ , zaznaczając, że formuły 1—4 odnoszą się do przelewu o kontrakcji wszechstronnej (przelew Poncelet'a) i dopływu z szerokiego koryta,

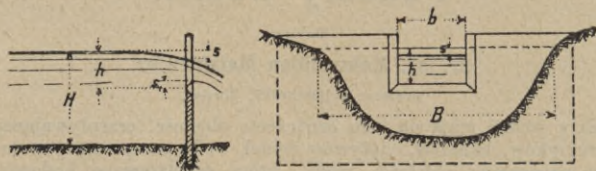


Fig. 1.

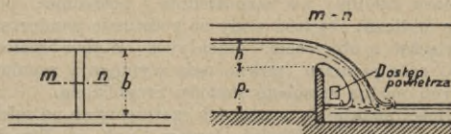


Fig. 2.

względnie zbiornika, formuły zaś 5 i 6 do przelewu bez kontrakcji bocznej (przelew Bazin'a), przyczem szerokość koryta dopływowego jest równa długości krawędzi przelewu.

1. Wzór Ponceleta i Lesbros.

$$Q = \frac{2}{3} \mu \cdot b \cdot h \sqrt{2gh}$$

$b = 0,20 \text{ m}$				$b = 0,60 \text{ m}$			
h	$\frac{2}{3} \mu$	h	$\frac{2}{3} \mu$	h	$\frac{2}{3} \mu$	h	$\frac{2}{3} \mu$
0,01	0,424	0,10	0,395	0,01	0,424	0,10	0,406
2	417	14	393	2	421	15	400
3	412	16	393	3	418	20	395
4	407	20	390	4	416	30	391
5	404	22	385	5	414	40	391
6	401	25	380	6	412	50	391
7	398	30	371	7	410	60	390
8	397			8	409	1,00	389

2. Wzór Bodaszewskiego.

$$a) M = m_1 + 2m_2 + m_3$$

$$m_1 = \frac{2}{3} \left[b - s - \frac{s^2}{h} \right] \left[(h-s)^{3/2} - s^{3/2} \right] \sqrt{g}$$

$$2m_2 = \frac{1}{3} \left[s + \frac{s^2}{h} \right] \left[(h-s)^{3/2} - s^{3/2} \right] \sqrt{g}$$

$$m_3 = \frac{1}{3} \left[b - s \right] \left[h^{3/2} - (h-s)^{3/2} \right] \sqrt{g}$$

$$s = \frac{2h}{(\pi + 2)^2}$$

$$b) \text{ (skrócony)}$$

$$M = \frac{2}{3} \mu \cdot b \cdot h \sqrt{2gh}$$

$$\frac{2}{3} \mu = 0,41786 - 0,0284 \frac{h}{b}$$

$$\text{(warunek } b > h)$$

3. Wzór Braschmanna.

$$Q = \frac{2}{3} \mu b h \sqrt{2 g h}$$

$$\frac{2}{3} \mu = 0,3838 + 0,0386 \frac{b}{B} + \frac{0,00053}{h}$$

(dobry dla $h > 0,10 m$, przy mniejszem błąd wynosi kilka %).

4. Wzór Fresego (dla dużych objętości)

$$Q = \frac{2}{3} \mu b h \sqrt{2 g h}$$

$$0,6 m \geq h \geq 0,1 m$$

$$\mu = \mu_0 \varepsilon, \quad \mu_0 = 0,5755 + \frac{0,017}{h + 0,18} - \frac{0,075}{b + 1,2},$$

$$\varepsilon = 1 + \left[0,25 \left(\frac{b}{B} \right)^2 + \xi_1 \right] \left(\frac{h}{h + w} \right)^2, \quad \xi_1 = 0,025 + \frac{0,0375}{\left(\frac{h}{h + w} \right)^2 + 0,02}$$

w = wysokość ścianki spiętrzającej.

5. Wzór Bazina. (Przelew bez kontrakcji bocznej.)

$$Q = m b h \sqrt{2 g h}$$

$$m = \mu \left[1 + 0,55 \left(\frac{h}{p + h} \right)^2 \right]$$

p = wysokość ścianki spiętrzającej.

h	μ	h	μ	h	μ	h	μ
0,05	0,4481	0,14	0,4267	0,34	0,4162	0,54	0,4107
6	4427	18	4229	38	4150	58	0,4096
7	4391	20	4215	40	4144	0,60	0,4092
8	4363	24	4194	44	4134		
9	4340	28	4181	48	4122		
0,10	4322	0,30	0,4174	0,50	0,4118		

6. Wzór Rehbocka. (Przelew bez kontrakcji bocznej.)

$$Q = \frac{2}{3} b h \sqrt{2 g h} \left(0,605 + \frac{1}{1050 h - 3} + 0,08 \frac{h}{w} \right) =$$

$$= \left[1,787 + \frac{2,953}{1050 h - 3} + 0,236 \frac{h}{w} \right] b h^{3/2}$$

Fig. 3 przedstawia urządzenie pomiarowe na pewnym potoku w Szwajcarii; mierzono tu przepływ stale zapomocą trzech przelewów (koryto podzielono na 3 części i wstawiono w każdą z nich przelew). Osobny wodoskaz samokreślny (limnigraf) kreślił stale linję stanu wody. Do odczytywania stanu wody na przelewie (właściwie tuż powyżej przelewu, oznaczenie „ h^4 ”) służyła podziałka przesuwalna A , zakończona u spodu kołcem; małe bardzo odpływy mierzyły się przez napełnienie zbiornika pod przelewem umieszczonego, a do oznaczenia w nim stanu wody służyła podziałka przesuwalna B . Zapomocą takiego urządzenia można oznaczyć odpływy źródeł lub małych potoków z długiego okresu, kilku miesięcy lub nawet kilku lat i uzyskać cenne podstawy do projektu wodociągów, wyzyskania sił wodnych, zakładania zbiorników itd.

Pomiar wielkich objętości. Wielkie objętości oznacza się zapomocą pomiaru powierzchni przepływu (profil poprzeczny) i chyżości wody (prostopadłych do tego profilu). W ogólności objętość przepływu Q w łożyskach rzek, potoków i kanałów przedstawia się formułą:

$$Q = F' \cdot v_s,$$

w której F' oznacza powierzchnię przepływu, tj. powierzchnię przekroju pionowego części łożyska wypełnionej wodą, a v_s średnią chyżość profilu. Jeżeli wstawimy F w m^2 , v_s w $m/\text{sek.}$, natenczas otrzymamy Q w $m^3/\text{sek.}$

Pomiar powierzchni odpływu nie przedstawia trudności, (opiszemy go poniżej), natomiast co do v_s zauważa się, że chyżości strug wody w różnych punktach profilu są różne, a średnią chyżość profilu można wprawdzie wyrachować, mając dane z góry Q , oraz F , ($v_s = \frac{Q}{F}$), jednak mierzyć jej wprost nie można, gdyż położenie punktu profilu, w którym chyżość strugi równa się średniej chyżości, nie jest nam z góry znane. Wobec tego przy pomiarach objętości musimy obrać inną drogę; mierzymy chyżości w wielu punktach profilu i objętość odpływu oznaczamy jako sumę iloczynów elementów powierzchni i odpowiadających im chyżości:

$$Q = \sum f \cdot v.$$

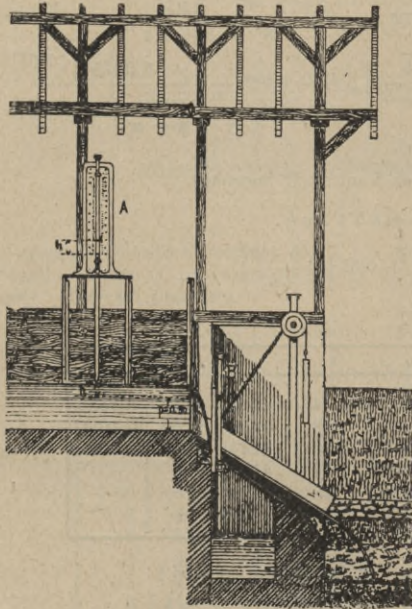


Fig. 3.

sondy, tj. pręta żelaznego lub rurki, ewentualnie drażka drewnianego, zaopatrzonej w trzewik u spodu, na których jest podział na m , dm i cm , wykonywamy tak gęsto, jak potrzeba, pomiar głębokości. Przy znaczniejszej szerokości, gdy przerzucenie kładki nawet z użyciem kobylic jest utrudnione, rozpina się wpoprzek rzeki linkę drucianą z podziałem metrowym, ustalając jej początek na lewym brzegu (ucho linki zakłada się na wbity pręt żelazny) i naprężając linkę zapomocą kołowrotu ustawionego na prawym brzegu. Przerzucenie linki z jednego brzegu na drugi odbywa się przy pomocy łodzi; linkę nawiniętą na bęben przewożymy z lewego brzegu na prawy, odwijając ją przytem równocześnie. Po naprężeniu linki wykonuje się pomiar głębokości również z łodzi, przejeżdżając od lewego brzegu ku prawemu i mierząc sondą głębokości co $1 m$, a nawet, o ile głębokości znacznie się zmieniają, i gęściej. Pomiar głębokości z użyciem linki jest bardzo wygodny, można jej jednak używać conajwyżej do $200 m$ długości i to jeszcze, o ile

jest silna i nie ulega znaczniejszemu wydłużaniu przy naciąganiu kołowrotem. Błędy w długości powstają i przez to, że linka zwisa, dobrze jest zatem podeprzeć ją używanymi w tym celu trójnożnymi żelaznymi stojakami z poziomem ramieniem, na które się ją zakłada.

Wynik pomiaru powierzchni przepływu (długości i głębokości) przedstawia się na rysunku jako t. zw. profil poprzeczny łożyska w miejscu pomiaru. Jeżeli profil pomiarowy jest jeszcze szerszy, tak że użycie linki jest niemożliwe, to wytycza się go zapomocą znaków ustawionych na obydwu brzegach i punkty, w których się mierzy głębokości (z łodzi wtyczanej w profil), oznacza przez pomiar instrumentami mierniczymi.

Pomiar chyżości. Rozróżniamy pomiar hydrometryczny (pomiar objętości) zupełny i powierzchniowy; przy pierwszym chodzi o oznaczenie objętości dokładne i mierzymy tu chyżości w różnych punktach profilu, tak w pobliżu powierzchni wody, jak i pod powierzchnią, drugi jest pomiarem objętości przybliżonym i mierzymy przy nim chyżości tylko na powierzchni. Najpierw omówimy pomiar zupełny, później niezupełny.

Przyrządy do pomiaru chyżości. Używamy tu następujących przyrządów hydrometrycznych: 1. młynków hydrometrycznych, 2. pitotów (tj. rurek hydrometrycznych na zasadzie rurki Pitot'a) i 3. pływaków.

Młynek hydrometryczny, jest najczęściej używanym i najpraktyczniejszym przyrządem do pomiaru chyżości; sposób użycia przedstawia fig. 4.

Na rurze żelaznej lub drążku, które wstawia się do wody z pomostu pływającego, ustalonego w danym punkcie zapomocą kotwic, lub też z kładki (na mniejszych potokach lub kanałach), osadzony jest właściwy młynek *M*, składający się ze skrzydełek o kształcie powierzchni krzywej, np. śrubowej, osadzonych na osi obracalnej w łożyskach. Oś młynka ustawia się przy pomiarze prostopadle do profilu pomiarowego naprzeciw prądu wody, a prąd obraca go z chyżością obrotową zależną od chyżości strug wody, na których działanie jest wystawiony. Im większa jest chyżość wody, tem większa jest ilość obrotów młynka na sekundę *n*, a związek między chyżością wody *v* w danym punkcie, a wartością *n*, określa się równaniem ogólnem:

$$v = \alpha + \beta n + \gamma n^2,$$

w którym α , β , γ oznaczają stałe równania zależne od konstrukcji, wielkości, urządzenia łożysk młynka itd., które trzeba zatem dla każdego młynka osobno doświadczalnie oznaczyć.

Młynek nadaje się zatem tak do mierzenia chyżości w pobliżu powierzchni (oś o tyle pod powierzchnią, aby skrzydełka były przez wodę przykryte),

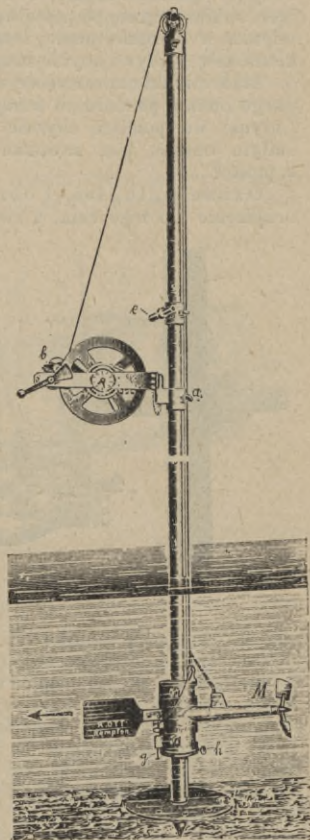


Fig. 4.

jak i pod powierzchnią w dowolnej głębokości, a w tym celu może być spuszczonej zapomocą linki nawijanej lub odwijanej zapomocą zwijadła *b* (fig. 4) do dowolnego punktu pod wodą (pochwa młynka porusza się wzdłuż rury na kółkach). Młynek nie powinien być obracalny naokoło rury, gdyż w takim razie ustawiłby się w razie istnienia prądu ukośnego w kierunku ukośnym do profilu, nie zaś jak dokładność pomiaru wymaga, prostopadle do profilu. W tym celu wzdłuż rury wykonuje się na całą jej wysokość szparę, w którą wchodzi odpowiednia nasada pochwy *g*. Ster, znajdujący się po przeciwnej stronie młynka, nie ma na celu obracania młynka w kierunku prądu, lecz zrównoważenie go, ewentualnie złagodzenie kierunków odpływających strug wody.

Małe młynki umieszcza się w sposób stały na końcu drażka i przesuwa z jednego punktu pomiaru do następnego wraz z drażkiem; bardzo duże i ciężkie (młynki do pomiaru chyżości przy wielkiej wodzie) umieszcza się nie na stałym trzeniu, lecz zawieszają na łańcuchu lub kablu (pomiar zazwyczaj z mostu).

Oznaczenie ilości obrotów młynka na sekundę *n*. Dawniejsze urządzenie do tego celu, t. zw. liczydło kółkowe, przedstawia fig. 5.

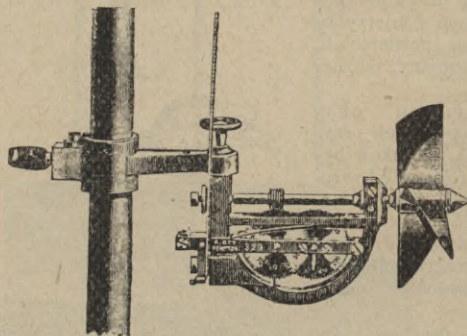


Fig. 5.

Na osi młynka znajduje się śruba bez końca (ślimak), zazębiana się z kółkiem zębata, które ma zazwyczaj 100 zębów; przy jednym obrocie młynka koło zębata przesunie się o 1 ząb, a całkowity obrót koła zębatego oznacza 100 obrotów młynka. Obok tego koła zębatego jest drugie, liczące setki obrotów. Gdy młynek wstawi się w miejsce (punkt), gdzie ma być mierzona chyżość, trzeba dokonać zahaczenia kółka zębatego ze śrubą (przez przycią-

gnięcie zapomocą sznurka lub druta dźwigni, w której jest osadzona jego oś, do osi młynka), a równocześnie puścić w ruch zegarek sekundowy. Po o około 3 minutach kończy się pomiar w danym punkcie przez odsunięcie (odhaczenie) kółka zębatego od osi i zatrzymanie zegarka sekundowego. Czas obserwacji oznaczmy na zegarku sekundowym, ilość zaś obrotów na liczydło kółkowym przy pomocy osadzonych na ramie młynka wskazówek; można to zrobić jednak tylko nad wodą, to znaczy, że młynek po pomiarze w pewnym punkcie trzeba wyciągnąć nad wodę, celem dokonania odczytu. Jest to operacja niewygodna, zwłaszcza przy znacznie większych głębokościach, podobnie niedogodne jest zahaczenie i odhaczenie młynka nawet przy ulepszeniu (wychwyty), jakie tu zastosował Amsler. Dlatego w praktyce mało używane są młynki z liczydłem kółkowym, natomiast prawie wyłącznie używa się młynków z sygnalizacją elektryczną obrotów. Profesor Harlachar zastosował tu wynalazek Amslera. Urządzenie (fig. 6) polega na tem, że młynek łączy się zapomocą dwu drutów izolowanych, złączonych w jeden kabel (który przy młynku osadzonym na rurze może służyć zarazem do podciągania młynka) z baterją elektryczną, połączoną z dzwonkiem; baterja ta znajduje się w czasie pomiaru na pomoście. Otóż młynek jest tu włączony w koło prądu i stanowi przerywacz prądu, a to w ten sposób, że jeden z drutów idących od baterji d_1 łączy się z przyciskiem p_1 , izolowanym od oprawy młynka, drugi d_2 z przyciskiem p_2 będącym w łączności z oprawą.

Normalnie zatem koło prądu jest przerwane, gdy jednak metalowy pręcik k , osadzony prostopadłe na kółku zębatym zetknie się w czasie obrotu tegoż kółka ze sprężynką s izolowaną od oprawy młynka, a będącą w łączności z przyciskiem p_1 , natenczas przez krótką chwilę koło prądu jest zamknięte i dzwonek baterji dzwoni. Kołeczek k może się zetknąć ze sprężynką s raz w ciągu całego obrotu kółka zębatego — zatem w odstępie czasu między dwoma dzwonięciami młynek wykonał tyle obrotów, ile kółko ma zębów (zazwyczaj 50 lub 100). Tak więc mając młynek zanurzony w danym punkcie, można oznaczyć ilość obrotów i czas, licząc dzwonięcia i odczytując chronoskop na początku pierwszego i na początku ostatniego dzwonięcia. Np. jeżeli było 9 dzwonięć (8 okresów między dzwonięciami), czas między pierwszym a ostatnim dzwonieniem wynosił 3 minuty 1,2 sek., a kółko zębate ma 50 zębów, natenczas ilość obrotów na sekundę

$$n = \frac{N \text{ obr.}}{T \text{ sek.}} = \frac{8 \times 50}{181,2} = 2,2 \text{ obr./sek.}$$

Z powodu pulsującego ruchu wody czas obserwacji w jednym punkcie nie powinien być zbyt krótki; Harlacher doradza, aby wynosił 3—5 minut.

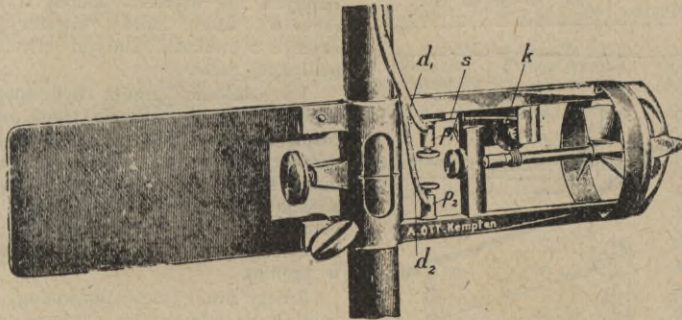


Fig. 6.

Mierząc chyżość przy niskim ustalonym stanie wody, obserwujemy zwykle około 3 minuty, czyniąc dla kontroli 3 obserwacje około jednodominutowe (dwa chronoskopy w obu rękach); jeżeli jednak stan wody nie jest stały (przy wielkiej wodzie), lepiej obserwacje w jednym punkcie skrócić do jednej minuty.

Związek między chyżością v a ilością obrotów młynka na sekundę n , czyli wzór dla młynka, ma albo kształt powyżej podany (równanie 2. stopnia), albo kształt $v = \alpha + \beta n$, albo nawet w pewnych granicach $v = \beta n$. Stałe tego równania α , γ , β oznacza się zapomocą t. zw. tarowania młynka, które polega na tem, że w wodzie stojącej (specjalny kanał w zakładzie do tarowania młynków, lub każdy staw) odbywa się szereg jazd z młynkiem zanurzonym, z różnemi chyżościami v_1, v_2, v_3, \dots i obserwuje przytem odpowiednie n_1, n_2, n_3, \dots , poczem na podstawie teorii najmniejszych kwadratów oblicza stałe.

Każdy młynek ma t. zw. certyfikat, w którym wykreślone są spostrzeżenia otrzymane przy tarowaniu i podany wzór dla młynka wraz ze szczegółowemi wartościami stałych. Młynek należy tak tarować, jak ma być używany (na stałym trzonie, łańcuchu, lub kablu). Krzywa związku v i n może mieć dla tego samego młynka w różnych granicach różny kształt i równanie.

Przeprowadzenie zupełnego pomiaru hydrometrycznego w całości. Chodzi tu o oznaczenie: a) przekroju odpływu, b) chyżości

wody w różnych punktach profilu, *c*) stanu wody, przy którym pomiar był wykonany i *d*) spadku lokalnego w miejscu pomiaru, który jest potrzebny tylko do ewentualnego ustawiania związków empirycznych i kontrolowania formuł tego rodzaju; o ile chodzi tylko o oznaczenie objętości i pośpiech przy pomiarze, czynność *d*) mogłaby odpaść.

Przez cały czas trwania pomiaru należy odczytywać w krótkich odstępach czasu (np. co $\frac{1}{2}$ godziny do 1 godziny) najbliższy wodoskaz stały, a w razie jeżeli on jest daleko, odczytywać prócz tego specjalnie ustawiony i zaniwelowany wodoskaz prowizoryczny.

Bardzo ważną rzeczą jest należyte obranie profilu pomiarowego; powinien on leżeć o ile możności w prostej, być regularnie wykształcony, zwarty, o wysokich brzegach (aby pomiary można było wykonywać i przy stanach wyższych); pod względem chyżości, spadku, materiału powinien mniej więcej odpowiadać przeciętnym warunkom danej przestrzeni. Obrany profil dobrze jest ustalić na obu brzegach zapomocą punktów stałych (np. używanych w Małopolsce żelaznych słupów wkręcanych, o długości około 2,5 m, zaopatrzonych na wierzchu kalotą, t. zw. reperów), które należy niwelacyjnie złączyć z punktami stałymi niwelacji podłużnej rzeki.

Po ustaleniu profilu hydrometrycznego następuje zdjęcie tegoż przez rozpięcie linki drucianej z podziałem metrowym, pomiar głębokości zapomocą sondy z łodzi co 1 m, oraz zdjęcie części nadwodnych profilu zapomocą instrumentu mierniczego (np. zapomocą tachymetru ustawionego w profilu).

Zdjęty profil (część podwodna) rysuje się na miejscu na papierze milimetrycznym i w punktach charakterystycznych załomów dna przyjmuje pionowe pomiaru chyżości; miejsca tych pionowych oznacza się następnie w profilu pomiarowym przez zawieszanie kolorowych szmatek na linie. Przy pomiarze przy stanach zwykłych wystarcza zazwyczaj dla profilu o średniej szerokości (około 100 m) 6—10 pionowych pomiaru (fig. 8 i 9).

Równocześnie druga siła techniczna robi przygotowania do pomiaru spadku podłużnego lokalnego (czynność ewentualna *d*), zabijając po obu brzegach po 5 palików w odstępach (zależnie od szerokości rzeki i spadku) od kilkunastu do kilkudziesięciu metrów (fig. 7 a) paliki, o grub. około 10 cm, dł. 1 m tak, aby ich głowy były kilka cm pod wodą. W paliki te wbija się żelazne ostrza z płaskimi kwadratowymi głowami w ten sposób, aby głowy te wystawały kilka cm nad wodę (fig. 7 b); obustronne paliki 3, 3' powinny być w profilu, inne powyżej i poniżej profilu. Wierzchy głów żelaznych ostrzy niweluje się dokładnie (niwelacja podwodna z nawiązaniem do punktu stałego); stanowią one również właściwie wodoskazy, gdyż stan wody oznacza się na nich kilkakrotnie w czasie pomiaru chyżości, odmierając podziałką milimetryczną, o ile wystają ponad zwierciadło wody. Z tych spostrzeżeń bierze się średnią i otrzymuje lokalny profil podłużny zwierciadła wody, a z niego lokalny spadek i , jako tangens kąta nachylenia stycznej dc linii profilu podłużnego zwierciadła w profilu pomiarowym do poziomu (fig. 7 c). (Dokładne sposoby zdjęcia spadku lokalnego podaje Schaffernak w „Wochen-

schrift für den öffentl. Baudienst“, Wiedeń 1916, w art. „Die Ermittlung des Wasserspiegelgefälles offener Gerinne“).

Następnie zapomocą pomostu pływającego (dwie łodzie w odstepie 1—2 m, z pokładem belek i dyli, zaopatrzone kotwicami) wykonywa się pomiar chyżości młynkiem. Pomost ustawia się przy pomocy kotwic dokładnie w danym miejscu, gdzie jest oznaczona pionowa pomiaru. Na rzekach o silnym prądzie i wyższych stanach utrzymanie pomostu zapomocą kotwic jest nieraz trudne i trzeba użyć parowca, który zarzuciwszy kotwicę, trzyma pomost na linie. W profilach bardzo ważnych, gdzie przez dłuższy czas perjodycznie robi się pomiary, można górą między dwoma masztami rozpiąć linę żelazną, a pomost może się wzdłuż niej poruszać zapomocą linki z bloczkiem (podobnie jak przy przewozach).

Po złożeniu młynka i połączeniu z baterją z dzwonkiem (zwykle używane stosy suche, choć bezpieczniej zabrać ze sobą również baterję mokrą), kontroluje się głębokość w pionowej, poczem wyciągając młynek tak, aby os jego zrównała się ze zwierciadłem, odczytuje na zwijadle stan kółka. Następnie rozpoczyna się pomiar chyżości w pierwszym punkcie pionowej najbliższej powierzchni położonym, to znaczy przy młynku całkowicie zanurzonem, później zesuwa się młynek po rurze do punktów coraz to niżej położonych. W raportarzu notuje się następujące daty:

Pionowa	Głębokość w pionowej	Czas pomiaru	Pomiar w głębokości	Czas trwania obserwacji	Ilość obrotów
I	2,70	9h 30—9h 40	0,06 m	1 m 0,6 sek.	250
				1 m 0,2 „	250
				1 m 0,7 „	250
			0,36 m	0 m 58 „	250
				0 m 59 „	250
				0 m 59,2 „	250
			0,96 m	1 m 0,2 „	300
				0 m 59 „	300
			itd.	0 m 58 „	300

Obrachowanie objętości na podstawie wykonanych pomiarów. Po powrocie z pomiarów obrachowuje się chyżości i wykreśla na rysunku profil pomiarowy i pionowe krzywe chyżości. Istnieją 3 metody obrachowania objętości.

Metoda 1. polega na pomnożeniu pasków powierzchni przekroju poprzecznego przez odpowiednie średnie chyżości. Te średnie chyżości wyznacza się dla każdej pionowej krzywej chyżości, oznaczając jej powierzchnię f (przez splanimetrowanie, lub przekształcenie)

i dzieląc ją przez głębokość t ; $v_s = \frac{f}{t}$. Objętość przepływu wyniesie zatem:

$$Q = \Sigma F \cdot v_s$$

Jest to metoda, która służy zazwyczaj do sprawdzenia wyniku; dwie następne metody przewyższają ją pod względem dokładności.

Metoda 2., zwana metodą Harlachera, przyjmuje sekundową objętość przepływu jako bryłę ograniczoną powierzchnią przekroju, płaszczyzną zwierciadła wody, powierzchnią walcową opisaną na obwodzie zwilżonym przekroju o tworzących prostopadłych do przekroju, a wreszcie powierzchnią walcową o tworzących pionowych, opisaną na krzywej średnich chyżości. Trzeba więc narysować ponad profilem krzywą średnich chyżości; wprawdzie mamy średnie chyżości v_s tylko dla pionowych pomiaru, jednak przez połączenie punktów v_s w pionowych między sobą i z początkiem i końcem zwierciadła (chyżość przy brzegu = 0), otrzymuje się krzywą v_s , a z niej

można odczytać średnią chyżość w dowolnej pionowej między pionowemi pomiaru chyżości.

Obrachowanie objętości (fig. 8 i 9) polega na następującej zasadzie.

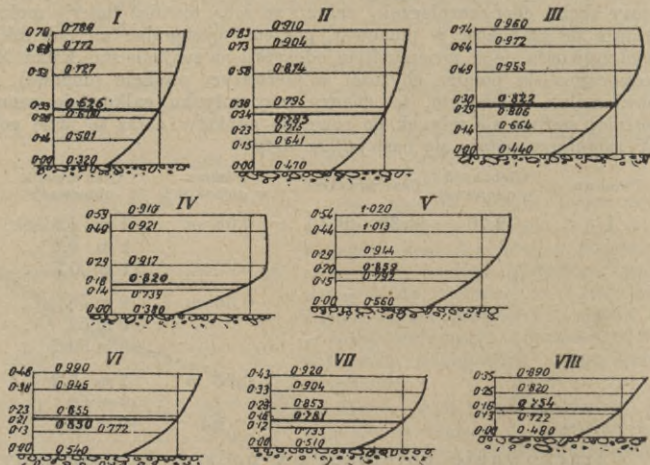
Oznaczając elementarną powierzchnię paska profilu dF , głębokość y , element szerokości profilu dx , otrzymuje się:

$$dQ = dF \cdot v_s = y dx, \quad v_s = y v_s dx$$

$$Q = \int (y v_s) dx.$$

Jeżeli zatem wykreślimy krzywą sumy iloczynów głębokości i średnich chyżości (nie tylko dla pionowych pomiaru chyżości, ale i dla punktów

Rozkład chyżości w pionowych. 1:40



Sytuacja miejsca pomiaru.

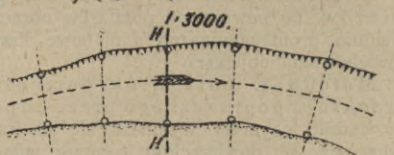


Fig. 8.

pośrednich, zazwyczaj co 1 m) i powierzchnię tej krzywej splanimetrujemy, to da ona nam objętość przepływu na sekundę.

Zamiast planimetrować, można przy równych odstępach poszczególnych rzędnych ($y \cdot v_s$) tej krzywej użyć do oznaczenia jej powierzchni wzoru Simpsona; jeżeli odstęp ten wynosi 1 m, to objętość przepływu, czyli powierzchnia krzywej ($y \cdot v_s$), będzie sumą algebraiczną tych rzędnych.

Metoda 3., Cullmanna, określa objętość sekundową jako bryłę ograniczoną powierzchnią przekroju, płaszczyzną zwierciadła i powierzchnią nieregularną, opisaną na pomierzonych chyżościach wody, ustawionych w odpowiednich punktach prostopadle do przekroju pomiarowego. Objętość tej bryły, czyli sekundową objętość przepływu, otrzymamy zapomocą wykreślenia w profilu krzywych równej chyżości (warstwicy chyżości) i zesumowanie iloczynów ze średnich powierzchni tych warstwicy i ich odstępów. Warstwicy chyżości

Pomiar hydrometryczny na Rabie w Książnicach 14. VIII 1902 r
 przy stanie wodostoku 223

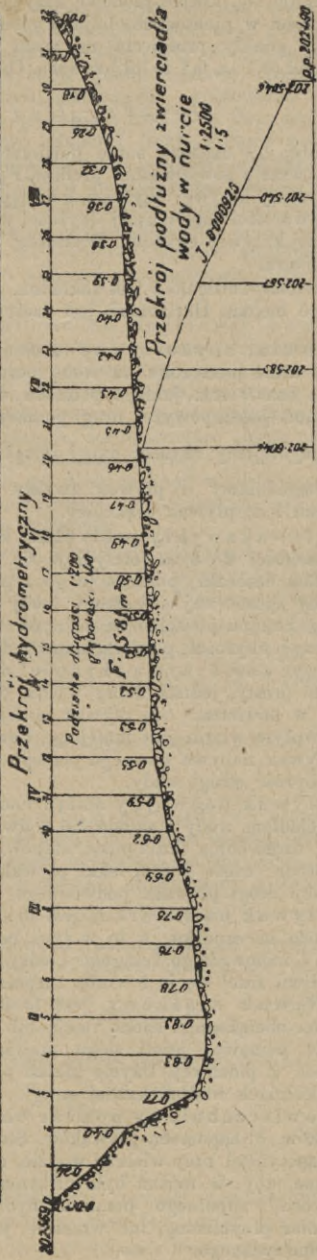
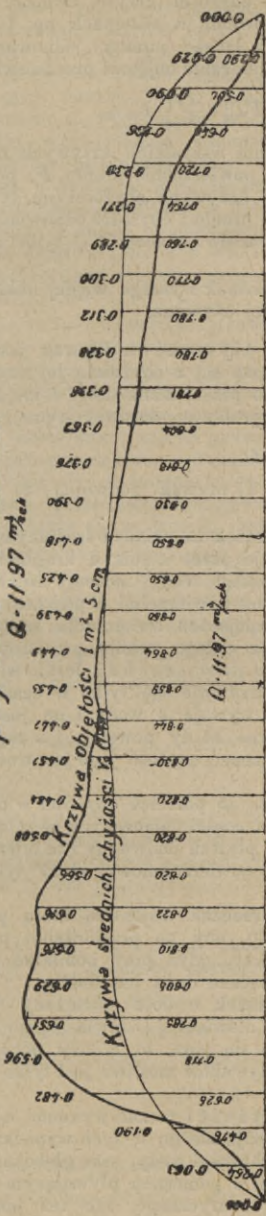


Fig. 9.

otrzymuje się, krząc pionowe krzywe chyżości (krzywe związku głębokości i chyżości w pionowych) linjami pionowymi w odstępach np. 10 *cm*. przenosząc punkty przecięcia na profil i łącząc punkty jednowartościowych chyżości (0,1 *m*, 0,2 *m* itd.) ze sobą. Ostatecznie objętość przedstawia formuła:

$$Q = [\Sigma F - \frac{1}{2}(F_1 + F_n)] e + \frac{1}{2} F_n e_1,$$

w której ΣF oznacza sumę powierzchni wszystkich krzywych równej chyżości (wraz z powierzchnią profilu), F_1 powierzchnię profilu, F_n powierzchnię najwyższej krzywej chyżości, e odstęp krzywych chyżości (np. 0,1 *m*), e_1 różnicę wartości największej chyżości w profilu i chyżości odpowiadającej najwyższej krzywej chyżości. Wystarczy tu do oznaczenia Q tylko 5 odczytów planimetru.

Metoda Cullmanna jest dokładna, jednak wymaga więcej nakładu pracy, dlatego metoda Harlachera jest częściej używana.

Pomiar chyżości za pomocą pływaków. Pływak jest to lekkie ciało, które puszczane na wodę porusza się z chyżością jej strugi. Obserwując czas t sek., jakiego potrzeba do przebieżenia drogi l między dwoma profilami (jeden powyżej, drugi poniżej profilu pomiarowego), przez podzielenie $\frac{l}{t}$ otrzymujemy chyżość danej strugi v .

Rozróżniamy *a*) pływak zwykły, *b*) pływak podwójny, *c*) pływak na sznurku i *d*) pływak drążkowy.

Pływak zwykły, jest to płaski krążek drewniany o średnicy około 10 *cm*, a wysokości 2—6 *cm* (otrzymuje się je przez cięcie z krągłaka), lub też kawałek deseczki; puszczając go z prądem wody, możemy oznaczyć w powyższy sposób chyżość strugi wody na powierzchni a puszczając ich cały szereg kolejno po sobie w różnych miejscach zwierciadła wody, możemy oznaczyć chyżości powierzchniowe dla całego profilu pomiarowego, czyli oznaczyć t. zw. krzywą chyżości na powierzchni. Jest to więc przyrząd bardzo prosty, jednak dobry wynik otrzymuje się tylko w czasie zupełnej ciszy w powietrzu; im pływak mniej wystaje z wody i im jest mniejszy, tem wpływ wiatru jest mniejszy. Pewne błędy powstają i z tego powodu, że pływak nabywa pewnego przyspieszenia, chyżość jego jest trochę większa niż chyżość strugi wody.

Pływak podwójny służyć może do pomiaru chyżości w punkcie pod zwierciadłem wody i składa się z dwu części połączonych ze sobą zapomocą nitki; część dolna (kula pusta) stanowi pływak podwodny i ta mierzy chyżość pod wodą; część górna, lekki pływak powierzchniowy, służy tylko do obserwacji drogi pływaka podwodnego.

Pływak na sznurku, jest to deseczka trójkątna, którą puszcza się za wodą na sznurku, a to w tym celu, aby po przebieżeniu przez niego drogi l napowrót go ściągnąć i odzyskać, gdyż przy pomiarze pływakami zwykłymi traci się je i trzeba rozporządzać dużą ich ilością.

Pływak drążkowy, jest to drążek u dołu obciążony (lub rurka szklana obciążona u spodu rtecą lub ołowiem). Ustawia się go we wodzie prawie pionowo; jeżeli sięga prawie do dna, to mierzy odrazu średnią chyżość w pionowej. Użycie takich pływaków możliwe jest tylko na stałych głębokościach wzdłuż każdej strugi.

Powierzchniowy pomiar chyżości można wykonać *a*) zapomocą młynków, *b*) zapomocą pływaków. Stosuje się go w tych wypadkach, jeżeli, jak naprzykład przy wielkiej wodzie, chyżości wody, oraz głębokości są zbyt znaczne, aby się można było utrzymać z pomostem pływającym na wodzie i dokonać zupełnego pomiaru hydrometrycznego, lub też jeżeli chodzi o pomiar przybliżony, lub wreszcie, jeżeli nie mamy do dyspozycji młynka hydrometrycznego.

Pomiar powierzchniowy młynkiem hydrometrycznym wykonuje się zawsze z mostu, spuszczać młynek na kablu lub łańcuchu i zanurzając go w każdym punkcie tylko o tyle, aby skrzydełka jego były przykryte wodą. Przedtem naturalnie trzeba dokładnie zdjąć profil mostowy (szczególnie dokładnie przy filarach, wzgl. jarzmach mostowych); sondowanie głębokości odbywa się zazwyczaj także przez spuszczenie ciężaru na linie drucianej i obserwację, wzgl. pomiar zanurzonej długości linki. Pomiar powierzchniowy chyżości pływakami polega na wytyczeniu powyżej i poniżej profilu pomiarowego w równych odległościach (kilku do kilkunastu metrów) dwóch profili, spuszczeniu pływaków z brzegu lub z mostu w różnych punktach powyżej profilu górnego, obserwacji czasu, jakiego potrzebuje każdy pływak do przejścia drogi między obu profilami, zapomocą zegarka sekundowego, a wreszcie obserwacji miejsca (punktu) w profilu pomiarowym, przez które pływak przechodzi.

Oznaczenie objętości przepływu na podstawie powierzchniowego pomiaru chyżości. Istnieją tu dwie metody, obydwie przybliżone i naturalnie ustępujące pod względem dokładności wyniku zupełnemu pomiarowi hydrometrycznemu, jednak mają one wielkie znaczenie, o ile chodzi o pomiary odpływu przy wielkiej wodzie. Pomiary wielkiej wody są trudne, kosztowne i nieraz niebezpieczne, nadto trudno nieraz na czas przybyć do danego miejsca w celu uchwycenia maksymalnej objętości. Dlatego nie tylko u nas, ale i w innych krajach, na wielu rzekach wielkie wody nie zostały jeszcze pomierzone, a stosowanie metod uproszczonych, choć przybliżonych, okazuje się ze wszech miar wskazane.

a) Oznaczenie objętości przez pomiar profilu i chyżości powierzchniowej tylko w jednym punkcie, tj. w nurcie (maksymalnej chyżości na powierzchni $V_p \text{ max.}$). Pomierzona chyżość będzie większa od średniej chyżości profilu v_s , zatem chcąc otrzymać objętość według formuły $Q = F \cdot v_s$, trzeba tę pomierzoną maksymalną chyżość na powierzchni $V_p \text{ max.}$ zredukować na średnią chyżość v_s . W przybliżeniu

można przyjąć stosunek $\frac{v_s}{V_p \text{ max.}} = 0,65$, dokładniejsze wzory podamy w dalszym ciągu.

b) Oznaczenie objętości przez pomiar profilu i chyżości powierzchniowych w wielu punktach profilu (w wielu pionowych). Ponieważ każdej pionowej pomiaru chyżości odpowiada pewna część (pasek) powierzchni profilu poprzecznego, zatem objętość wyznaczmy z formuły:

$$Q = F_1 v_s'1 + F_2 v_s'2 + F_3 v_s'3 + \dots,$$

w której $F_1, F_2, F_3 \dots$ są częściowemi powierzchniami profilu, zaś $v_s'1, v_s'2, v_s'3 \dots$ średniemi chyżościami w pionowych pomiaru chyżości.

Jednak pomierzone chyżości powierzchniowe $v_{p1}, v_{p2}, v_{p3} \dots$ są większe od średnich chyżości w pionowych $v_s'1, v_s'2, v_s'3 \dots$, muszą więc zostać odpowiednio zredukowane. W przybliżeniu można przyjąć stosunek

$$\frac{v_s'}{v_p} = \frac{6}{7} = \text{ok. } 0,85;$$

dokładniejsze wzory podamy poniżej.

Zamiast redukować każdą z pomierzonych chyżości powierzchniowych z osobna i oznaczać objętość z formuły $Q = F_1 v_s'1 + F_2 v_s'2 + \dots$ można oznaczyć $\Sigma F \cdot v_p$, to jest sumę iloczynów pasków powierzchni i chyżości

powierzchniowych i zredukować ją na $\Sigma F v_s' = Q$ przez pomnożenie przez współczynnik redukcyjny

$$\frac{\Sigma F v_s'}{\Sigma F v_p}$$

otrzymany z poprzednio wykonanych pomiarów zupełnych.

Wzory wyrażające związki między średnią chyżością profilu, a chyżością powierzchniową w nurcie, oraz między średnimi chyżościami w pionowych, a chyżościami na powierzchni:

1. Formuła Siedeka (1912), podaje związek między średnimi chyżościami w pionowych a chyżością powierzchniową, względnie stosunek:

$$\frac{\Sigma F v_s'}{\Sigma F v_p} = \frac{v_p + 0,4}{1,2 v_p} \sqrt[20]{\frac{T_s^2}{B}}, \quad (T_s \text{ średnia głębokość,}$$

B szerokość zwierciadła). Formuła ważna dla chyżości powierzchniowych większych niż 2 m, dla mniejszych należy stosować wzór:

$$\frac{\Sigma F v_s'}{\Sigma F v_p} = \sqrt[20]{\frac{T_s^2}{B}}$$

Formuły te według autora można stosować do głębokości średnich nie mniejszych jak 0,8 m.

2. Formuły Fischera (1916) podają a) związek między średnią chyżością profilu v_s , a średnią chyżością powierzchniową v_{ps} , oraz b) związek między średnią chyżością profilu i maksymalną na powierzchni $v_{p \max}$. Formuły te brzmią:

$$a) v_s = \alpha v_{ps} + \beta v_{ps}^2, \quad b) v_s = \alpha v_{p \max} + \beta v_{p \max}^2, \quad \text{przyczem}$$

$v_{ps} = \frac{\Sigma b v_p}{B}$ (suma iloczynów częściowych długości zwierciadła i chyżości na powierzchni, czyli powierzchnia krzywej chyżości powierzchniowych, podzielona przez szerokość zwierciadła), zaś α i β współczynniki zmieniające się według szerokości profilu i jego stopnia szorstkości. Wartości α i β podaje następujące zestawienie:

Dla a)

Szorstkość profilu.

Szerokość profilu	1. Zarosły trawą		2. Gruby żwir lub kamienie		3. Żwirek		4. Piasek lub glina	
	α	β	α	β	α	β	α	β
do 3 m .	0,784	0,00121	0,832	0,00063	0,867	0,00042	0,9255	0,00036
3—10 m .	0,795	0,00111	0,862	0,00043	0,889	0,00029	0,945	0,00022
10—25 m			0,872	0,00038	0,908	0,00020		
25—50 m			0,889	0,00029	0,920	0,00011		
ponad 50 m					0,927	0,00006		

Dla *b*)

Szorstkość profilu.

Szerokość profilu	1. Zarosły trawą		2. Gruby żwir lub kamienie		3. Żwirek		4. Piasek lub glina	
	α	β	α	β	α	β	α	β
do 3 m .	0,463	0,00086	0,551	0,00064	0,654	0,00032	0,726	0,00023
3—10 m .	0,526	0,00067	0,570	0,00056	0,675	0,00024	0,737	0,00015
10—25 m .			0,599	0,00044	0,686	0,00019		
25—50 m .			0,618	0,00039	0,700	0,00015		
ponad 50 m .					0,734	0,00006		

3. Formuły Matakiewicza (1918, wykaz literat. 4.)¹⁾ podają związek *a*) między chyżością średnią profilu i maksymalną na powierzchni i *b*) między chyżością średnią i chyżością powierzchniową w pionowej.

$$a) \frac{v_s}{v_{p \max}} = 0,59 + 0,02 T_s + \frac{0,006}{J^{(0/100)}}$$

$$b) \frac{v_s'}{v_p} = 0,78 + 0,015 T + \frac{0,02}{J^{0,7}_{(0/100)}}$$

W formułach tych zachodzi spadek zwierciadła wody w miejscu pomiaru *J* (który wstawiać należy w promillach), trzeba go zatem zaniwelować lub w braku instrumentu ocenić; T_s przedstawia średnią głębokość profilu, T głębokość w pionowej.

Przy starannem przeprowadzeniu pomiaru i obliczeniu według *a*) błąd nie przekracza 10‰, według metody *b*) 5‰.

Przykład *a*). Na rzece pomierzono w profilu α : spadek lokalny $J = 3,78^{0/100}$, $T_s = 0,87$ m, $v_{p \max} = 3,02$ m; jaka jest średnia chyżość profilu ?

$$\text{Według } a) \frac{v_s}{v_{p \max}} = 0,59 + 0,02 \cdot 0,87 + \frac{0,006}{3,78} = 0,61, \quad \text{zatem}$$

$$v_s = 0,61 \cdot 3,02 = 1,84 \text{ m.}$$

Przykład *b*). W profilu γ wykonano pomiar profilu, spadku i powierzchniowy pomiar chyżości w 7 pionowych. Wyniki były następujące: T_I (głębokość w pionowej I) = 4,13 m, spadek $J = 0,5^{0/100}$, $v_{p I}$ (chyżość powierzchniowa w pionowej I) = 2,76 m; jaka jest średnia chyżość w tej pionowej ?

$$\text{Według } b) \frac{v_s' I}{v_p} = 0,78 + 0,015 \cdot 4,13 + \frac{0,02}{0,7} = 0,874, \quad \text{zatem}$$

$$v_s I = 0,874 \cdot 2,76 = 2,41 \text{ m.}$$

Dla ułatwienia obliczenia podaje się wartości wyrazu $\frac{0,02}{J^{0,7}_{0/100}}$ dla rozmaitych spadków.

Dla $J_{0/100} =$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
$\frac{0,02}{J^{0,7}_{0/100}} =$	0,10	0,061	0,046	0,038	0,032	0,028	0,026	0,024	0,022
$J_{0/100} =$	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0	10,0		
$\frac{0,02}{J^{0,7}_{0/100}} =$	0,020	0,015	0,012	0,009	0,007	0,006	0,004		

¹⁾ Patrz także artykuły Matakiewicza i Ehrenbergera w Monatschrift f. d. öf. Bau-dienst 1924, zeszyt 7.

Jak widać, poprawka z powodu spadku ma znaczniejszą wartość tylko przy spadkach mniejszych, poniżej 1‰; dla spadków większych niż 2‰ można ją pominąć.

Pomiar przy zmiennym stanie wody, obliczenie objętości. Jeżeli w czasie pomiaru chyżości stan wody zmienił się bardzo znacznie (np. o kilkadziesiąt *cm*), to pomiar taki należy zrzucić. Jeżeli stan wody był w czasie pomiaru bardzo mało zmienny (zmiany do kilku *cm*), to redukuje się powierzchnię profilu na średni stan pomiaru, chyżości zaś z powodu małych różnic nie redukuje. Jeżeli wreszcie stan wody doznał w czasie pomiaru znaczniejszych wahań (od kilku do kilkunastu *cm*), natenczas trzeba zredukować tak powierzchnię profilu, jak i średnie chyżości w pionowych (otrzymywane z pomierzonych pionowych krzywych chyżości) na średni stan pomiaru. Ten średni stan oznaczymy w sposób następujący:

Jeżeli chyżości w pionowych I, II, III itd. mierzone były przy stanach h_1, h_2, h_3 itd., a częściowe objętości na razie w przybliżeniu oznaczone (przez pomnożenie profilów powierzchni i średnich chyżości w pionowych) są Q_1, Q_2, Q_3 itd., zaś szukany średni stan pomiaru oznaczymy H_s , natenczas, przyjmując objętość jako wagi, możemy napisać równanie:

$$Q_1 h_1 + Q_2 h_2 + Q_3 h_3 + \dots = (\Sigma Q) H_s \text{ skąd}$$

$$H_s = \frac{\Sigma Q h}{\Sigma Q}.$$

Redukcja poszczególnych części powierzchni przekroju na średni stan pomiaru nastąpi na podstawie różnic poszczególnych stanów ze stanem średnim, redukcję zaś chyżości przeprowadzi się w stosunku głębokości, przy której mierzono chyżości w pionowej i głębokości wynikłej z redukcji stanów wody, stosując następujące równanie:

$$\frac{v_s}{v_s'} = \left(\frac{T}{T'}\right)^\alpha, \text{ przy czem } \alpha \text{ można przyjąć } 0,7.$$

Pitoty, czyli hydrometry na zasadzie rurki hydrometrycznej Pitot'a. Sama rurka Pitot'a (rurka szklana, na obu końcach otwarta, u spodu zważona i poziomo zagięta, zwrócona dolnym otworem naprzeciw prądu wody fig. 10), nie jest hydrometrem, któryby mógł być w praktyce stosowany, a to z następujących powodów. Chyżość wody v , działająca na dolny otwór rurki, podnosi w niej stan wody o h , przy czem



Fig. 10.

między v i h istnieje związek $v = \varphi \sqrt{2 g h}$ (φ współczynnik praktyczny, który oznacza się przez tarowanie). Jednak mierzenie h jest trudne z dwóch powodów: po pierwsze słupek o wysokości h jest niewielki (przy chyżości 1 *m* około 5 *cm*), nadto położony nisko przy zwierciedle wody trudny do zmierzenia podziałką, powtórze zaś z powodu pulsacji wielkość tego słupka jest zmienna i trzeba by uchwycić kilka maximów i kilka minimów, wziąć z nich średnią i na podstawie tej średniej obliczyć chyżość ze związku $v = \varphi \sqrt{2 g h}$.

Ulepszone przyrządy stanowią np. hydrometry Pitot-Darcy i Pitot-Ritter. Pierwszej (fig. 11) składa się z dwu rurek pionowych, jednej, zwanej hydrauliczną i drugiej, zwanej statyczną. Rurkę hydrauliczną, zagiętą u spodu poziomo w t. zw. wylot hydrauliczny, ustawia się naprzeciw prądu, rurka statyczna, u spodu ucięta poziomo, ma wskazywać niepodniesiony stan wody. Zapomocą rurki kauczukowej z trąbką, wychodzącej ze wspólnej komory, do której uchodzą górne końce rurek, można wyssać powietrze, a przez to podnieść stan wody w obu rurkach do wysokości dogodnej do odczytu. Między rurkami umieszczona jest podziałka, na której odczytuje się stan wody w obu rurkach, wzgl. ich różnicę h .

Hydrometr Pitot-Ritter (fig. 11) posiada rurkę hydrauliczną wewnątrz rurki statycznej; rurka hydrauliczna ma wylot poziomy, ustawiany naprzeciw prądu, rurka zaś statyczna uchodzi u dołu do rurki poziomej, na obu końcach otwartej, łącząc się z nią zapomocą wąskiego otworu. Przyjęty kształt obu wylotów sprawia, że współczynnik φ zbliża się do jednostki, a chyżość wody oblicza się z wzoru $v = \varphi \sqrt{2gh}$. Różnicę wysokości obu słupków, które podnosi się przez wyssanie powietrza w górę, mierzy się zapomocą manometru, zawieszonoego na hydrometrze, a składającego się z 3 rurek (2 są równocześnie potrzebne, trzecia rezerwowa); rurki hydrometru połączone są z rurekami manometru zapomocą rurek kauczukowych.

Pomiar chyżości, wzgl. słupka h , wykonuje się w ten sposób, że cały hydrometr wraz z manometrem zanurza się we wodzie, zwracając wylot hydrauliczny naprzeciw prądu. Przez wyssanie powietrza wypełnia się hydrometr i manometr wodą, poczem zamyka się dostęp powietrza do manometru zapomocą odpowiedniego kurka. Następnie wyjmuje się manometr z wody i zawiesza go na hydrometrze, poczem wpuszcza do niego przez otwarcie chwilowe kurka taką ilość wody, aby ustawiła się w wysokości dogodnej do odczytu.

Szereg hydrometrów tego rodzaju opisuje szczegółowo prof. Rychter (wykaz literatury 1).

Całkowanie chyżości ma na celu oznaczenie zapomocą hydrometru wprost chyżości średniej; operację tę można wykonać tak zapomocą młynka, jak i hydrometru na zasadzie rurki Pitot'a.

Całkowanie zapomocą młynka odbywa się w ten sposób, że młynek posuwamy po rurze ze szparą od najwyższego do najniższego położenia i z powrotem, z jednostajną chyżością; ilość obrotów całkowita N , podzielona przez ilość sekund T , da nam ilość obrotów na sekundę n , odpowiadającą chyżości średniej, którą obliczy się z wzoru dla młynka.

Pitoty do całkowania chyżości mają konstrukcję odmienną od pitotów do pomiaru chyżości w jednym punkcie. W hydrometrze Franka woda płynąca uderza nie o otwór rurki (wylot hydrauliczny), lecz o szereg wylotów (dziurek w rurce hydraulicznej, lub nasadzonych na rurce hydraulicznej prostopadłych rurek, w odstępach pionowych około 10 cm, lub o szparę pionową w rurce hydraulicznej, którą uszczelnia się u góry zapomocą nasu-

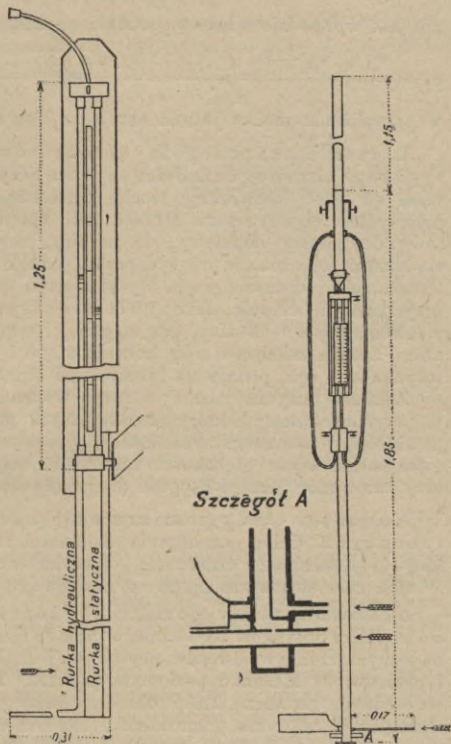


Fig. 11.

Fig. 12.

wanego rękawa). Słupek h , wzniesiony ponad poziom hydrostatyczny, przedstawia średnią wartość z wysokości odpowiadającej poszczególnym chyżościom

$h = \frac{h_1 + h_2 + h_3 + \dots}{n}$, a średnia chyżość obliczona na podstawie tego słupka

$$v_s' = \varphi \sqrt{2gh} = \varphi \sqrt{2g \frac{h_1 + h_2 + h_3 + \dots}{n}}$$

nie jest wprawdzie właściwą średnią chyżością

$$v_s = \frac{v_{s1} + v_{s2} + v_{s3} + \dots}{n} = \frac{\varphi (\sqrt{2gh_1} + \sqrt{2gh_2} + \sqrt{2gh_3} + \dots)}{n}$$

w przybliżeniu można jednak przyjąć v_s' za v_s .

Liczenie poszczególnych obrotów młynka, liczydło elektryczne, chronograf. Jeżeli się chce liczyć poszczególne obroty młynka, musi on mieć konstrukcję trochę odmienną, nadto musi się go połączyć z liczydłem elektrycznym. Młynek taki ma na osi obrotu pierścień kontaktowy do połowy metalowy, do połowy izolowany; o pierścień ten opiera się blaszka włączona w przewód prądu, jednak izolowana od oprawy młynka. Zamknięcie i otwarcie prądu wysyłanego z baterji (bez dzwonka) następuje przy każdym obrocie. Liczydło elektryczne, składające się z cewki elektromagnesu i kotwicy, przyciąganej i odpychanej przy każdym obrocie, które haczyk zahacza o zęby koła zębatego i obraca je za każdym obrotem młynka o 1 ząb, podaje na tarczy ilość obrotów N .

Zamiast liczydła można włączyć w przewód prądu chronograf; jest to przyrząd Morsego, który na odwijanym pasku papieru daje wykres odpowiadający poszczególnym obrotom, prócz tego znaczy czas w sekundach, ewentualnie także głębokości zanurzenia młynka (przy całkowaniu), oraz przy tarowaniu także i długość drogi młynka.

Nowsze metody pomiaru objętości stosowane w kanałach roboczych. Celem oznaczenia dzielności turbiny zachodzi potrzeba szybkiego i dokładnego oznaczenia objętości wody przepływającej w kanale. W tym celu stosowane są często następujące metody:

a) Równoczesny pomiar chyżości zapomocą kilku młynków. Kilka młynków tego samego typu (o tym samym wzorze) umieszcza się na jednym trzonie w odstępach pionowych jednakowych, odpowiednio dobranych i przesuwa w kierunku poziomym (fig. 13). Trzon jest osadzony na wózku poruszającym po torze. Ilość obrotów każdego młynka oznaczają liczydła elektryczne, złączone przewodem z każdym młynkiem; chyżość ruchu poziomego (wózka) jest znana = w (np. 0,02 m/sek.).

Jeżeli wzór dla młynka jest $v = \alpha + \beta n$, a objętość przepływu jest $Q = p v = b h v$, przyczem b i h oznaczają szerokość i wysokość paska powierzchni, odpowiadającego pojedynczemu młynkowi, natenczas:

$$Q = \beta n b h + \alpha b h, \text{ a ponieważ}$$

$$\frac{N}{t} = n, \text{ więc } \frac{N}{n} = t = \frac{b}{w} = \text{czas jazdy, więc } Nw = bn, \text{ zatem}$$

$$Q = \beta N w h + \alpha P.$$

Wartości β , w , h , α , P (powierzchnia przekroju kanału) są znane z góry, można zatem wszystkie wartości wstawić we wzór już przed wykonaniem pomiaru, a następnie wstawić tylko N jako sumę ilości obrotów $N_1 + N_2 + N_3 + \dots$ podanych przez liczydła elektryczne. (Na fig. 13 przedstawiono pomiar w 6 warstwach zapomocą 3 młynków; po wykonaniu pomiaru w 3 warstwach trzeba trzon obniżyć o h).

Pomiar taki można wykonać i obliczyć w przeciągu 10—15 minut; założyć przytem trzeba, że kanał jest regularny i prostokątny.

Co do dokładności pomiarów młynkowych zauważa się, że jest ona dla praktyki zupełnie wystarczająca, zależy jednak od istnienia pewnych warunków, do których należą: obranie odpowiednio czułego młynka, odpowiednich warunków przepływu w kanale (wystarczająca głębokość i niezbyt mała chyżość), a wreszcie należyte uwzględnienie pulsacji, przez odpowiednio długi pomiar w danym punkcie.

b) Metoda tarczy (fig. 14) polega na tem, że kanał turbinowy, o przekroju prostokątnym i starannie wykonanych ścianach i dnie, zaopatruje się w tarczę złożoną z ramy żelaznej i opierzenia blachą (może być i płótno naoliwione). Tarcza

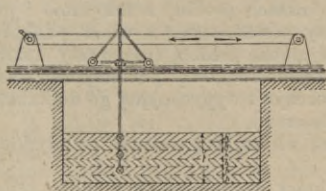


Fig. 13.

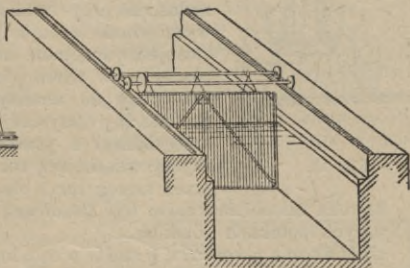


Fig. 14.

ta wisi sztywnie na wózku poruszającym się na szynach wzdłuż kanału. Można ją obrócić do położenia poziomego ponad wodę, lub spuścić w położenie pionowe, a wtedy musi dokładnie zamykać profil (szpara kilka *mm*).

Jeżeli po spuszczeniu tarczy przebiegnie drogę *D* (najmniej 10 *m*) w *t* sekundach, natenczas średnia chyżość wody w profilu równa się chyżości posuwania się tarczy, tj. $v = \frac{D}{t}$, gdyż tarcza posuwa się z chyżością równą

średniej chyżości wody. Tor wózka musi być dokładnie poziomy, a szyny bardzo gładkie, wózek i tarcza lekkie, aby opór posuwania był jak najmniejszy. Metoda ta należy do najdokładniejszych metod pomiarowych, wymaga jednak stosunkowo kosztownego urządzenia. (W zakładach szwajcarskich kosztowało ono około 3000 fr.)

c) Metoda chemiczna polega na tem, że sól kuchenną lub chlorek magnowy, w formie roztworu wodnego, wpuszcza się do kanału turbinowego, lub wprost do komory turbinowej, gdzie się roztwór ten rozcieńcza i zostaje przez turbinę gruntownie wymieszany. Następnie w pewnym profilu poniżej turbiny pobiera się w różnych punktach tegoż próby wody i poddaje analizie ilościowej na zawartość chloru, wzgl. soli.

Jeżeli w roztworze wpuszczonym do kanału powyżej turbiny było na 1 litr wody q_1 *kg* soli, zaś w roztworze poniżej turbiny było na 1 litr wody q_2 *kg* soli, objętość zaś roztworu wpuszczanego do kanału turbinowego wynosiła *p* litrów na sekundę, to objętość przepływu wynosi

$$Q = \frac{q_1}{q_2} \cdot p \text{ l/sek.},$$

przyczem pominięto ilość roztworu wpuszczoną do kanału, która jest praktycznie biorąc nieznaczna. Właściwie trzeba wykonać 3 analizy, a mianowicie: roztworu, który wpuszczamy do kanału, roztworu w kanale poniżej turbiny i samej wody kanałowej, gdyż i ta może sól zawierać. Aparat, użyty w Szwajcarii, przedstawia fig. 15; w beczce *a* znajduje się roztwór soli, wpuszczany zapomoć kurka *b*. Przelew *c* reguluje wysokość ciśnienia *h*,

skutkiem czego objętość wypływu jest stała. Jeżeli np. skoncentrowany roztwór zawiera 300 g soli w litrze, do kanału zaś doprowadzamy stale 0,1 l/sek., to potrzebujemy 30 g soli na sekundę. Jeżeli teraz analiza wody poniżej turbiny wykaże 0,03 g soli w litrze, to objętość

przepływu wynosi: $Q = \frac{300}{0,03} \cdot 0,1 = 1000 \text{ l/sek.}$, ściślej zaś $1000 - 0,1 \text{ l/sek.} = 999,9 \text{ l/sek.}$

Analizuje się metodą Mohra, przyczem jako odczynników używa się azotanu srebra i chromianu potasu.

Wyniki tej metody mogą być bardzo dokładne, zwłaszcza przy turbinach o wysokim spadzie (dokładne wymieszanie roztworu), przy turbinach o małym spadzie stosuje się specjalne środki ostrożności, jak wpuszczanie roztworu w wielu punktach profilu, a tak samo i pobór wody do analizy równocześnie z wielu punktów profilu, aby otrzymać próbkę średnią (najnowszy aparat amerykański z pompą odśrodkową pobierającą wodę czystą, mieszającą roztwór i wypychającą go do kanału przez szereg rur i otworów).

Metoda chemiczna może być stosowana z korzyścią również na płytkich i bystrych potokach górskich.

d) Metoda pomiaru przelewem, który urządzić trzeba w kanale roboczym i zaopatrzyć wodoskazem samokreślonym. Metodę tę opisaliśmy powyżej.

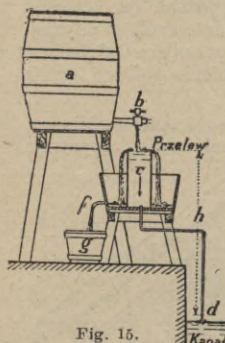


Fig. 15.

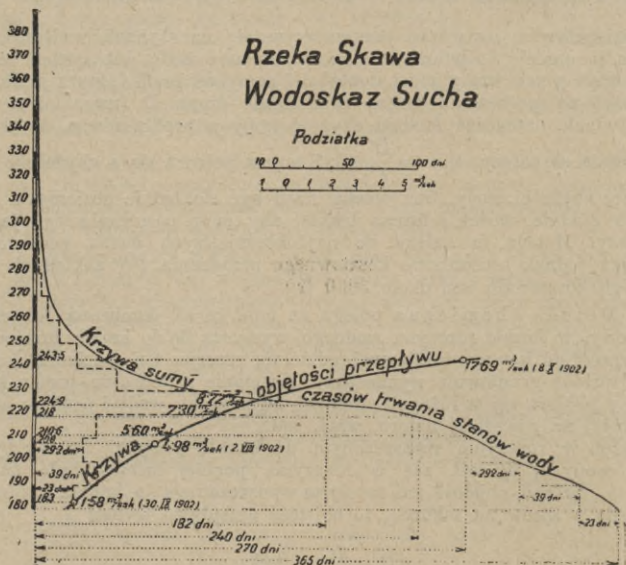


Fig. 16.

Przedstawienie związku objętości przepływu ze stanami wody. Związek ten przedstawiamy zapomocą krzywej objętości, podającej dla każdego stanu wody objętość przepływu. Krzywa objętości łączy wartości otrzymane z pomiarów hydrometrycznych i jest funkcją stanu wody.

$$Q = F(H).$$

Jako kształt funkcji przyjmując można równanie:

$$Q = a + bH + cH^2;$$

a, b, c , są stałymi, które wyrachuje się z wyników pomiarów; liczba pomiarów r musi być równa lub większa od 3; przy liczbie większej postępuje się według zasad rachunku wyrównania. Krzywa taka wyrachowana byłaby krzywą interpolacyjną; zwykle, jeżeli się ma dostateczną liczbę pomiarów, nie potrzeba rachować równania krzywej, lecz wystarczy połączyć punkty otrzymane z pomiaru.

Ponieważ przy wszystkich zadaniach z budownictwa wodnego, czy to chodzi np. o regulację rzek, czy o wyzyskanie sił wodnych, zakładamy pewną podstawową objętość (przy regulacji rzek woda normalna, przy wyzyskaniu sił wodnych woda robocza), którą określamy według ilości dni, w których mamy ją w ciągu roku do dyspozycji, mówiąc: woda trwająca wraz z wyższymi 9, 8, 7, 6, lub 5 miesięcy w roku, przeto krzywą objętości wykreslamy zazwyczaj równocześnie z linią czasów trwania i linią sumy czasów trwania stanów wody. Wykres taki przedstawia fig. 16, sporządzona na podstawie spostrzeżeń wodoskazowych i pomiarów hydro-metrycznych przy wodoskazie w Suchej na rzece Skawie.

Z tabeli III. rocznika Biura hydrograficznego za r. 1902 (zestawienie czasów trwania stanów wody) otrzymano, ile dni trwał każdy stan w tym roku (np. stan 125, jest to stan obejmujący odczyty od 120 do 129, 135 odczyty od 130 do 139 itd.), jak w tablicy 1.

Na podstawie tych danych wykreślono na fig. 16 linię czasów trwania (linia kreskowana), a sumując czasy trwania, linię sumy czasów trwania, zwaną także krzywą częstości (linia pełna). Tę ostatnią wykreśla się w sposób następujący: Stan najniższy w r. 1902 (położony 5 cm poniżej stanu 185, a więc stan 180) trwał wraz z wyższymi 365 dni, tj. cały rok, przy tym więc stanie wykreślamy na linii poziomej 365 dni; stan 185 (tj. od 180 do 189) trwał wraz z wyższymi również 365 dni, sam zaś ten stan (tj. od 180 do 189) trwał 23 dni, przy stanie zatem 190 trzeba na rzędnej poziomej odciąć tylko $365 - 23 = 342$ dni, stan 195 (tj. od 190 do 199) trwał 39 dni, zatem przy stanie 200 trzeba na rzędnej poziomej odciąć $342 - 39 = 303$ dni itd.

Na tym samym wykresie podano krzywą objętości, wykreśloną na podstawie trzech wykonanych pomiarów. Z wykresów tych można z łatwością otrzymać stan, który wraz z wyższymi trwa pewną określoną ilość dni w roku, oraz odpowiadającą mu objętość przepływu.

Na fig. 16 oznaczono np. wodę 9-, 8-, i 6-miesięczną, tj. stany trwające wraz z wyższymi 270, 240 i 182 dni w roku i objętości im odpowiadające, które wynoszą:

Stan trwający wraz z wyższymi	Objętość
270 dni	210,6 <i>cm</i> 5,6 <i>m</i> ³ /sek.
240 "	219,0 " 7,3 "
182 "	224,9 " 8,7 "

Z powodu wahań w odpływie rzek, wynikłych skutkiem wahań ilości opadów w ciągu poszczególnych lat, oznaczenie objętości odpływu na pod-

Tablica 1.

Stan	trwał dni
375	0,1
355	0,2
345	0,2
335	0,2
325	0,4
315	0,8
305	0,7
295	0,9
285	1,2
275	2,9
265	6,3
255	14,0
245	24,2
235	49,5
225	134,8
215	37,4
205	29,1
195	39,0
185	23,0
razem 365,0 dni	

stawie spostrzeżeń wodoskazowych z jednego roku nie jest wystarczające i trzeba się tu oprzeć na obserwacjach z dłuższych okresów lat (okres 5-, 10-letni, lub dłuższy). Jednak oznaczenie zasadniczych stanów wody na podstawie dłuższych okresów lat, możliwe jest tylko dla rzek nie zmieniających położenia łożyska, jakimi są rzeki nizinne o trwałem, ustalonym położeniu dna, nie pogłębiające łożyska, ani nie osadzające materiału w większej mierze. Na rzekach górskich zmieniających łatwo dno, celem dojścia do wartości przeciętnych (wyeliminowania wpływu lat mokrych i suchych na oznaczenie naszych podstawowych wartości, tj. wody normalnej, wody roboczej) należy wprowadzić również uwzględnić szereg lat, jednak wykresy należy wykonywać dla każdego roku z osobna (nie dla przeciętnych wartości z dłuższego okresu), a krzywa objętości wykreślona na podstawie pomiarów z pewnego roku, jest zazwyczaj ważna tylko dla spostrzeżeń wodoskazowych z tego samego roku, dla innych daje często wyniki fałszywe.

Krzywe związku wodoskazów. Jeżeli na osiach x i y układu prostokątnego przyjmujemy podziałki dla dwu istniejących na rzekach wodoskazów, a następnie na podstawie równoczesnych odczytów na obu wodoskazach (przy stanach względnie ustalonych) otrzymamy punkty związku, to krzywa łącząca je będzie krzywą związku obu wodoskazów i można z niej na podstawie znanego odczytu jednego wodoskazu otrzymać przybliżony odczyt na drugim. Krzywe takie służą do kontroli spostrzeżeń wodoskazowych, zmieniają się jednak ze zmianą łożyska przy jednym lub drugim wodoskazie.

II. Metody pośrednie.

Oznaczenie objętości na podstawie zdjęcia profilu poprzecznego łożyska i spadku zwierciadła w profilu. Nie mierzymy tu chyżości bezpośrednio, lecz oznaczamy średnią chyżość przepływu w profilu na podstawie wzorów empirycznych. Wzory te wyrażają związek między średnią chyżością profilu v , spadkiem jednostkowym zwierciadła wody J , i promieniem hydraulicznym, czyli promieniem przekroju R , która to wartość jest ilorzazem z powierzchni przekroju P i obwodu zwilżonego p , ($R = \frac{P}{p}$).

Dla przekrojów rzecznych wprowadza się zamiast promienia przekroju R średnią głębokość t , będącą ilorzazem z powierzchni przekroju P i szerokości zwierciadła b , ($t = \frac{P}{b}$), natomiast dla kanałów wprowadza się zawsze R .

Z powodu różnych warunków przepływu w kanałach i rzekach (w pierwszych przyływa woda prawie zupełnie czysta, w drugich ma się do czynienia z ruchem materiału rzecznoego), będziemy stosowali inne wzory dla kanałów, a inne dla rzek, a jeżeli pewien wzór może być stosowany dla obu rodzajów łożysk, to w każdym razie zawierać on będzie w obu wypadkach współczynniki różne. Wzory empiryczne potrzebne są do rozwiązywania dwojakiego rodzaju zadań: 1. oznaczenia objętości i 2. oznaczenia wymiarów i spadku łożyska rzeki lub kanału, który ma daną objętość przeprowadzać. W pierwszym wypadku oznaczamy z wzoru empirycznego średnią chyżość v , a mnożąc ją przez powierzchnię przekroju P , otrzymamy objętość $Q = P \cdot v$, w drugim wypadku, mając dane Q , przyjmujemy zazwyczaj średnią chyżość przepływu v , obliczamy potrzebną powierzchnię przekroju $P = \frac{Q}{v}$, przyjmujemy jego kształt, oznaczamy promień przekroju $R = \frac{P}{p}$, wzgl. średnią głębokość $t = \frac{P}{b}$, poczem z wzoru empirycznego rachujemy spadek łożyska J .

Oznaczenie objętości, polegające na obliczeniu średniej chyżości z wzoru empirycznego, jest metodą przybliżoną, dającą wyniki w każdym razie mniej

pewne, niż nawet pomiar chyżości powierzchniowy. Trudność polega na tem, że dokładny pomiar spadku nie jest łatwy, nadto na rzekach trudno znaleźć profil, w którym spadek lokalny przedstawia choć na krótkiej przestrzeni linię prostą, charakteryzującą ruch jednostajny, a właściwie ruch o stałej średniej chyżości. Metoda ta może być zatem stosowana tylko w takich wypadkach gdy pomiar bezpośredni nie jest możliwy, np. do oznaczenia odpływu wielkich wód, jeżeli znany jest stan najwyższej wielkiej wody w profilu pomiarowym i spadek wielkiej wody (oznaczony na podstawie znaków $w w$, odczytów wodoskazowych, zaniwelowanego poprzednio zwierciadła $w w$ itp.), a z rozwiązaniem zadania nie możemy czekać.

Dawniejsze wzory empiryczne opierają się na formule Chèzy-Brahmsa: $v = K \sqrt{R J}$, w której v , R , J mają znaczenie poprzednie, K zaś jest współczynnikiem zmiennym, zależnym od różnych czynników (również od R oraz J), na który różni autorzy podają osobne wyrażenia. W tych wyrażeniach zachodzą t. zw. współczynniki szorstkości (oznaczone literami n , δ , β , γ itp.) charakteryzujące rodzaj łożyska, wzgl. materiał, którym łożysko jest wyłożone. Te współczynniki szorstkości znajdujemy tak we wzorach stosowanych dla kanałów, jak i w dawniejszych wzorach dla rzek, autorzy natomiast nowszych wzorów dla rzek ustawiają je bez współczynników szorstkości, wychodząc ze słusznej zasady, że szorstkość łożyska rzeki zależy od materiału dna (kamienie, żwir, piasek, namuł), rodzaj zaś materiału dna jest w ścisłym związku ze spadkiem, zatem może być zupełnie wystarczająco uwzględniony w funkcji spadku.

Co do wzorów dla rzek, to rozróżnić należy dwa kierunki. Istnieją wzory stosowane dla wszystkich rzek, oraz wzory ustawione specjalnie dla pewnych rzek, lub nawet dla pewnych ich przestrzeni. Pierwszy rodzaj stanowią formuły podane poniżej, drugi zaś ma zazwyczaj kształt $v = K J^m n^n$, przyczem K , m , n oznaczono na podstawie szeregu pomiarów wykonanych, na danej przestrzeni rzeki, stosując zasady teorii najmniejszych kwadratów. Pierwszy rodzaj wzorów jest więcej rozpowszechniony, drugi może oddać dobre usługi przy zadaniach specjalnych, wymagających dostosowania się do charakteru danej przestrzeni rzeki.

W tablicy 2 podajemy najwięcej używane wzory dla rzek i kanałów.

Co do stosowania tych wzorów podajemy następujące wskazówki:

Wzór 1. Stosowany dla kanałów, a także siłą tradycji dla rzek, choć nowsze formuły są dla rzek stosowniejsze. Obliczenie wymaga przyjęcia współczynnika szorstkości n , co dla kanałów nie przedstawia trudności, gdyż n podaje tabela według rodzaju łożyska, natomiast dla rzek połączone jest zawsze z pewną dowolnością. Zauważyć należy, że dla rzek powinno się n dobierać stosownie do spadku i to nie spadku przeciętnego, wyrównanego na długiej przestrzeni, lecz według spadku miejscowego, gdyż ten spadek jest w związku z materiałem dna rzeki. Matakiewicz określa wartości n dla rzek wzorem empirycznym:

$$n = 0,0235 + 0,0019 I_{(v/100)}$$

a wartości obliczone z tego wzoru podane są w powyższej tabeli po prawej stronie. Wartości te odpowiadają pomiarom, wykonanym na naszych rzekach przy stanach niskich i średnich; dla wielkiej wody należałoby je zwiększyć. Pozatem można się kierować wartościami, obliczonymi z pomiarów hydrometrycznych poprzednio już na danej rzece wykonanych. W ogólności oznaczenie n jest niepewne — na niektórych rzekach (Wezera, dolna Wisła) oznaczono z pomiarów przy stosunkowo małym spadku (około 0,3‰) anormalnie wysokie wartości n (0,028—0,029).

Wzory 2., 3. i 4. nadają się tylko do obliczania kanałów sztucznych, jakkolwiek we Francji używają powszechnie wzoru 4. także dla rzek.

Wzór 5. stosowany być może tak dla rzek, jak i kanałów.

T a b l i c a 2 a.

K a n a ł y		R z e k i	
		dla I	n ¹⁾
R o d z a j ł o ż y s k a		n	
1.	Kanały ze starannie heblowanego drzewa lub z gładką wyprawą cementową	0,010	0,00025 0,024 0,0005 0,025
2.	" z desek nieheblowanych	0,012	0,001 0,026
3.	" z ciosu, dobrego muru ceglanego, ze zwykłą wyprawą cementową	0,013	0,002 0,028 0,003 0,030
4.	" z kamienia łamanego, kute w skale, z surowego betonu	0,017	0,004 0,032
5.	" ziemne	0,025	0,005 0,0335 0,006 0,0350

¹⁾ (Wartości średnie według autora).

T a b l i c a 2 b.

R o d z a j ł o ż y s k a		β		γ	
		β	γ	β	γ
1.	Ściany bardzo gładkie (wyprawa cementowa, heblowane deski)	0,00015	0,03	0,00015	0,03
2.	" gładkie (mur z kamienia obrobionego, ciosy, niewyprawiony beton, drzewo nieheblowane)	0,00019	0,07	0,00019	0,07
3.	Szorstkie ściany (mur z kamienia łamanego, nieobrobione dyle itd.)	0,00024	0,25	0,00024	0,25
4.	Kanały w ziemi, starannie utrzymane	0,00028	1,25	0,00028	1,25

1. Wzór Ganguliet-Kuttera

$$v = K \sqrt{R I}$$

$$K = \frac{1}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{I}\right) \sqrt{R}}$$

2. Wzór Darcy-Bazina

$$\frac{I R}{V^2} = \frac{1}{K^2} = \beta \left(1 + \frac{\gamma}{R}\right)$$

T a b l i c a 2 c.

Przekrój	Rodzaj łożyska	δ	Przekrój	Rodzaj łożyska	δ
3. Wzór Kuttera $V = K\sqrt{RI}$ $K = \frac{100\sqrt{R}}{\sqrt{R} + \delta}$	Półkołowy	0,12	Prostokątny	9. Stary mur, bez mchów i porostów, z dnem zamulonym	1,00
	Prostokątny	0,15	Trapezowy	10. W gruncie skalistym, dno poniżej 1,50 m szerokości, nieco roślin wodnych	1,25
	"	0,20	"	11. Kanał regularny ziemny, starannie wykonany, bez roślin	1,50
	"	0,25	"	12. Ziemny, z dnem namulonym, lub skalistym, nieco roślin, dno szersze niż 2,0 m, potoki i rzeki	1,75
	"	0,35	"	13. Żle utrzymany mur suchy, lub kanał ziemny pokryty mchem i roślinami, z dnem do 1,4 m szerokości	2,00
	"	0,45	"		
	"	0,55	"		
	"	0,75	"		

T a b l i c a 2 d.

Przekrój	Rodzaj łożyska	γ	Przekrój	Rodzaj łożyska	γ
4. Nowszy wzór Bazina (1897) $V = K\sqrt{RI}$ $K = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$	Prostokątny	0,06	Prostokątny	4. Kanał ziemny ze skarpami brukowanymi	0,85
	"	0,16	"	5. Kanał ziemny starannie utrzymany	1,30
	"	0,46	"	6. Koryta rzeczne z rumowiskiem	1,75

T a b l i c a 2 e.

5. Wzór Hermanka (1905) $V = K\sqrt{tI}$ gd \dot{y} $B < 10 t$ $V = K'\sqrt{t \cdot I}$ $K' = K \left(1 - 0,25 \frac{t}{B} \right)$	Koryta naturalne (rzeki)		Koryta sztuczne (kanały) $K = K_0 + \frac{m}{6} (70 - K_0)$, gdzie $K_0 = 34 \sqrt[4]{t}$	
	$(B = \text{szerokość koryta})$ $B < 10 t$		dla $t > 6,0 m$ $K = 50,2 + \frac{t}{2}$	Dla kanałów w ziemi Dla muru z kamienia łamanego Dla muru z kamie- nia wygładzonego i desek Dla muru z cegieł, wyprawionego . . .
	dla $1,5 < t < 6,0 m$	$K = 34 \sqrt[4]{t}$		
	dla $t < 1,5 m$	$K = 30,7 \sqrt[4]{t}$		

T a b l i c a 2 f.

6. I. Wzór Matakiewicza (dla rzek) (1905) $V = 34 I^m t^n$	przy $I = \text{do } 2,5^{\circ}/_{100}$	$m = 0,50$	przy $I = 3,5^{\circ}/_{100}$	$m = 0,52$	przy $t > 1 m$ $n = 0,75$
	" $I = 2,5^{\circ}/_{100}$	$m = 0,51$	" $I = 4,5^{\circ}/_{100}$	$m = 0,53$	" $t < 1 m$ $n = 1$ — t

T a b l i c a 2 g.

7. II. Wzór Matakiewicza (dla rzek) (1910)	$v = \frac{116 I^{0,493} + 10 I}{2,2 + t^3 + \frac{0,16}{t^2}}$
---	---

T a b l i c a 2 h.

8. Wzór Lindboego (dla rzek)
(1910)

	$I < 0,0006$		$0,0006 < I < 0,005$		Granice stosowania wzoru
	$\frac{t}{b} < 0,028$	$0,028 < \frac{t}{b} < 0,1$	$\frac{t}{b} < 0,028$	$0,028 < \frac{t}{b} < 0,1$	
$t < 1,12 m$	$23,37 \left(0,822 - \frac{t}{b} \right) t^{0,9} I^{0,42}$	$8,19 \left(2,293 - \frac{t}{b} \right) t^{0,9} I^{0,42}$	$33,86 \left(0,822 - \frac{t}{b} \right) t^{0,9} I^{0,47}$	$11,86 \left(2,293 - \frac{t}{b} \right) t^{0,9} I^{0,47}$	1. $b \geq 10 m$
$1,12 < t < 3,65 m$	$24,11 \left(0,822 - \frac{t}{b} \right) t^{0,63} I^{0,42}$	$8,45 \left(2,293 - \frac{t}{b} \right) t^{0,63} I^{0,42}$	$34,94 \left(0,822 - \frac{t}{b} \right) t^{0,63} I^{0,47}$	$12,24 \left(2,293 - \frac{t}{b} \right) t^{0,63} I^{0,47}$	2. $t \leq 14 m$
$t > 3,65 m$	$27,45 \left(0,822 - \frac{t}{b} \right) t^{0,53} I^{0,42}$	$9,62 \left(2,293 - \frac{t}{b} \right) t^{0,53} I^{0,42}$	$39,77 \left(0,822 - \frac{t}{b} \right) t^{0,53} I^{0,47}$	$13,94 \left(2,293 - \frac{t}{b} \right) t^{0,53} I^{0,47}$	3. $\frac{t}{b} \leq 0,1$ 4. $I \leq 0,005$

T a b l i c a 2 i.

9. Wzór Grügra (dla rzek)
(1914)Granice: $S_{min.} = 10 m$, $I_{max} = 0,005$, $t = \frac{B}{S}$.Dla $0,2 < t < 2,0 m$ $v = 23,781 t^{0,776} I^{0,458}$ $t > 2,0 m$ $v = 22,11 t^{0,58} I^{0,43}$

Wzór 6. odnosi się tylko do rzek i zgadza się w granicach od $t = 1,5$ do 6 m i przy spadkach poniżej 2‰ z wzorem 5.; dla większych spadków zmienia się wykładnik spadku.

Wzór 7. odnosi się tylko do rzek; zamiast rachować chyżości z wzoru, można rachować je z tablicy cyfrowej, interpolując tak w kierunku spadku, jak i głębokości, lub też z tabeli wykresłej (por. wykaz literatury Nr. 3).

Wzór 8. Ustawiony dla rzek, granice stosowania podane są w tabeli po prawej stronie.

Wzór 9. Ustawiony również dla rzek, o formie stosunkowo bardzo prostej, wymaga jeszcze bliższego zbadania i porównania z pomiarami.

O ile chodzi o rzeki, najodpowiedniej stosować wzory 5, 6, 7, i 8. Najnowsze formuły odnoszące się do różnych łożysk, a mianowicie tak dla rzek, jak i dla kanałów i rur, podano przy końcu tego działu.

Oznaczenie objętości odpływu na podstawie wielkości i znamion dorzecza, oraz warstwy opadów. Jest to metoda najmniej dokładna, jednak w braku spostrzeżeń wodoskazowych i pomiarów hydrometrycznych zmuszeni jesteśmy w pewnych wypadkach ją stosować. Poza to opady informują nas o wahaniami odpływu w ciągu lat (lata mokre i suche) i o wartościach najmniejszych, średnich i największych odpływów nawet w takich wypadkach, gdy mamy do dyspozycji spostrzeżenie wodoskazowe i pomiary hydrometryczne, stanowiąc dla nich kontrolę. Jeżeli naprzykład na podstawie znajomości wielkości dorzecza i opadów, oraz wykonanych w pewnym roku spostrzeżeń wodoskazowych i pomiarów hydrometrycznych oznaczymy t. zw. współczynnik odpływu φ , będący stosunkiem objętości, jaka odpłynęła łożyskiem w ciągu roku, do objętości opadu w dorzeczu z tego roku: $\varphi = \frac{Q}{h \cdot P}$ (h roczna warstwa opadu w metrach, P powierzchnia dorzecza, czyli zlewni w m^2 , Q objętość odpływu w m^3 w ciągu roku, oznaczona na podstawie spostrzeżeń wodoskazowych i krzywej objętości), natenczas współczynnik ten może nam posłużyć do redukcji opadu z innego roku na odpływ. Takie badania przeprowadza się przy projektach mających na celu zagospodarowanie, wzgl. zużytkowanie wód odpływających w ciągu roku (zbiorniki, siły wodne itd.), prócz tego zaś posługujemy się tą metodą w celu oznaczenia objętości odpływu wielkiej wody, o ile nie została ona bezpośrednio pomierzona (światło mostu, odstęp wałów itd.).

Rozkład opadów. Średnia roczna wysokość opadu jest dla różnych punktów ziemi bardzo różna. Średnia warstwa opadu dla całej ziemi wynosi według Murray'a 884 mm, na pustyniach spada poniżej 200 mm, w wysokich górach wzrasta znacznie (Karpaty 1400 mm, Alpy 1800 mm). Prof. Rychter (Pomiary wodne, rowy i kanały) podaje mapę ziem polskich z izohetami, tj. linjami równego rocznego opadu. Dla Niemiec podają średnią roczną warstwę opadu na 660 mm, z czego na zimę (od 1. grudnia) przypada 18,1%, na wiosnę 22,4%, na lato 36%, a na jesień 23,5%.

Współczynnik odpływu φ zależy od przepuszczalności dorzecza, parowania, wegetacji, spadków stoków, długości drogi, jaką strugi mają przebiec. Przy badaniach dla zbiorników otrzymano współczynniki odpływu φ od 0,3. do 0,75.

Keller podaje dla środkowej Europy następujące formuły na roczną warstwę odpływu A w mm, jako część rocznej warstwy opadu H .

$$1. \quad A = 0,942 H - 430 \text{ mm}$$

$$2. \quad A = H - 350 \text{ mm},$$

z których pierwsza odnosi się do obszarów niższej położonych, a zatem o mniejszej warstwie opadów, jednak nie niższej jak 500 mm, druga do obszarów wyżej położonych.

Fischer-Reinau (Flußkunde der Thur und Glatt, monografia dwu dorzeczy o powierzchni 1724, wzgl. 415,7 km^2) stwierdza, że formuła ta daje i dla

mniejszych dorzeczy (jak np. obydwu objętych cytowaną monografią), niezłe wyniki. Dla pierwszego z tych dorzeczy otrzymał na podstawie spostrzeżeń w dłuższym okresie lat odpiływ wynoszący 71,2% opadu (w poszczególnych latach 65,8—79,6%), dla drugiego 58,1% (45,5—68,2%). Różnicę w odpiływie tłumaczy autor rozmaitą przepuszczalnością dorzecza, rozmaitą wielkością spadków stoków i drogi wody, licząc przytem chyżość spływu wody po stoku z formuły Ney'a $v = \sqrt{h \operatorname{tg} \alpha}$, według której chyżości spływu dla średniego kąta pochylenia obu dorzeczy 7°45' i 3°20' byłyby w stosunku jak 1,53 : 1.

Średni kąt pochylenia dorzecza α oblicza się według Kreutera z formuły :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\text{pionowy odstęp warstwie} \times \text{suma ich długości}}{\text{powierzchnia rzutu poziomego dorzecza}}$$

dorzecze zaś przedstawia się jako płaszczyznę zastępczą nachyloną pod kątem α , której średnie wzniesienie

$$h = \frac{\text{objętość dorzecza}}{\text{rzut poziomy dorzecza}}, \text{ a długość } D \text{ i szerokość } S \text{ mają wymiary}$$

kości S mają wymiary

$$D = \frac{2h}{\sin \alpha}, \quad S = \frac{F \operatorname{tg} \alpha}{2h}$$

Tego rodzaju jednak formuły, jak formuła Kellera, mogą dać pewien pogląd, nie dają jednak wyników pewnych, dlatego dla każdego dorzecza powinno się oznaczać związek odpiływu z opadem na podstawie badań bezpośrednich wykonanych w danem dorzeczu.

Związek odpiływu z opadem jest nietylko zmienny w latach po sobie następujących, ale także zmienia się w poszczególnych miesiącach roku. Tak naprzykład podaje Friedrich (Kulturtechnischer Wasserbau) dla dorzecza, na którym zbudowano zbiornik we Friedrichswald (dorzecze o powierzchni 4,1 km², w tem 65% lasu, 35% łąk i młodego lasu, objętość opadu wynosiła w roku 1906. 7,2 milionów m³, czyli 1700 mm, rzeczywisty zaś odpiływ 5 milionów m³, a więc $\varphi = 0,7$) następujący rozkład odpiływu w ciągu roku :

styczeń 40%	} (mrozy)	lipiec 65%	} (silne
lutą 48%		sierpień 38%	
marzec 103%	} (topnienie	wrzesień 53%	}
kwiecień 45%		październik 76%	
maj 62%	} (śniegów)	listopad 69%	}
czerwiec 62%		grudzień 45%	

Najmniejsze, średnie i największe odpiływy. Najmniejsze odpiływy następują po długotrwałych posuchach, u nas najczęściej w drugiej połowie lata, lub w pierwszej połowie jesieni, lub też po długim okresie nieprzerwanych mrozów. Jeżeli jednak dorzecze pokryte jest w zimie śniegiem, to prawdopodobnie odpiływ nie spada do najniższych wartości, gdyż skutkiem ciepła promieniującego w godzinach południowych, śnieg częściowo się topi, nawet przy temperaturze niższej od zera (patrz art. autora w Czasop. techn. z r. 1917, str. 59).

Najmniejsze odpiływy naszych rzek, przeliczone na 1 km² dorzecza, różnią się od siebie znacznie, różnice zachodzą tak między rzekami o różnej wielkości dorzecza, jak i na tej samej rzece w miarę przyrostu dorzecza. Dla Wisły wynosi najmniejszy odpiływ :

Powyżej Przemśy (dorzecze 1816 km ²)	pod Krakowem (dorzecze 8245 km ²)	poniżej Dunajca (dorzecze 19.917,8 km ²)
1,2 l/km ²	2,5 l/km ²	2,05 l/km ²
poniżej Sanu (dorzecze 50.585 km ²)	pod Montawską Szpicą (dorzecze 193.014 km ²)	
1,34 l/km ²	1,223 l/km ²	

Z innych rzek polskich stosunkowo obfitszy odpływ przy stanach najniższych mają: Dunajec pod Nowym Sączem $2,8 \text{ l/km}^2$, pod Zgłobicami około 2 l/km^2 , Poprad pod Starym Sączem $1,92 \text{ l/km}^2$, Nida przy ujściu $2,05 \text{ l/km}^2$. Znacznie mniejsze odpływy mają Dniestr i karpackie dopływy Wisły i Dniestru prócz powyżej podanych. Najniższe odpływy Dniestru, Sanu i Wisłoki spadają do 1 l/km^2 , Soły do $0,94 \text{ l/km}^2$, Skawy do $0,71 \text{ l/km}^2$, Raby do 1 l/km^2 , Wisłoka do $0,9 \text{ l/km}^2$.

Odpływy przy zwykłym niskim stanie wynoszą na naszych rzekach około $1\frac{1}{2}$ krotną wartość bezwzględnego minimum. Dla Wisły wynosi zwykła mała woda: poniżej Przemśy $4,94$, poniżej Skawy $4,44$, pod Krakowem $3,67$, poniżej Dunajca $3,16$, poniżej Wisłoki $2,66$, poniżej Sanu $2,40$, poniżej Narwi $2,00 \text{ l/km}^2$; dla Warty poniżej Proсны $1,8 \text{ l/km}^2$, pod Poznaniem $1,1 \text{ l/km}^2$, poniżej Noteci $2,1 \text{ l/km}^2$.

Odpływy prawobrzeżnych dopływów Wisły wynoszą przy stanach trwających wraz z wyższymi 9, wzgl. 7 miesięcy w roku:

	woda 9-miesięczna	woda 7-miesięczna
na Sole poniżej Żywca	8 $\text{m}^3/\text{sek.}$	13,0 $\text{m}^3/\text{sek.}$
„ Rabcie pod Stróżą	5 „	8,5 „
„ Dunajcu powyżej ujścia Popradu	17 „	30,0 „
„ Popradzie przy ujściu	13 „	20,0 „
„ Dunajcu poniżej Nowego Sącza	30 „	50,0 „
„ Sanie pod Postolowem	10 „	17,0 „

Średni roczny odpływ (ściślej odpływ przy stanie średnim rocznym) wynosi dla Wisły pod Krakowem około $105 \text{ m}^3/\text{sek.}$, tj. $12,7 \text{ l/sek.}$, Dniestru pod Haliczem (dorzecze $14.688,7 \text{ km}^2$) około $100 \text{ m}^3/\text{sek.}$, tj. $6,8 \text{ l/km}^2$, Dunajca pod Nowym Sączem około $78 \text{ m}^3/\text{sek.}$, tj. (przy dorzeczu $4307,4 \text{ km}^2$) około $18,5 \text{ l/km}^2$, Wisłoka pod Krosnem (dorzecze 688 km^2), $4,5 \text{ m}^3/\text{sek.}$, tj. 6 l/km^2 , Skawy pod Suchą (dorzecze $468,6 \text{ km}^2$) $8,7 \text{ m}^3/\text{sek.}$, tj. $18,5 \text{ l/km}^2$, Sanu pod Jarosławiem (dorzecze 6996 km^2) około $80 \text{ m}^3/\text{sek.}$, tj. $11,4 \text{ l/km}^2$, Stryja przy ujściu (dorzecze $2919,5 \text{ km}^2$) około $64 \text{ m}^3/\text{sek.}$ czyli 22 l/km^2 , Warty poniżej ujścia Proсны $4,4 \text{ l/km}^2$, pod Poznaniem $3,4 \text{ l/km}^2$, pod Landsbergiem (poniżej ujścia Noteci) $4,3 \text{ l/km}^2$, Noteci powyżej ujścia Głdy 3 l/km^2 , poniżej Głdy $4,86 \text{ l/km}^2$, poniżej Drawy $5,8 \text{ l/km}^2$, Renu przy granicy holenderskiej (160.000 km^2) $2030 \text{ m}^3/\text{sek.}$, czyli $12,7 \text{ l/km}^2$, Wezery poniżej ujścia Aller (38.300 km^2) $250 \text{ m}^3/\text{sek.}$, czyli $6,5 \text{ l/km}^2$, Łaby poniżej ujścia Jetzel (144.055 km^2) $660 \text{ m}^3/\text{sek.}$, czyli $4,6 \text{ l/km}^2$, Odry poniżej Warty (107.798 km^2) $520 \text{ m}^3/\text{sek.}$, tj. $4,8 \text{ l/km}^2$, Wisły pod Montawską Szpicą (193.014 km^2) 936 m^3 , tj. $4,85 \text{ l/km}^2$. Wogóle odpływ średni roczny rzek górskich (j. w. Skawa, Dunajec, Stryj) jest wyższy na km^2 dorzecza, niż rzek nizinnych.

Największe odpływy. Największe wielkie wody, przeliczone na 1 km^2 dorzecza, maleją w miarę wzrostu dorzecza; największą wartość osiągają na potokach górskich, najmniejszą w dolnych biegach rzek nizinnych. Tak np. odpływy górskich potoków w dorzeczu Odry, w obszarach właściwych źródeł, dochodzą do $5 \text{ m}^3/\text{km}^2$, na rzece Zacken skonstatowano przy dorzeczu 252 km^2 odpływ $700 \text{ m}^3/\text{sek.}$, tj. $2,76 \text{ m}^3/\text{km}^2$, na Kwiszy (Queis) w miejscu o dorzeczu 550 km^2 odpływ $880 \text{ m}^3/\text{sek.}$, czyli $1,6 \text{ m}^3/\text{sek.}$, dla Skawy przy ujściu (dorzecze 1151 km^2) przyjmuje się $746 \text{ m}^3/\text{sek.}$, tj. $0,65 \text{ m}^3/\text{sek.}$, dla Soły przy ujściu (dorzecze $1388,4 \text{ km}^2$) $1130 \text{ m}^3/\text{sek.}$, tj. $0,81 \text{ m}^3/\text{km}^2$, dla Wisły pod Krakowem (dorzecze 8245 km^2) od 1815 do $2250 \text{ m}^3/\text{sek.}$, średnio zatem około $0,250 \text{ m}^3/\text{sek.}$, pod Warszawą okr. $6000 \text{ m}^3/\text{sek.}$, co wobec dorzecza 84000 km^2 daje $0,071 \text{ m}^3/\text{sek.}$, pod Montawską Szpicą (dorzecze 193.014 km^2) $10.440 \text{ m}^3/\text{sek.}$, tj. $0,054 \text{ m}^3/\text{sek.}$, dla Odry, Łaby i Renu w pobliżu ujścia 3200 , 3700 , wzgl. $10.000 \text{ m}^3/\text{sek.}$, tj. $0,030$, $0,0266$, wzgl. $0,055 \text{ m}^3/\text{sek.}$

Dla Małej Wisły powyżej ujścia Przemysły pomierzono największy odpływ na 588 $m^3/\text{sek.}$ ($0,28 m^3/km^2$), dla Sanu przyjmuje się pod Przemysłem 1480 $m^3/\text{sek.}$ ($0,40 m^3/km^2$), pod Radymnem 1840 $m^3/\text{sek.}$ ($0,30 m^3/km^2$), pod Radomyślem (ujście) 3710 $m^3/\text{sek.}$ ($0,22 m^3/\text{sek.}$).

Metody oznaczenia objętości odpływu na podstawie wielkości dorzecza i opadów są bardzo liczne, tu przedstawimy tylko metodę Iszkowskiego, która do pewnego stopnia odpowiada warunkom na ziemiach polskich i najczęściej jest u nas stosowana, oraz metody Min. Rob. Publ. i Min. Kolei w Warszawie.

Według Iszkowskiego oblicza się następujące odpływy:

1. Absolutnie najmniejszy odpływ $Q_0 = 0,2 \nu Q_m$
2. Średni najmniejszy $Q_1 = 0,4 \nu Q_m$
3. Średni normalny $Q_2 = 0,7 \nu Q_m$
4. Absolutnie najwyższy $Q_4 = c_h m h F^1$
5. Teoretyczny średni odpływ normalnego roku $Q_m = 0,03171 c_m h F$.

We wzorach tych oznacza: F powierzchnię dorzecza w km^2 , h średnia roczną warstwę opadu w metrach, ν współczynnik zależny a) od rodzaju gleby i roślinności, b) od wielkości dorzecza i c) od rozkładu opadów w dorzeczu.

c_h jest współczynnikiem podanym w tabeli według czterech kategorii, a mianowicie:

Kategoria I. odnosi się do dorzeczy o normalnej roślinności i silnie przepuszczalnych, lub też o bujnej roślinności i terenie średnio przepuszczalnym (ziemia uprawna). Dla $F < 1000 km^2$ należy przyjmować c_h według kategorii II., a tylko przy bardzo przepuszczalnych gruntach według kategorii I. Dla F od 1000 do 4000 km^2 należy zastosować kombinację kategorii I. i II. Dla $F > 4000 km^2$ kategoria I.

Kategoria II, dla wszystkich dorzeczy pagórkowatych i górzystych o gruncie mieszanym z normalną roślinnością, lub też dla mniej przepuszczalnych z normalną roślinnością w terenie płaskim i falistym. Przy większych wzniesieniach nad poziom morza dla F do 150 km^2 zastosować należy kategorię III., dla F od 150 do 1000 km^2 kombinację kategorii II. i III., ponad 1000 km^2 kategorię II.

Tablica 3.

Tabela do oznaczenia współczynnika m , jeżeli dane F w km^2 .

F	m	F	m	F	m	F	m	F	m
1	10,000	200	6,87	1400	4,320	8.000	3,060	110.000	1,980
10	9,5	250	6,70	1600	4,145	9.000	3,038	120.000	1,920
20	9,0	300	6,55	1800	3,960	10.000	3,017	130.000	1,855
30	8,5	350	6,37	2000	3,775	20.000	2,909	140.000	1,790
40	8,23	400	6,22	2500	3,613	30.000	2,801	150.000	1,725
50	7,95	500	5,90	3000	3,450	40.000	2,693	160.000	1,650
60	7,75	600	5,60	3500	3,335	50.000	2,575	170.000	1,575
70	7,60	700	5,35	4000	3,250	60.000	2,470	180.000	1,500
80	7,50	800	5,12	4500	3,200	70.000	2,365	190.000	1,425
90	7,43	900	4,90	5000	3,125	80.000	2,260	200.000	1,350
100	7,40	1000	4,70	6000	3,103	90.000	2,155	225.000	1,175
150	7,10	1200	4,515	7000	3,082	100.000	2,050	250.000	1,000

¹⁾ Q_4 byłaby zwykła W. W., której wielkości jako nieokreślonej ściśle Iszkowski nie oblicza.

Kategoria III, dla gruntów nieprzepuszczalnych z normalną vegetacją w stromszych pagórkach i górach aż do dorzecza 5000 km^2 , od $F = 5000$ do 12.000 km^2 kombinacja kategorii II. i III., dla większych dorzeczy kategoria II. albo kombinacja I. i II. Przy stromych stokach dla F do 50 km^2 należy zastosować kategorię IV. od 50 do 300 km^2 kombinację III. i IV.

Kategoria IV, dla bardzo nieprzepuszczalnych gruntów, bez roślinności, lub z bardzo skąpą, w stromych pagórkach i górach, dla dorzeczy najwyżej do 300 km^2 .

Spółczynnik c_m jest współczynnikiem średniego rocznego odpływu, czyli t. zw. charakterystyką odpływu, wreszcie współczynnik m jest funkcją wielkości dorzecza; wartość jego maleje z wielkością dorzecza; (przy $F = 1 \text{ km}^2$ $m = 10$, przy $F = 250.000 \text{ km}^2$ $m = 1$) i wyraża zmniejszanie się względnej objętości odpływu (na km^2 dorzecza) w miarę posuwania się w dół rzeki, czyli w miarę wzrostu dorzecza.

Wartości współczynników podają tablice 3—5.

Tablica 4.

Tabela do oznaczenia współczynników c_m i c_h .

L. p.	Topograficzne określenie terenu	c_m	c_h dla różnych własności dorzecza co do gleby i roślinności			
			I	II	III	IV
1.	Bagna i niziny	0,2	0,017	0,030	—	—
2.	Płaszczyzny i płaskowzgórza	0,25	0,025	0,040	—	—
3.	Płaszczyzny w połączeniu z pagórkami	0,30	0,030	0,055	—	—
4.	Pagórki o łagodnych stokach	0,35	0,035	0,070	0,125	—
5.	Stromsze pagórki i przedgórze	0,40	0,040	0,082	0,155	0,400
6.	Wzgórza jak Ardeny, Eifel, Westermwald, Odenwald i wogóle wysoki większych pasm gór	0,45	0,045	0,100	0,190	0,450
7.	Wzgórza jak Harz, Las Turyngski, Las Frankoński, Góry kruszczowe, Las Czeski, Las Wiedeński itp.	0,50	0,050	0,120	0,225	0,500
8.	Czarny Las, Wogezy, Beskidy, Sudety itp.	0,55	0,055	0,140	0,290	0,550
9.	} Najwyższe góry wedle stromości {	0,60	0,060	0,160	0,360	0,600
10.		0,65	0,070	0,185	0,460	0,700
11.		0,70	0,080	0,210	0,600	0,800

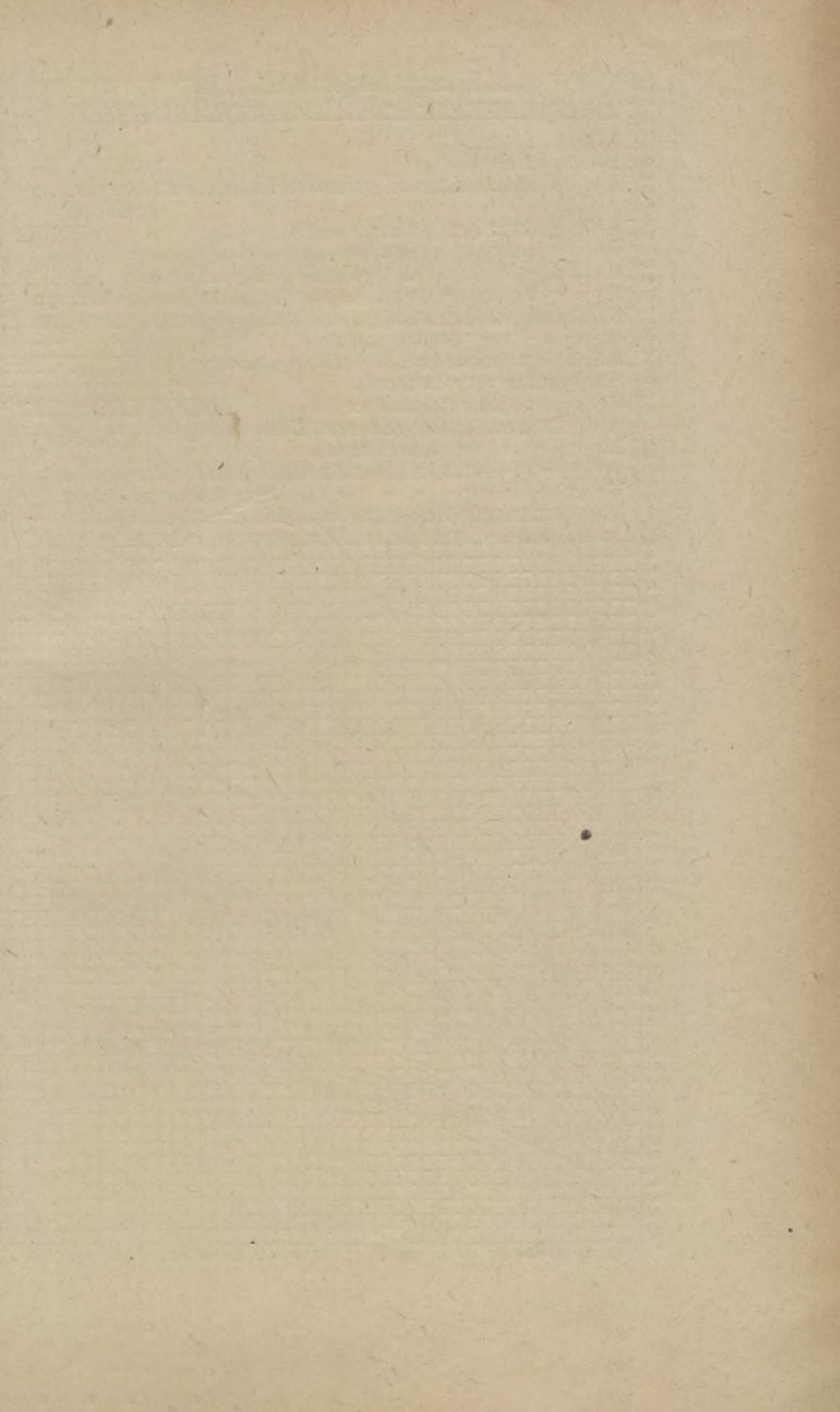
Dla wartości pośrednich należy interpolować linijnie.

Według Ministerstwa Robót Publicznych należy obliczać odpływ małych potoków w celu oznaczenia przekroju przepustów drogowych ze wzoru:

$$Q = F \cdot \alpha \cdot \beta \text{ m}^3/\text{sek.},$$

w którym F oznacza powierzchnię zlewni w km^2 , zaś α i β współczynniki które obierać należy według tabl. 6.

W Ministerstwie Kolei stosowane są normy co do największego odpływu, podane w tabl. 6a (w $\text{m}^3/1 \text{ km}^2/\text{sek}$).



Tablica (FJ), (fT)

Funkcja spadku (FJ) = $34J^m$ dla wszystkich łożysk.

1. Rzeki.
2. Kanały ziemne.
4. " " wyłożone bardzo szorstkim brukiem, stare żłoby górskich połaków.
5. " " dno zwirowe, skarpy: beton lub bruk,
6. " " betonowe uszkodzone, sztolnie niewymurowane
7. " " " otwarte; Kanały gładko brukowane
11. Rury betonowe szorstkie; Sztolnie niezbyt gładko wyprawione.
12. " " " średnio szorstkie
14. Sztolnie betonowe bardzo gładko wyprawione.
15. Najgładsze rury betonowe
17. Rury drewniane (klepkowe).
18. " " żelazne lane używane (szorstkość według Kutter'a - Lueger'a)
20. " " " nowe i czyste.
21. " " " kute, na obwodzie wielokrotnie łączone od a do b. jednolita blacha od c do d.
22. Najgładsze rurki ciągnięte mosiężne lub miedziane.

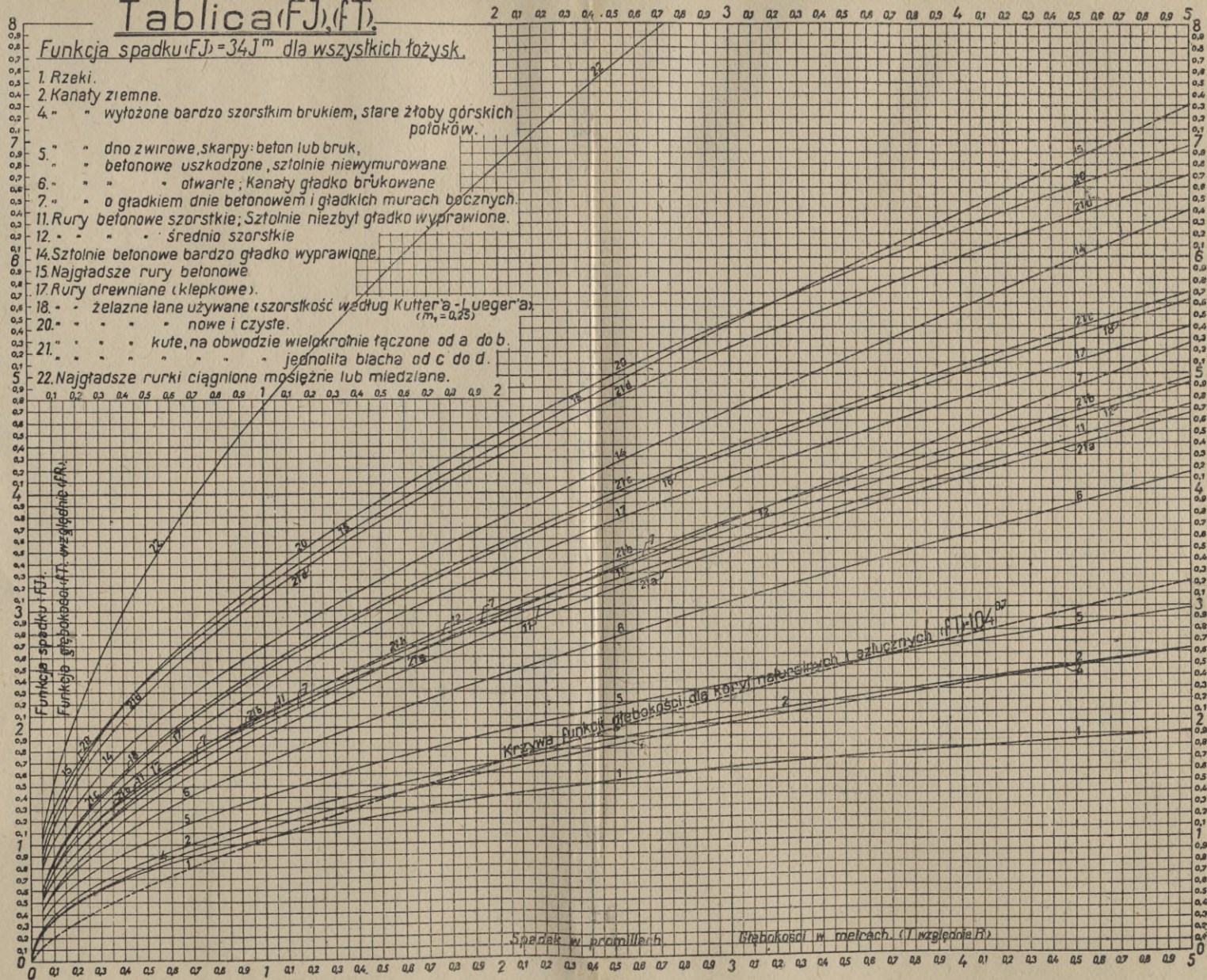


Fig. 17.

Uwaga: Na krzywej funkcji głębokości ma być $(f\ell) = 1,04\ell^{0,7}$.

Tablica 5.

Tablica do oznaczenia współczynnika ν .

1. a)	$\nu = 1,0$	Średnia przepuszczalność pokładów i średni stan roślinności.
b)	1,5	Średnia roślinność i przepuszczalność, w okolicy licznych jezior i stawów.
c)	0,4—0,8	Pokłady mocno przepuszczalne i skąpa roślinność.
d)	1—1,5	Pokłady słabo przepuszczalne i bujna roślinność.
e)	0,8—0,5	Pokłady nieprzepuszczalne w terenie płaskim.
f)	0,6—0,3	Pokłady nieprzepuszczalne w okolicach pagórkowatych; współczynnik maleje w miarę zmniejszania się roślinności.
		Jak e), tylko w górach poprzecinanych małymi strumykami.
2. a)	dla $F \leq 200 \text{ km}^2$ przy bujnej roślinności należy w powyższy sposób wyznaczone ν powiększyć o 25%.	
b)	" 200 < F < 20.000 km^2 pozostaje ν bez zmiany.	
c)	" 20.000 < F < 50.000 km^2 należy ν powiększyć o 0—15%.	
	" 50.000 < F < 100.000 km^2	" ν " o 10—50%.
	" 100.000 < F < 200.000 km^2	" ν " o 50—100%.
3.	W miarę jednostajniejszego rozkładu opadów ν rośnie; w klimacie morskim należy ν powiększyć o 50%.	

Tablica 6.

Wartość współczynnika α			
Długość dorzecza <i>km</i>	Terren zlewni		
	górzysty	pagórkowaty	płaski
1	7,0	5,6	3,5
3	5,8	4,6	2,9
5	4,8	3,8	2,4
7	4,0	3,2	2,0
10	3,0	2,4	1,5
15	2,0	1,6	1,0
20	1,4	1,1	0,7
25	1,0	0,8	0,5

Wartość współczynnika β	
Stopień zalesienia	β
0	1,0
$\frac{1}{4}$	0,9
$\frac{1}{2}$	0,8
$\frac{3}{4}$	0,7
1	0,6

Tablica 6a.

Długość zlewni w <i>km</i>	Terren zlewni			U w a g i
	górzysty $i > 20\%$	falisty $i = 5\%$ do 20%	płaski $i < 5\%$	
1	8,0	6,4	4,0	1. i oznacza pochyłość zlewni. 2. Dla krótkich dolin (długości do 3 <i>km</i>) ze stromemi zboczami ilość odpływu zwiększyć o 25%. 3. Dla gruntów łatwo przepuszczalnych o powierzchni niezadarnionej, oraz dla zarośli, ilość odpływu może być zmniejszona, lecz nie więcej niż o 25%. 4. Dla lasów, zwirowisk i pustkowi kamienistych lub piaszczystych ilość odpływu może być zmniejszona do 50%. 5. Dla wartości pośrednich należy interpolować linijnie.
2	7,0	5,6	3,5	
3	6,0	4,8	3,0	
4	5,0	4,0	2,5	
6	4,0	3,2	2,0	
10	3,0	2,4	1,5	
14	2,0	1,6	1,0	
18	1,0	0,8	0,5	

Obliczenie przepływu w rurach. Związek między długością przewodu l , o średnicy d , którym przepływa objętość Q m^3 /sek., z chyżością v m /sek. i stratami ciśnienia przy ruchu wody, a mianowicie stratą na początku rury (strata przy wejściu) h_0 , stratą wzdłuż rury $h = il$ (gdzie i jest jednostkową stratą ciśnienia, czyli spadkiem ciśnienia na jednostkę) i stratą przy zmianie kierunku h_1 , podaje szereg wzorów empirycznych, z których najważniejsze tu przedstawimy.

1. Strata ciśnienia przy wejściu do rury $h_0 = (1 + \xi_0) \frac{v^2}{2g}$, gdzie ξ_0 jest współczynnikiem praktycznym równym dla wlotu niezaokrąglonego 0,505, dla wlotu zaś lejkowato się zewężającego malejącym do 0,08. Dla rur zatem bez przejściowego lejkowatego wlotu:

$$h_0 = (1 + 0,505) \frac{v^2}{2g} = 0,76 v^2.$$

2. Strata ciśnienia przy zmianie kierunku rury wynosi według Grashofa:

$$h_1 = \xi_2 \frac{v^2}{2g} = 0,00416 \varphi \left(1 - \frac{d}{2\rho}\right) \sqrt{\frac{d}{2\rho}} \frac{v^2}{2g},$$

w którym to równaniu oznacza φ kąt skreću rurociągu w stopniach, a ρ promień skreću. Jeżeli rurociąg ma w różnych punktach skreću, to straty ciśnienia się sumują.

3. Strata ciśnienia wzdłuż rury h . (Zestawienie i krytykę ustalonych wzorów podają Biegeleisen i Bukowski, wykaz literatury 21).

a) Wzór Darcy. $i = \frac{h}{l} = \left(\frac{0,001014}{d} + \frac{0,00002588}{d^5}\right) v^2$ (dla rur żelaznych nowych),

$$\text{oraz } i = \frac{h}{l} = \left(\frac{0,002028}{d} + \frac{0,00005176}{d^5}\right) v^2 \text{ (dla rur żelaznych starych. Wzorów tych można z korzyścią używać przedewszystkiem dla rur o średnicach większych.)}$$

b) Wzór Kuttera: $i = \frac{h}{l} = \left(\frac{\sqrt{d} + 2\delta}{50\sqrt{d}}\right)^2 \frac{v^2}{d} = \lambda \frac{v^2}{d}$, w którym δ oznacza współczynnik praktyczny, przyjmowany według Luegera:

dla rur żelaznych nowych	$\delta = 0,15$
" " " średnio używanych	$\delta = 0,20$
" " " starych	$\delta = 0,25$

Lueger ustawił tabele cyfrowe według tego wzoru (w podręczniku „Die Wasserversorgung der Städte“), w których dla danego d , Q , wzgl. v , można znaleźć spadek jednostkowy i .

Nadolski (wyk. lit. 12.) obliczył według tego wzoru tabelkę (tablica 7), wzorowaną na tabeli Frühlinga dla kanałów, podającą dla rur używanych w praktyce, z założeniem stałego $i = 0,01 = 1\%$, oraz $\delta = 0,25$, odpowiednie d , F , λ , v i Q w l /sek. Oprócz λ podana jest tu także wartość λ_1 do wzoru

$$i = \frac{h}{l} = \lambda \frac{v^2}{d} = \lambda_1 \frac{Q^2}{d^5}, \text{ przyczem } \lambda_1 = 1,621 \lambda.$$

Jeżeli chcemy obrachować objętość Q_1 , przepływającą nie przy spadku $i = 0,01$, lecz przy dowolnym spadku i_1 , natenczas $Q_1 = 10 Q \sqrt{i_1}$, a odwrotnie, jeżeli chodzi o obrachowanie spadku przy przepływie objętości Q_1 z chyżością v_1 , stosujemy wzór:

$$i_1 = \frac{v_1^2}{100 v^2} = \frac{Q_1^2}{100 Q^2}.$$

Tablica 7.

Tabela dla rur żelaznych używanych.

Średnica <i>d</i> mm	Powierzchnia <i>F</i> m ²	Wedle Kuttera, dla $\delta = 0,25$			
		λ	λ_1	dla $i = 0,01$	
				<i>v</i> m/sek.	<i>Q</i> l/sek.
40	0,00126	0,00490	0,00794	0,286	0,360
50	196	419	679	0,345	0,678
60	283	370	600	0,403	1,138
70	385	334	541	0,458	1,852
80	503	307	497	0,511	2,568
90	636	284	461	0,563	3,580
100	0,00785	267	432	0,612	4,806
125	0,01227	232	376	0,731	8,971
150	1767	210	340	0,845	14,93
175	2405	192	312	0,952	22,90
200	3142	180	291	1,055	33,15
225	3976	169	274	1,154	45,88
250	4909	160	259	1,250	61,36
275	5940	152	247	1,339	79,51
300	7069	146	237	1,432	101,23
325	8296	141	229	1,518	125,93
350	0,09621	135	221	1,603	154,22
375	0,11045	132	214	1,685	186,05
400	12566	128	208	1,765	221,79
425	14186	125	202	1,845	261,73
450	15904	122	198	1,922	305,67
475	17720	119	193	1,997	353,90
500	19635	117	189	2,071	406,65
550	23758	112	182	2,215	526,22
600	28274	109	176	2,354	665,48
650	33183	105	170	2,488	825,72
700	38485	0,00102	165	2,618	1007,7
750	44179	0,00099	161	2,747	1213,4
800	50266	97	157	2,869	1441,9
900	63617	93	151	3,106	1976,1
1000	78540	90	146	3,333	2617,4
1100	0,95033	87	141	3,548	3361,8
1200	1,13097	85	138	3,761	4253,3
1500	1,76715	80	129	4,348	7684,3
2000	3,14159	0,00073	0,00119	5,224	16412,0

$$c) \text{ Wzór Flamanta: } i = \frac{h}{l} = 0,00062 \frac{v^{1,75}}{d^{1,25}} \text{ (dla rur żelaznych kutyh)}$$

$$i = \frac{h}{l} = 0,00074 \frac{v^{1,75}}{d^{1,25}} \text{ (dla nowych rur żel. lan.)}$$

$$i = \frac{h}{l} = 0,00092 \frac{v^{1,75}}{d^{1,25}} \text{ (dla używan. rur żel. lan.)}$$

$$d) \text{ Wzór Fanning'a: } i = \frac{h}{l} = 0,001312 \frac{v^2}{d} \text{ (dla rur nowych)}$$

$$i = \frac{h}{l} = 0,002443 \frac{v^2}{d} \text{ (dla rur starych).}$$

e) Wzór Biegeleisena i Bukowskiego:

$$1. i = \frac{h}{l} = 0,0007745 \frac{v^{1,8}}{d^{1,2}} \text{ (dla rur kutych).}$$

$$\text{Wstawiając } Q = \frac{d^2 \pi}{4} \cdot v$$

$$i = \frac{h}{l} = 0,001196 \frac{Q^{1,8}}{d^{4,8}}$$

$$2. i = \frac{h}{l} = 0,0012 \frac{v^{1,9}}{d^{1,1}} = 0,0019 \frac{Q^{1,9}}{d^{4,9}} \text{ (dla rur lanych nowych)}$$

$$3. i = \frac{h}{l} = 0,002567 \frac{v^{1,9}}{d^{1,1}} = 0,004061 \frac{Q^{1,9}}{d^{4,9}} \text{ (dla rur lanych używanych).}$$

Wzory te mało są w praktyce używane, gdyż dają wyniki różniąc się znacznie od wyników innych formuł.

Autorzy podają w swej pracy (wykaz literat. 21) dla powyższych wzorów nomogramy.

Nowsze wzory dla rzek, kanałów i rur. Strickler (wykaz literatury Nr. 22) stosuje wzór:

$$v = k R^{2/3} I^{1/2},$$

a na k podaje następującą tabelkę (tablica Nr. 9).

Tablica 9.

Spółczynniki k Strickler'a.

Materiał	k	Materiał	k
1. Skala bardzo szorstka	15 ÷ 20	12. Dobrze przystosowane cegły	80
2. Skala średnio szorstka	20 ÷ 28	13. Nitowane rury blaszane, na obwodzie wielokrotnie kryte .	65 ÷ 70
3. Kamienie wielkości głowy	25 ÷ 30	14. Jak 13., jednak na obwodzie tylko jedna blacha	85 ÷ 100
4. Gruby żwir około 50/100/150	35	15. Nowe rury żeliwne .	} 90
5. Żwir średni około 20/40/60	40	16. Gładzony beton . .	
6. Drobnny żwir około 10/20/30	45	17. Deski drewniane nieheblowane	
7. Drobnny żwir z dużą ilością piasku	} 50	18. Rury drewniane z klepek	
8. Surowy mur z kamienia łamanego .		19. Gładki namul	} 70
9. Dobrze wykonany mur z kamienia łamanego	} 60	20. Rury z średnią inkrustacją	
10. Niewyprawiony beton, wykonany jednak w dobrym deskowaniu		21. Gładka wyprawa cementowa	} 100
11. Kwadry przyciosane	80	22. Heblowane drzewo .	
		23. Rury gazowe, rury pocynkowane	
		24. Ciągnięte rury mosiężne i miedziane	150

Spółczynniki k dla rzek (poz. 1.—7.) nie mają wielkiej wartości, natomiast dla kanałów i rur (poz. 8.—24.) można je z korzyścią zastosować.

Forchheimer (wykaz literatury Nr. 23) używa dla kanałów i rur wzoru:

$$v = \lambda R^{0,7} I^{0,5},$$

a na λ podaje następującą tabelkę (tablica Nr. 10):

Tablica 10.

Spółczynniki λ Forchheimer'a.

1. Zupełnie gładka rura ciągniona, mosiężna lub miedziana dla $I = 0,0001$	$\lambda = 104,4$
2. Gładkie koryto drewniane dla $I = 0,005$	90,5
3. Akwadukt-Sudbury z klinkierów	87,8
4. Akwadukt-Sudbury z wyprawą cementową	93,3
5. Akwadukt-Kroton z klinkierów	75,4
6. Tunel Sitter z betonu	91,8
7. Betonowe łożysko Wiedunki	80,1
8. Kanał betonowy Garching-Neukirchen (nowy)	59,0
9. " " " " $\frac{3}{4}$ roku później	58,5
10. Kanał betonowy Trostberg-Tacherting (nowy)	60,3
11. " " " " po 10 latach, beton nagrzyiony	48,6
12. Kanał betonowy Pegau, 0,78 powierzchni betonu, 0,22 żwiru i namułu	60,2
13. Kanał betonowy Pegau, 0,5 powierzchni betonu, 0,5 żwiru i namułu	55,8
14. Kanał betonowy Pegau, 0,48 powierzchni betonu, 0,52 żwiru i namułu	50,0
15. Kanał Aarau, 0,26 powierzchni betonu, 0,74 drobn. żwiru	56,6

Dla nowego, czystego betonu przyjmuje zatem

$$v = 59 R^{0,7} I^{0,5}$$

a dla starego uszkodzonego betonu

$$v = 50 R^{0,7} I^{0,5}$$

16. Kanał ziemny Uppenbornwerk (kanał górny)	$\lambda = 41,8$
17. " " Stettenhofen	40,6
18. " " Cavoura (przeważnie w grubym żwirze)	39,2
19. " " Uppenbornwerk (kanał dolny, zaniedbany)	35,1
20. " " Tacherting " " " "	30,0

Wartości współczynników wyznaczono na podstawie spostrzeżeń wykonanych na nowych dużych kanałach, mają przeto dla praktyki doniosłe znaczenie.

Matakiewicz (wykaz literatury Nr. 8) ustawia ogólną formułę dla rzek i kanałów:

$$v = 35,4 I^m t^{0,7}$$

(przyczem dla kanałów zamiast średniej głębokości t należy wstawić promień przekroju R) i podaje wartości wykładnika m w następującej tabeli (tablica 11).

Wartości stałe wykładnika można stosować dla kanałów o mniejszych spadkach (do 1‰); przy większych należy oznaczyć m z rubryki drugiej (równanie ogólne).

Autor opracował bardzo dogodne tabele cyfrowe i wykresne do tego wzoru, a mianowicie wartość v można przedstawić jako iloczyn funkcji spadku (FI) i funkcji głębokości (ft):

$$v = 35,4 I^m t^{0,7} = (FI) \times (ft) = 34 I^m \times 1,04 t^{0,7}.$$

T a b l i c a 11.

Wartości wykładnika spadku m według Matakiewicza.

L. p.	Rodzaj łożyska	Wartość stała m	Równanie ogólne na m	L. p.	Rodzaj łożyska	Wartość stała m	Równanie ogólne na m
1	Rzeki	—	$0,493 + 10 I$	13	Betonowe łożysko Wiedeński	—	$0,400 - 12 I$
2	Kanały ziemne regularne i czyste	0,483		14	Sztolnie betonowe lub murowane, bardzo gładko wyprawione	—	$0,380 - 13 I$
3	Kanały ziemne zaniedbane	0,505—0,515		15	Najgładsze rury betonowe, wykonane jako jednolity ciąg, lub z części, z usunięciem (zeszlifowan.) wewnątrz zaprawy wystającej ze stosug	—	$0,355 - 13 I$
4	Kanały wyłożone bardzo szorstkim brukiem z kamienia łamanego, stare łożyby górskich potoków	—	$0,493 - 2 I$	16	Rury żelazne lane z silnym narostem osadu	—	$0,478 - 1,2 I$
5	Kanały o dnie żwirowem i skarpach z betonu lub bruku	0,460	$0,442 - 9 I$	17	Rury drewniane (klepkowe)	—	$0,418 - I^{1/2}$
6	Kanały betonowe uszkodzone			18	Rury żelazne lane używane, szorstkość według Kutter'a-Luegera ($m_1 = 0,25$)	—	$0,410 - I^{1/2}$
	Sztolnie niewymurowane	0,440	$0,422 - 14 I$	19	Rury żelazne lane używane, szorstkość według Flamanfa	—	$0,465 - I^{1/3}$
7	Kanały betonowe gładko brukowane			20	Rury żelazne lane, nowe i czyste	—	$0,370 - I^{1/2}$
8	Kanały o gładkim dnie betonowem i gładkich murach bocznych	0,420		21	Rury żelazne kute, szorstkość według Strickler'a:		
9	Kanały betonowe lub gładko brukowane, pokryte namulcem	0,405		I. na obwodzie wielokrotnie łączone			
10	Najgładsze koryta próbne Bazina, czysty cement, heblowane drzewo	—	$0,347 - 13 I$	a) od	—	$0,446 - I^{1/2}$	
11	Koryta próbne Bazina ze zwykłych desek	—	$0,385 - 13 I$	b) do	—	$0,434 - I^{1/2}$	
12	Rury betonowe, szorstkie (z części składane)	—	$0,412 - 8 I$	II. na obwodzie jednolita blacha:			
	Sztolnie niezbyt gładko wyprowadzone			c) od	—	$0,408 - I^{1/2}$	
	Rury betonowe średnio szorstkie (z części składane), lecz starannie wykonane	—	$0,410 - 9 I$	d) do	—	$0,377 - I^{1/2}$	
				22	Najgładsze rurki ciągnięte, miedziane lub mosiężne, szorstkość według Blasius'a	—	$0,385 - I^{1/3}$

Dołączona tablica wykreslna (fig. 17) podaje krzywe ($F I$) dla różnych rodzajów łożysk, oraz krzywą ($f t$), która jest zarazem krzywą ($f R$) dla wszystkich łożysk wspólną. Z tablicy tej dla dowolnego I (podziałka pozioma) oznaczmy na podziałce pionowej ($F I$), i dla dowolnego t (podziałka pozioma) oznaczmy ($f t$) na podziałce pionowej, a przez pomnożenie obu wartości przez siebie otrzymamy chyżość $v = (F I) \cdot (f t)$.

Obydwie funkje odczytuje się w dwu miejscach dziesiętnych.

Związek między normalną szerokością a średnią głębokością łożysk rzecznych, oraz hydrologiczna miara żeglowności. Pewne wskazówki co do oznaczenia związku między normalną szerokością B a średnią głębokością rzek t_s podał Siedek w r. 1905 w artykule „Studie über die Bestimmung der Normalprofile geschiefbeführender Gewässer“ (Ztschft. des österr. Ing.- u. Arch.-Ver., Wiedeń 1905). Wzory te są stosunkowo zawile i nie zawsze dają wyniki przydatne dla praktyki, mogą jednak służyć dla orjentacji.

Matakiewicz (wykaz literatury Nr. 9) podaje na związek ten następujące wyrażenie:

$$q = \frac{B}{t_s} = 6,821 F^{0,3} I^{0,1},$$

w którym oznacza F powierzchnię dorzecza w km^2 , a I spadek jednostkowy (wyrównany) łożyska na jednostkę.

Mając daną objętość przepływu Q w $m^3/sek.$, odpowiadającą pewnemu stanowi wody, np. normalnemu stanowi regulacji, można oznaczyć średnią głębokość profilu (normalnego) z równania:

$$t_s = \left(\frac{Q}{232 F^{0,3} I^{0,6}} \right)^{\frac{4}{11}}.$$

Tę głębokość nazywa autor „hydrologiczną miarą żeglowności“ i uważa jako wyrażenie, które może służyć do porównywania warunków żeglowności rzek.

Wzory te mogą być używane przy obrachowaniu normalnych szerokości zek w celach regulacji.

LITERATURA.

1. Rychter J.: Pomiary wodne, rowy i kanały. Lwów 1894.
2. Matakiewicz M.: Próby ustawienia wzorów empirycznych na przepływ wody w korytach naturalnych (Czasop. techn., Lwów 1906 i Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst. Wiedeń 1905).
3. Matakiewicz M.: Nowsze badania empiryczne nad związkiem elementów ruchu w łożyskach przyrodzonych (Czasop. techn., Lwów 1910, i Zeitschrift für Gewässerkunde. Drezno, t. X., z. 2., 1910).
4. Matakiewicz M.: Badania nad związkiem między chyżością średnią a powierzchnią w łożyskach rzecznych (Czasop. techn., Lwów 1918, i Monatschrift für d. öffentl. Baudienst, Wiedeń 1924).
5. Matakiewicz M.: Drogi wodne w Polsce. Lwów 1917.
6. Matakiewicz M.: Regulacja Wisły. Warszawa 1920.
7. Matakiewicz M.: Światowe drogi wodne a regulacja Wisły. Lwów i Warszawa 1921.
8. Matakiewicz M.: Ogólna formuła na średnią chyżość przepływu w łożyskach rzecznych i kanałowych. Lwów 1925.
9. Matakiewicz M.: Hydrologiczna miara żeglowności. Lwów 1923.
10. Haponowicz N.: Wykreślona tablica hydrauliczna Lwów 1913, (Wiedeń 1913. Zeitschrift d. Ing.- u. Arch.-Ver.).
11. Kucharzewski F.: Hydraulika. Warszawa 1918.
12. Nadolski O.: Zakłady o sile wodnej. Lwów 1910.
13. Ingarden R.: Rzeki i kanały żeglowne w b. trzech zaborach. 1921.
14. Troskoleński: Hydromechanika. Lwów 1925.
15. Flamant A.: Hydraulique. Paryż 1909. (III. wyd.).
16. Szwajcarski departament spraw wewnętrznych: Zeszyt 10. Communications du service des eaux (Mitteilungen für Wasserwirtschaft). Bern 1917 i dalsze publikacje.

17. Szwajcarskie Biuro hydrometryczne: Die Entwicklung der Hydrometrie in der Schweiz. Bern 1907.
18. Bubendey: Hydraulik, Handbuch d. Ing.-Wiss. I. tom, część III. 1911.
19. Forchheimer P.: Hydraulik. Lipsk 1914. (I. wyd., 1920 II. wyd.).
20. Weyrauch R.: Hydraulisches Rechnen (III. i V. wyd.). Stuttgart 1921.
21. Biegeleisen i Bukowski: Grundlagen zur Berechnung von Wasserrohrleitungen. Odbitka z „Gesundheitsingenieur“, 1915.
22. Strickler: Beiträge zur Frage der Geschwindigkeitsformel... Zurych 1924.
23. Forchheimer: Der Durchfluß des Wassers durch Röhren und Gräben... Berlin 1923.

Kanały i przewody.

Napisał

dr. inż. Karol Pomianowski,
profesor politechniki, Warszawa.

Kanały otwarte. Kanały kopane mają skarpy i dno pozostawione w stanie naturalnym lub odpowiednio ubezpieczone. Ubezpieczenie zmniejsza współczynnik oporu, a zatem i straty spad, pozwala zastosować większe prędkości, uszczelnia kanał i chroni przed stratą wody i zarastaniem.

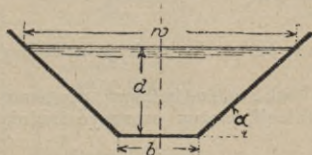


Fig. 18.

Nachylenie skarpy zależy od gruntu, w którym kanał jest kopany. W piasku 1:2 lub mniej; w bardziej zwiezłych gruntach 1:1,5, wyjątkowo 1:1, w skale znacznie więcej, aż do 10:1.

Przekrój hydraulicznie możliwie najkorzystniejszy, więc głęboki (6,0 m kanał Olten-Gösigen, wyżej 10 m kanał Chiappawa-Queenstown. Tablica 1. podaje wymiary kanału dla maks. promienia hydr. i różnych nachyleń skarpy (fig. 18).

Ubezpieczenie skarpy brukiem z cegły, kamienia łamanego na podbitce żwirowej lub z betonu. Grubość bruku 0,2—0,3 m, podłoża koło 0,15 m. Najcz. ubezpieczenie z płyt betonowych 0,1—0,2 m grubych, bitych na miejscu, między listwami drewnianymi, tak, aby wymiary nie przekraczały 2×2 m. Jeśli gotowe płyty układane, wymiar 1×1 m, we fugach papa asfaltowa.

Prędkości w kanałach nieubezpieczonych zależnie od gruntu: 0,4—1,0 m/sek., wyjątkowo w skale betonowanej do 4,0 m/sek. W kanałach, które służą jako robocze dla zakładu o sile wodnej, a równocześnie jako kanał żeglugi, prędkość nie większa jak 1,2 m/sek. Spady zależne od przekroju i objętości wody; przy małych kanałach od 0,4 do 1,0‰, przy dużych, od 0,1 do 0,5‰. Nie schodzi się ze spadem dna poniżej 0,8‰.

Kanały strzelane w skale muszą być ze względu na opory ruchu, a także i straty w przeciekaniu, zawsze ubezpieczone betonem 1:3:6, warstwą o grubości 0,1—0,2 m.

Nasypów należy unikać, mogą jednak i duże kanały leżeć w długich i wysokich nasypach (Olten-Gösigen), przy starannem ubiciu obustronnych grobli i założeniu wkładki ilowej, o gr. 0,4—0,6 m i przykrytej warstwą żwiru lub piasku o gr. 0,5 m dla ochrony iltu od wypłukania przez wodę. Howanie przechodzi pod dnem i obu skarpami aż do wysokości 0,5 m nad poziom normalny wody. Uszczelnienie betonowe mniej pewne.

Kanały o przekroju zamkniętym. Rozróżniamy zasadniczo dwa typy przekroju: kołowy i zbliżony do tunelowego, rzadziej przekroje spłaszczone, które mają gorszy promień hydrauliczny (fig. 19).

Kanały żelbetowe buduje się albo o przekroju prostokątnym (bez ciśnienia wewnętrznego), albo jako przekrój kołowy (pod ciśnieniem). Pierwszy typ ma zaletę, iż jako przekrój sztywny może się na dłuższej rozpiętości sam dźwigać, wobec czego podparty na słupach żelbetowych może przechodzić przez małe zagłębienia terenowe bez robót ziemnych (fig. 21). Przekrój kołowy używany z reguły tam, gdzie leży pod linią spadku ciśnienia.

Rury żelazne najczęściej kute, dla mniejszych średnic ciągnione lub spajane, łączone na kołnierze, dla większych nitowane. Spoczywają w parumetrowych odstępach na kłocach murowanych. W odległościach odpowiednich rura utwierdzona na stałym kłocu murowanym, przy nim dylatacja. Dylatacji można uniknąć, osłaniając rurę ziemnym nasypem, lub płaszczem żelbetowym, lub też kładąc ją w falistym terenie tak, iż oś jej nie leży w linii prostej. Głęboki ściek może rurociąg przekroczyć jednym łukiem, przyczem konstrukcja żelazna niesie sama siebie. Jeśli ciąg pod większym

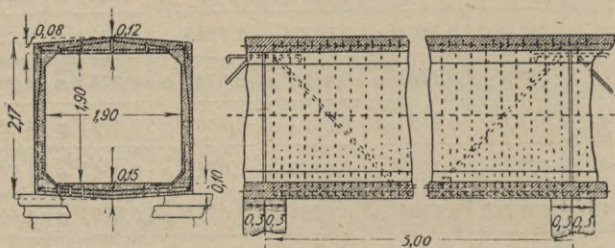


Fig. 21.

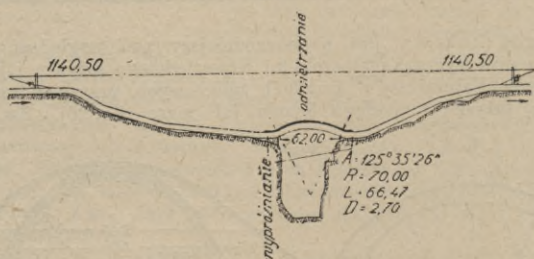


Fig. 22.

ciśnieniem, powstaje wypadkowa skierowana ku górze, która nie powinna przekroczyć ciężaru ciągu na łuku (fig. 22).

Rurociąg żelbetowy spoczywa w odpowiednim łożysku z chudego betonu. Mniejsze przykryte ziemnym nasypem. Wkładki obliczone na ciśnienie wewnętrzne wzorem: $H \cdot D = 2 f \sigma$, gdzie H wysokość ciśnienia w m , tj. w tonnach, D średnica rury w m , σ naprężenie w t/m^2 , f przekrój wkładki na $1 m$ b. Wkładki podłużne mają połowę tego przekroju.

Rurom wolno leżącym żelbetowym o wielkiej średnicy daje się co pewien odstęp po stronie zewnętrznej żelbetowe eliptyczne żebra ze względu na duży moment zgięcia, wywołany w ściankach własnym ciężarem pustej rury (fig. 23).

Rurociągi drewniane składają się z klepek, ściąganych żelaznymi obrczami, przyciętych z czterech stron dokładnie maszyną do kształtu rury. W czoła klepek wbite listewki stalowe, uszczelniające połączenie podłużne. Wzdłuż długiej krawędzi klepek niema żadnego uszczelnienia.

Kleпки są 2 do 4 m dł., 15 do 20 cm szer., 3 do 6 cm gr. Obwód w odstępach conajmniej 30 cm, zresztą zależnie od potrzeby, i w wymiarach odpowiadających wielkości wewnętrznego ciśnienia. Obwód z żelaza okrągłego, z reguły $d = 10-20$ mm, zakończone trzewikiem, przez który

Przekrój A-B

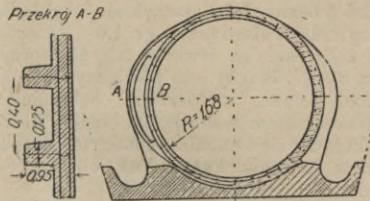


Fig. 23.

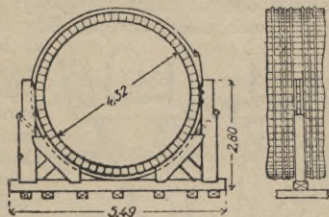


Fig. 24.

przechodzi nagwintowany wolny koniec obwodu. Przykręcając naśrubek, zacieśnia się obwód na rurze. Rura wewnątrz i zewnątrz terem (gudronem), dobrze kilkakrotnie przeciągnięta, spoczywa wolno na klockach murowanych, postawionych w pewnych odstępach tak, iż pod rurą jest zawsze przestrzeń wolna. Taki rurociąg, przy odpowiedniej konserwacji żelaznych obwodów trwać może bardzo długo. Średnica rurociągów drewnianych dojść może do 4 m. Przy tak wielkich średnicach trzeba je budować w zewnętrznych ramach drewnianych, kwadratowych lub 8-kątnych, gdyż ciężar pustego rurociągu zgniecie, wzgl. złamie boczne ścianki (fig. 24). Rozmiary niektórych rurociągów drewnianych w Stanach Zjednoczonych podaje tablica 2.

Tablica 2.

Nazwa	Średnica	długość	Objętość m^3 /sek.	Grubość klepek	Średnica obwodu	Odstęp między obwódkami	Ciśnienie największe
Astoria City.....	0,457 m	11,9 km	0,181 m^3	3,5 cm	11 mm	6—30 cm	53,25 m
Denver, Col.	0,762 m	26,4 km	0,368 m^3	4,1 cm	38 mm	5,5—30 cm	56,40 m
Deep-Canyon ...	1,321 m	0,32 km	3,40 m^3	5—6,5 cm	—	5,5—30 cm	93,53 m
Tumwater Wash.	2,591 m	3,38 km	19,16 m^3	—	—	—	51,73 m
Madison Canyon	3,048 m	2,26 km	20,99 m^3	—	22 mm	—	7,61 m

Kanały o przekroju zamkniętym są w naszym klimacie zawsze przykryte warstwą ziemi o grub. około 1,0 m, celem ochrony przed zamarzaniem.

W stosunku do kanałów otwartych, kanały kryte mają następujące zalety: 1. bezpieczeństwo przeciw uszkodzeniu, zasypaniu i zamarzaniu kanału, 2. prędkość dopuszczalna duża, przy stosunkowo małych stratach spadu, 3. możliwość prowadzenia wody pod ciśnieniem. Granice prędkości 1,8—2,5 m/sek., wyjątkowo powyżej 3,0—4,0 m/sek. Prędkości te beton dobrze wykonany jeszcze znosi.

Wobec dużych prędkości wymiary kanału wypadają niewielkie, tak, iż kanał kryty da się zastosować nawet do obj. 90 m^3 /sek. Pas zajętego gruntu jest wąski, kanał nie psuje istniejących dróg komunikacyjnych, koszt utrzymania kanału jest niewielki. Dlatego przy dużych kosztach zakładowych kanał kryty może się okazać w rocznych kosztach ruchu tańszy od otwartego, w każdym razie zaleca się większą pewnością ruchu. Na stromych stokach możliwe jest założenie tylko kanału zamkniętego.

W długich kanałach roboczych dla zakładu wodnego wymiary i prędkości trzeba ustalić z warunku min. kosztów. W tym celu dla przyjętych różnych prędkości trzeba obliczyć wymiary kanału i roczne koszty ruchu zakładu, a następnie dla tych samych prędkości roczną wielkość pracy,

w końcu koszt jednostkowy pracy dla różnych prędkości. Przyjąć należy prędkość, która odpowiada minimum kosztu dla jednostki pracy.

Akwadukty i syfony. Akwadukt murywany składa się z wiaduktu sklepionego, na którym spoczywa jako odrębna konstrukcja przewód kanałowy, obecnie najcz. żelbetowy. Jeśli chodzi o ochronę przed zamarzaniem, ściany kanału są podwójne. Gdy chodzi o bezwzględna szczelność, wyklada się ściany blachą ołowianą, o gr. 1,6—3,2 mm,

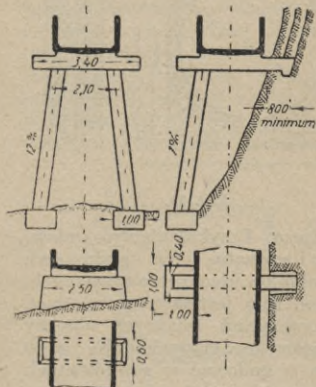


Fig. 25.

spajaną autogenem na szwach, tak, iż tworzy jednolitą całość. Blachy leżą pomiędzy dwoma warstwami asfaltu, z wierzchu ochronione przed uszkodzeniem warstwą np. cegieł. Jeśli akwadukt łączy się z kanałem ziemnym, blacha wchodzi w łożowanie kanału na obu przyczołkach.

Jeśli kanał jest prostokątny żelbetowy, można tę samą konstrukcję zatrzymać na akwadukcie, wzmacniając odpowiednio ściany pionowe, i podpierając jarzmami. Jarzma mają przeguby na obu końcach (fig. 25).

Akwadukt żelazny składa się z koryta z blachy, wyłożonej po bokach i w dnie deskami, zawieszono go wolno w węzłach kratownicy mostowej. Połączenie koryta ze stałym przyczółkiem wykonywa się za pomocą blachy odgiętej, jednym końcem przytwierdzonej do przyczółka, drugim do koryta.

Akwadukt drewniany jest, podobnie jak żelbetowy, korytem, opartem w odpowiednich odstępach na jarzmach drewnianych.

Syfony krótkie i płytkie wykonywa się z betonu ewent. uzbrojonego. Przekrój przewodów najcz. prostokątny, rzadziej kołowy. W głowie górnej

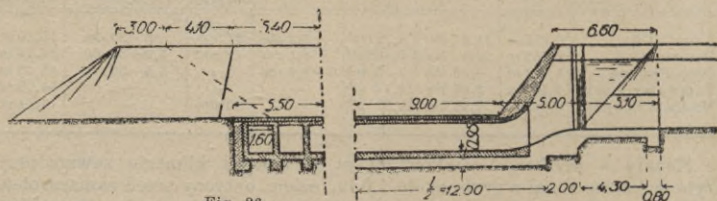


Fig. 26.

niekiedy osadnik, zawsze spust, o ile możliwości także przelew. W obu głowach wneki na ścianę zakładaną lub oparcia dla iglic. Poszczególne przewody oddziela się ostro zakończonymi filarkami, tak, aby była możliwość naprawy jednego przewodu bez zamykania innych (fig. 26).

Długie syfony płytkie najcz. wykonywa się z żelbetu, głębokie z żelaza. W miarę wzrostu ciśnienia w syfonie, przekrój rury się zmniejsza. Jeśli z góry dana strata ciśnienia na całym syfonie, obliczenie średnic przeprowadza się wzorami następującymi:

$$D = \left\{ \lambda \frac{0,00335 Q^{2/3}}{h-y} \right\}^{3/27}, \quad \lambda = \left\{ \frac{0,0778 Q^{1/27}}{h_f} \int (h-y)^{1/27} ds \right\}^{27/15}.$$

gdzie: h_f dopuszczalna strata ciśnienia w m, Q objętość przepływu w $m^3/\text{sek.}$, h największa wysokość ciśnienia, y rzędne punktu ciągu ponad punktem najniższym, s rozwinięta długość rurociągu. Wyraz pod całką przedstawia powierzchnię, dla której odcięte równe są s , rzędne odpowiadają $(h-y)^{19/27}$.

Np. syfon wodociągu Los Angeles: długość cała $s = 2200$ m; $h = 259$ m; $Q = 12,18$ m³/sek.; $h_f = 7,93$ m. Dla $s = 0$ i $s = 2200$ m, $(h - y) = 15$ m; dla $s = 500$ i $s = 1700$ m, $(h - y) = 259$ m, stąd: $(h - y)^{13/27} = 6,72$ i $(h - y_2)^{13/27} = 49,916$, wyraz pod całką równy 88,219, $\lambda = 94,295$, średnica:

$$D_{s=0} = 3,077 \text{ m} \quad v = 1,64 \text{ m/sek.},$$

$$D_{s=500} = 1,970 \text{ m} \quad v = 4,00 \text{ m/sek.}$$

Jeśli strata ciśnienia nieznaną, oblicza się średnice z warunku min. kosztu, jak dla rurociągów pod ciśnieniem w zakładach o sile wodnej (fig. 27).

Sztolnie (tunele) dla wody roboczej. Wykonanie, jak tuneli kolejowych; obudowa zawsze szczelna, najcz. betonowa lub żelbetowa, szczelnie przystająca do wyłamanej skały; zamurowanie wolnych przestrzeni luźnym kamieniem, niedopuszczalne. Często pozostawia się od razu otwory w obudowie, przez które po stwardnieniu betonu wciska się pod ciśnieniem płynną zaprawę cementową, która wchodzi poza obudowę, i wypełnia wszelkie szczeliny pomiędzy obudową a skałą, oraz w skałe samej. Ostrożność ta wskazana zwłaszcza tam, gdzie sztolnia ma pracować pod ciśnieniem. Zdarzały się bowiem wypadki, iż woda przez pękniętą obudowę wchodziła w skałę, powodując i stratę wody i powstawanie niebezpiecznych usuwisk w górze (por. też dział „Tunele“).

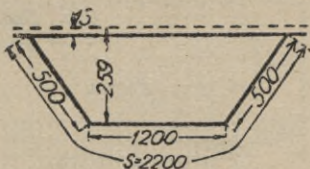


Fig. 27.

Zakłady o sile wodnej.

Napisał

dr. inż. Karol Pomianowski,

profesor politechniki, Warszawa.

Wstęp. Siła wodna była pierwszą siłą naturalną wyzyskaną przez człowieka. Z postępem techniki, pierwotne drewniane koła zastąpiono lepiej działającymi turbinami żelaznymi. Wielkość turbin doszła obecnie do granic następujących: W zakładzie Chiappawa-Queenstown 6 jednostek po 52.500 HP, pracujących na spadzie 93 m, na Niagarze nowe jednostki Allis-Chalmers po 70.000 HP każda. Na Missisipi, w Keokuk, 30 jednostek po 10.000 HP, pracujących na spadzie 10,0 m do 6,0 m. Najwyższy spad wyzyskany w Valais, na jeziorze Fully, w jednym stopniu, 1650 m.

Istnieją zakłady o sile kilkuset tysięcy koni parowych, bardzo wielka liczba po kilkadziesiąt tysięcy, przeważnie po kilka do kilkunastu tysięcy HP. Tak wielkie siły wymagają dalekich przeniesień celem rozszerzenia pola zbytu. Dlatego też wielkie zakłady wodne są zawsze budowane jako zakłady wodnoelektryczne, z przeniesieniem energii prądem zmiennym, o napięciu 100.000—150.000 V, wyjątkowo 220.000 V. Odległość przeniesienia dochodzi do 300 km. We wszystkich krajach pojawia się obecnie dążność do połączenia wszystkich zakładów na jedną wspólną sieć.

Zbyt siły. Odbiorcami energii są:

1. Wielki przemysł elektrochemiczny i zakłady dla produkcji masy drzewnej, z liczbą godzin pracy (liczonych dla maks. obciążenia): . . . 8000 godzin w roku.
2. Wielki przemysł automatycznych młynów, około 6000 " " "

3. Wielki przemysł metalowy i włókienniczy	2000—4000	godzin w roku
4. Średnie zakłady mechaniczne	1500—2000	" " "
5. Drobnny przemysł domowy, około	300—800	" " "
6. Oświetlenie zużywa rocznie około	1000	" " "
7. Gospodarstwo rolne: orka około	100—200	" " "
8. Gospodarstwo rolne: młocka, siewkarnie, pompy	70—100	" " "
9. Trakeja kolei normalnotorowych	800	" " "

Zakłady elektryczne w Essen pracują roczną liczbą 4000 godzin.

— Dnie porzednie
 ---- Dnie swięteczne

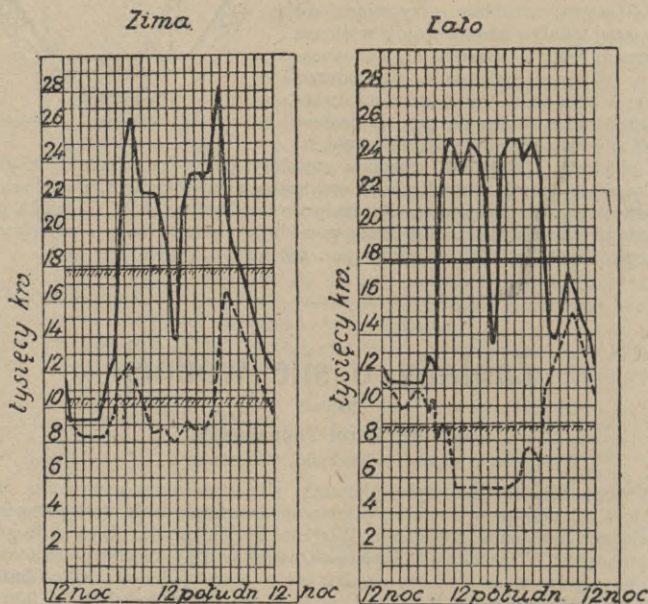


Fig. 28.

Wodno-elektryczny zakład w dorzeczu Murg ma wedle projektu pracować z roczną liczbą godzin 2200 godzin.

W miastach liczba godzin pełnego ruchu zależy od wielkości i jakości przemysłu :

Heidelberg 1528,0 godz.,	Mannheim 2650,7 godz.,	Kraków 2110 godz.
Karlsruhe 2637,6	Strassburg 2769,5	Lwów 1430
„	„	„
Połączone Westfalskie elektrownie w Dortmund	2915,0	„

Na głowę mieszkańca wypada rocznie około 4 kwg. na cele oświetlenia. W przemysłowych Niemczech ogólne zużycie siły wynosiło przed wojną 172 kwg. na głowę i rok.

Całodobowy rozkład obciążenia dla zakładów Bernische Kraftwerke przedstawia fig. 28. Roczny rozkład na poszczególne miesiące zależy od tego, jaka część ogólnego zużycia tworzy światło. W świątecznych dniach konsumpcja znacznie spada. Por. fig. 29 (średnie i maks. tygodniowe).

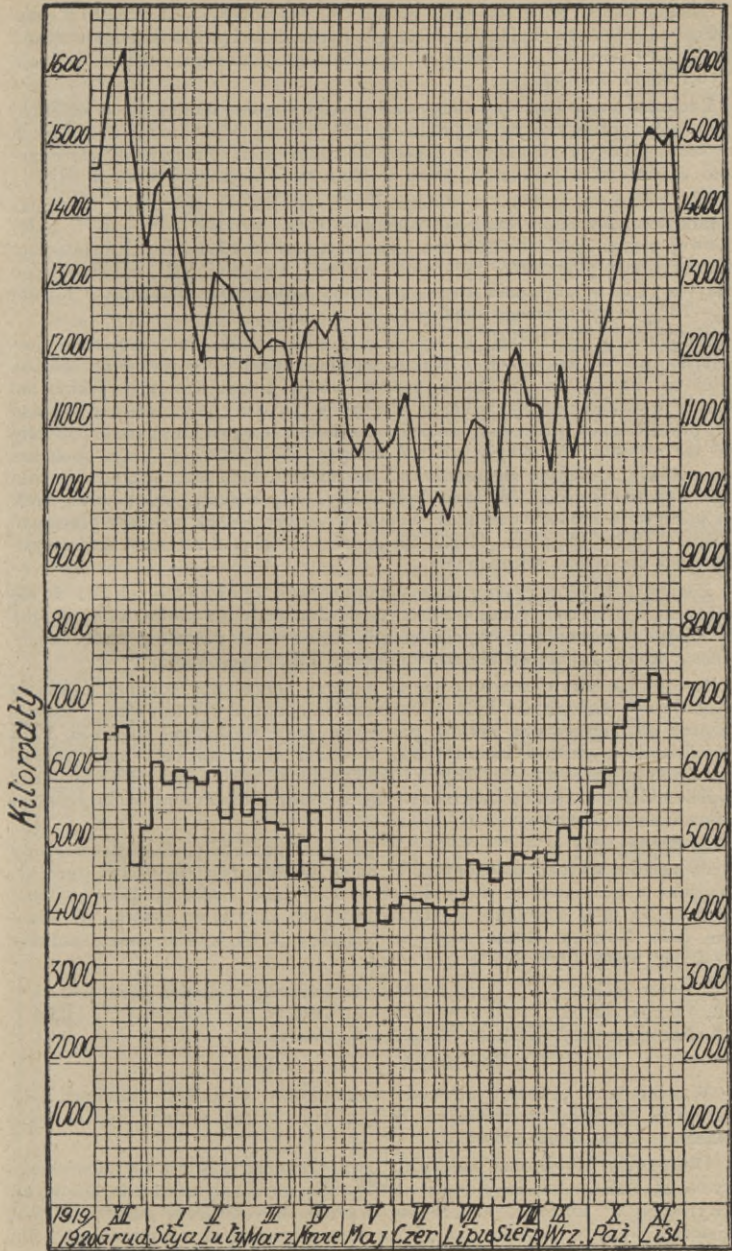


Fig. 29.

Dzienne maks. przypada około godziny 6. wieczorem i jest okragło 3 razy większe od średniego obciążenia rocznego. Średnie obciążenie dzienne w zimie jest od 13^o/_o do 20^o/_o większe od przeciętnego rocznego, średnie w lecie o tyleż samo mniejsze.

Ponieważ nasze rzeki prowadzą mniej wody w porze letniej niż w jesiennej i zimowej, roczne zmiany w produkcji siły wodnej odpowiadają w ogólnych zarysach rocznym zmianom w zapotrzebowaniu siły. Przeciwnie jest z rzekami zasilanymi z lodowców, które w lecie mają najwięcej wody i siły.

Dla pokrycia zmian w obciążeniu dziennym są potrzebne zbiorniki dziennego wyrównania, których pojemność musi wynosić 15%—30% całodobowej pracy. Jeśli zbiornik ma jeszcze ujmować niedzielny i świąteczny nadmiar wody, pojemność jego musi wynosić najmniej 50% całodobowego dopływu. Dla wyrównania rocznego trzeba pojemności zbiorników równej 5^o/_o—15^o/_o sumy rocznego dopływu.

Ponieważ w zakładach o wysokim spadzie ilość wody roboczej jest mniejsza niż w zakładach o niskim spadzie, zakłady o wysokim spadzie lepiej się nadają do tworzenia zapasu wody, a tem samym i pracy, niż zakłady o niskim spadzie. Zakłady obu typów powinny pracować na wspólną sieć przeniesienia, przyczem zbiorniki zakładów o wysokim spadzie powinny być tak wielkie, aby mogły pokryć szczyty obciążenia ogólnego, podczas gdy zakłady niedające się regulować, na niskich spadach, pokrywają stałą część zapotrzebowania. W razie braku siły, w pewnych porach roku, brak ten pokrywają zapasowe zakłady ciepłikowe, które jednak powinny pracować stałym obciążeniem przez 24 lub 20 godzin na dobę, a zatem w najkorzystniejszych dla siebie warunkach.

Ponieważ zupełne wyrównanie obciążeń rocznych i dziennych nie da się praktycznie osiągnąć, pozostaje zawsze pewien nadmiar pracy, który się już nie mieści w normalnym zbytcie energii. Stanowi to poważną stratę ekonomiczną, której zapobiega się następującymi kilku sposobami:

1. Stosując taryfę znacznie niższą w porze nocnej niż dziennej, przez co uzyskuje się rozszerzenie koła konsumentów nocnych. W Szwajcarii stosuje się prąd do nagrzewania kotłów parowych przy wysokim ciśnieniu. Para z tych kotłów, dobrze izolowanych, w dzień służy na cele przemysłowe i ogrzewania (por. Schweiz. Bztg. z 1918 i nast.). W użyciu jest też elektryczny wypiek chleba, wreszcie nagrzewa się w nocy radiatorami elektrycznymi kaflowe piece domowe.

2. Zbędną siłę nocną zużywa się na przetłaczanie pewnej ilości wody do zbiorników wysoko położonych. W dzień woda ta porusza osobne turbiny, sprzężone z generatorem, który służył w nocy jako motor do pomp odśrodkowych. Na ogół odzyskuje się tylko 50% siły zużytej w motorze. W Viverrone koło Novarry tłoczą wodę rurociągiem 2100 i 1450 mm, średnicy uzyskując następujące skutki użyteczne:

1. Motor elektr.	0,93	4. Rurociąg w drodze powrot.	0,94
2. Pompa odśrodk.	0,78	5. Turbina	0,94
3. Rurociąg przy tłoczeniu	0,97	6. Generator	0,94
Ogólny skutek		0,535.	

W zakładach, pracujących wodą zbiornikową, w dniach nadmiaru siły przetłacza się wodę do zbiornika. W tym celu muszą zakłady być ze sobą połączone t. zw. szyną zbiorczą.

Obliczenie wielkości zakładu. Dwa elementy składają się na wielkość siły: spad, oraz i sekundowy dopływ wody. Siłę, uzyskaną na wale turbinowym, a wyrażoną w koniach, oblicza się wzorem $S = 10 Q \cdot h$, gdzie „ Q ” jest objętością wody w $m^3/sek.$, zaś „ h ” spadem użytecznym w metrach, „ S ” siłą w koniach parowych, przy założeniu sprawności turbiny 0,75. Dla spraw-

ności 0,8 wzór na siłę będzie $S = 10,65 Q h$. Pracę wyrażamy w koniogodzinach, jeśli chodzi o pracę uzyskaną na wale turbinowym. W zakładach wodnoelektrycznych ustala się zwykle wielkość pracy w kilowatgodzinach, liczonych na tablicy rozdzielczej, a zatem z uwzględnieniem strat na generatorach i transformatorach. Siła konia parowego jest teoretycznie równa 0,736 kilowata, tak, że 1 KW równy 1,36 HP. Przy uwzględnieniu strat w generatorze i transformatorach, 1 KW jest równy 1,5 HP. i podobnie 1 kwg równa 1,5 koniogodzin.

Praca, zawarta w objętości wody „ Q ” m^3 nagromadzonej na wysokości „ h ” metrów, wyraża się w kilowatgodzinach, po uwzględnieniu wszystkich strat wzorem: $P = \frac{2.Q.h}{1000}$. Np. zbiornik o pojemności 2,0 mil. m^3 , na wysokość 15 m, przedstawia zapas pracy równy: $2 \times 2.000 \times 15 = 60.000$ kwg.

Spad dla zakładu wodnego uzyskuje się 1. na naturalnych wodospadach, 2. przez przecięcie dłuższego zakola rzeki krótkim kanałem, 3. prowadząc dłuższy kanał roboczy, spadem zwierciadła wody mniejszym, niż spad rzeki, 4. przechodząc przez dział wód w dorzecze inne, niżej położone, 5. piętrząc wodę wysoką zaporą i tworząc zbiornik w zalanej dolinie, 6. piętrząc rzekę jazem, w jej brzegach naturalnych, możliwie wysoko, wreszcie 7. przez kombinację wymienionych sposobów.

Zakład liczy się na wodę półroczną, tj. na taką objętość wody roboczej, której się można spodziewać przez 182 dni w ciągu roku przeciętnego. Przez dalszych 183 dni objętość wody będzie mniejsza, aż do pewnego absolutnego minimum. Jako minimum praktyczne uważa się tę objętość wody, której możemy się spodziewać przez 355 dni w roku. Przez dalszych 10 dni w roku przeciętnym, objętość jest wprawdzie jeszcze mniejsza, lecz część tych dni przypada na niedziele i święta, część na letni okres mniejszego zapotrzebowania siły, pozostaje zatem w rzeczywistości tylko parę dni, w ciągu których zwykle można konsumpcję ograniczyć bez istotnej szkody dla odbiorców siły.

Przy ujęciu wody całorocznej koszt zakładu i produkcji siły byłby niepomiernie wysoki. Przy ujęciu wody krócej trwającej, lecz znacznie większej, i uzupełnieniu braku pracą rezerwy, wyzyskuje się lepiej siłę rzeki i zniża koszt produkcji jednostki pracy. Projekt na rzece Murg wykazuje, iż przy ujęciu całorocznej wody wyzyska się tylko 9,4% całej pracy rzeki. Przez ujęcie wody kilkumiesięcznej i zabudowanie dorzecza zbiornikami, można ten procent podnieść aż do 82,5%. Tablica 1. podaje koszty zakładowe i kosztu produkcji siły dla Uniża na Dniestrze, przy założeniu różnych ilości wody roboczej.

Tablica 1.

Objętość wody roboczej m^3 /sek.	Czas pełnej pracy miesięcy w roku	Instalowanych HP	Praca roczna mil. kwg.		Koszt zakładowy mil. zł	Koszta roczne mil. zł		Przeciętny koszt 1 kwg gr
			wody	rezerwy		zakładu wodnego	rezerwy	
29 m^3 /sek.	12 mies.	5,300	34,1	—	14,70	1,408	—	4,130
70 "	10 "	13,100	82,9	1,6	15,77	1,510	0,128	1,935
87 "	11 "	16,300	100,3	4,7	17,82	1,695	0,329	1,932
120 "	8 "	22,500	130,1	14,9	19,28	1,836	0,894	1,882
150 "	6 "	30,650	164,6	33,0	22,45	2,131	1,800	2,000

Zestawienie to robione było pod założeniem, że rezerwa uzupełnia siłę wodną do stałej wielkości, przez cały rok. Przy tem założeniu najko-

rzystniejsza wielkość odpowiada wodzie roboczej 7-miesięcznej. Ponieważ praca rezerwy trwa znacznie krócej, najkorzystniejsze będzie w rzeczywistości ujęcie wody 6-miesięcznej.

Celem wyznaczenia ilości wody roboczej, siły i pracy rocznej, wykreśla się krzywą czasów trwania stanów wody na podstawie obserwacji wodowskazowych. Krzywa ta powstaje przez uporządkowanie wszystkich stanów podług ich wielkości i naniesienie od lewej ku prawej, od najwyższych stanów począwszy. Obliczając dla każdego stanu odpowiadającą mu objętość, otrzymamy krzywą czasu trwania objętości. Krzywe te obliczamy i kreślimy dla 1. roku suchego, 2. roku mokrego, 3. roku przeciętnego, z okresu najmniej 10. letniego, w którym się mieści przynajmniej jeden rok suchy, jeden mokry.

Na podstawie wykresu krzywej z roku przeciętnego (obliczonego), wyznaczamy objętość wody roboczej, jako objętość 182-dniową, potrącając od niej tę objętość, która musi stale pozostać w odciętem korycie, na inne cele użytkowe.

Na tym samym wykresie podaje się spady użyteczne, które się oblicza z różnicy poziomów między górną wodą na ujęciu, i dolną przy różnych stanach rzeki, po potrąceniu strat na doprowadzeniu kanałem, tj. 1. na kratach, 2. straty u wlotu, na wywołanie prędkości, 3. spadu na kanale doprowadzającym, 4. w kanale odpływowym z pod turbin. Przy wysokich stanach wody są oczywiście spady użyteczne mniejsze niż przy niskich.

Na podstawie znanych spadów i odpowiednich objętości wody roboczej, obliczamy poszczególne punkta krzywej wielkości siły. Krzywa ta składa się z dwu gałęzi, zbiegających się w jednym najwyższym punkcie. Punkt ten leży na rzędnej, która odpowiada w wykresie czasów trwania, przyjętej objętości wody roboczej.

Ponieważ zakład powinien pracować stałą siłą przez 182 dni w roku, wielkość instalowanej siły ustala się, kładąc prostą poziomą poniżej punktu najwyższego, tak, aby odcinek prostej między dwu ramionami krzywej zawierał 182 dni. Gdyby zakład miał pracować stałą siłą przez pełny rok, musiałaby rezerwa uzupełniać braki siły podczas zbyt niskich i zbyt wysokich stanów. Tak obliczona praca rezerwy wynosi od 10% do 20% całej pracy rocznej zakładu wraz z rezerwą.

Jeśli zakład ma otrzymać turbinę zapasową, można w czasie wysokich stanów powiększyć pobór wódz ponad normalną ilość, puszczając w ruch i tę turbinę. W takim wypadku wykres trzeba odpowiednio poprawić i zmniejszyć przewidzianą pracę rezerwy podczas stanów wysokich. Po ustaleniu jednostek turbinowych, należy wogóle wykres jeszcze raz przerechnować, wprowadzając rzeczywiste współczynniki dzielności przy zmiennych spadach na turbinie.

Powierzchnia zawarta pomiędzy osiami spółrzednych, a krzywą siły przedstawia ogólną sumę pracy rocznej, wyrażoną w koniogodzinach na wale turbinowym, lub kilowatgodzinach na tablicy rozdzielczej. Naprzykład:

Zakład na Dunajcu :

	Rok: suchy 1904	przecięcie z 15 lat	mokry 1909
Praca wody w kilowatgodz.	38,00 mil.	40,80 mil.	44,13 mil.
" rezerwy "	9,36 "	6,56 "	3,23 "
Ogółem :	47,36 mil.	47,36 mil.	47,36 mil.

Zestawienie wszystkich wartości dla wykresu poprzedniego dla Popradu zawiera tablica 2.

W razie braku dat wodowskazowych i pomiarów, w zbliżonych hydrograficznie dorzeczach, dla wyznaczenia ilości wody roboczej i pracy można użyć zestawień poniżej podanych, wziętych z opracowanych już projektów.

Tablica 2.

Wodowskaz	$m^3/\text{sek. wody}$		Pietrzeńcie	Prędkość V m	Strata na przed- kości i kratach $\frac{v^3}{2g} + 0,1$ m	Spad jednost- kowy i ‰	Spad bezwzgl. l, i	Kanal odpły- wowy $1'_{100}$ $\times 60$ m	Strata ogólna h	Pozio m		Spad H m	Siła HP	Dni w roku		
	Rzeka	Zakład								górny	dolny			1903 mokrym	1904 suchym	1903 do 1908 prze- ciętym
180	7	6	377,30	0,592	0,120	0,060	0,017	0,060	0,197	377,103	366,950	10,153	634	365	365	365
182	8	7	377,30	0,690	0,127	0,082	0,023	0,060	0,210	377,090	367,030	10,060	732	365	365	363,8
187	10	9	377,30	0,887	0,145	0,136	0,038	0,060	0,243	377,057	367,070	9,987	935	363	358	356
191,5	12	11	377,30	1,085	0,166	0,203	0,057	0,060	0,283	377,017	367,110	9,907	1131	334	312	323
197,5	15	14	377,30	1,380	0,208	0,327	0,092	0,060	0,360	376,940	367,150	9,790	1425	275	250	272
207,5	20	19	377,30	1,875	0,299	0,605	0,169	0,060	0,528	376,772	367,220	9,552	1861	202	158	152
213	23	20,3	377,30	1,990	0,322	0,682	0,111	0,060	0,573	376,727	367,260	9,467	2000	170	125	120
216	25	20,5	377,30	2,020	0,330	0,701	0,196	0,060	0,586	376,714	367,290	9,424	2020	157	118	108
223,5	30	20,7	377,30	2,040	0,334	0,720	0,202	0,060	0,596	376,704	367,340	9,364	2050	118	110	72
244	50	21,0	377,30	2,070	0,341	0,740	0,207	0,060	0,608	376,692	367,490	9,202	2050	58	7	32
278	100	21,5	377,30	2,120	0,353	0,778	0,218	0,060	0,631	376,669	367,650	8,989	2050	14	3	7,5
298	150	21,8	377,30	2,150	0,360	0,798	0,224	0,060	0,644	376,656	367,820	8,836	2020	9	0,5	3,5
319	200	22,0	377,30	2,170	0,366	0,811	0,227	0,060	0,653	376,641	367,950	8,697	1990	4,5	—	2,0
340	250	22,0	377,30	2,170	0,366	0,811	0,227	0,060	0,653	376,641	368,090	8,557	1960	3,8	—	1,2
360	300	22,0	377,30	2,170	0,366	0,811	0,227	0,060	0,653	376,641	368,230	8,417	1925	2,9	—	1,0
385	360	22,0	377,30	2,170	0,366	0,811	0,227	0,060	0,653	376,641	368,460	8,207	1880	1,7	—	0,4
396	386	22,0	377,30	2,170	0,366	0,811	0,227	0,060	0,653	376,641	367,480	8,167	1870	1,5	—	—

Tablica 3. przedstawia cyfrę spływu z km w L/sek., dla czasu trwania od 5 do 12 miesięcy.

Tablica 3.

Dni w roku	151	182	212	243	273	304	334	365	Uwaga
Rok suchy ...	10,91	10,08	9,24	8,34	7,50	6,55	5,05	2,30	Dunajec pod Rożnowem : 4861 km ²
" przeciętny	14,71	12,70	11,15	9,88	8,63	7,43	6,07	2,30	
" mokry ...	20,18	18,90	16,25	12,30	10,39	9,30	8,19	4,48	
Rok suchy ...	17,20	12,70	9,30	6,50	4,06	2,35	1,59	0,97	San pod Mycz- kowcami : 1258,5 km ²
" przeciętny	25,40	18,30	14,85	11,72	9,10	6,37	3,98	1,20	
" mokry ...	—	24,10	19,60	14,91	11 89	9,25	6,69	3,18	
Rok suchy ...	7,33	5,22	4,23	3,46	2,93	2,60	2,24	2,23	Wisła pod Popędrynką : 10.637 km ²
" przeciętny	—	10,14	8,27	7,16	6,23	5,52	4,70	2,93	
" mokry ...	—	—	—	—	8,16	7,25	6,48	3,95	
Rok suchy ...	10,70	9,78	8,94	8,04	7,30	6,51	5,88	3,16	Poprad pod Piwniczną : 1909 km ²
" przeciętny	10,50	9,83	9,20	8,52	7,82	6,89	5,93	3,16	
" mokry ...	13,80	11,28	10,18	9,04	8,00	7,04	6,30	4,20	
Rok suchy (1904).....	12,86	10,19	8,72	6,89	5,28	4,04	3,44	2,29	Sota pod Czernichowem : 1089 km ²
Rok przeciętny (1901—1911)..	16,71	14,23	12,03	10,28	8,73	7,34	5,05	2,31	
Rok mokry (1903).....	23,43	19,52	15,61	13,94	11,47	10,10	8,08	4,58	
Rok suchy ...	14,10	12,05	10,78	10,12	9,46	8,83	6,24	3,81	Opór pod Syno- wódzkiem : 840 km ²
" przeciętny	15,30	13,55	12,00	10,72	9,46	8,21	6,90	4,40	
Rok suchy ...	6,41	5,70	5,05	4,52	3,98	3,12	2,14	1,44	Dniestr pod Wozitowem : 21.500 km ²
" przeciętny	9,22	7,90	6,71	5,75	4,92	4,12	3,32	1,54	
" mokry ...	10,68	9,49	8,44	7,52	6,41	5,34	4,54	3,45	
Rok 1920	2,435	2,150	1,982	1,829	1,701	1,572	1,476	1,265	Bzura pod Chodakowem : 7120 km ²
" 1921	3,435	1,431	1,292	1,143	0,998	0,916	0,768	0,589	

Dunajec pod Rożnowem ma wody dobrze wyrównane, z powodu rozmiaru dorzecza, oraz objęcia odpływu z północnych i południowych stoków Tatr. Podobne stosunki są na Popradzie. San i Stryj są wybitnie rzekami górskimi z wielką zmiennością stanów, przeważna część wód opadowych ich dorzecza spływa podczas wyższych stanów. Opór ma dorzecze lepiej zalosione i wobec tego stany bardziej wyrównane. Dniestr i Wisła z powodu ogromu dorzecza, częściowo górskiego, częściowo nizinnego, ma wody dobrze wyrównane. Bzura jest typową rzeką nizinną, i to z okręgu najniższych opadów rocznych w Polsce, wynoszących około 545 mm.

Procenty miesięcznych odpływów dla sum miesięcznych opadów dla różnych dorzeczy podaje na podstawie roczników hydrograficznych tablica 4.

Zasady budowlane. 1. Spady niskie. Do spadów niskich zaliczają się spady dochodzące do 20 m, tj. do granicy, przy której niema komory przejściowej i rur pod ciśnieniem, lecz wylot kanału jest zamknięty wprost komorą turbinową.

Spady tego typu uzyskuje się, przecinając małe zakola, krótkim kanałem roboczym, spiętrzając rzekę w samym jej korycie, lub wreszcie stosując oba środki równocześnie.

Siła rzek, mających ułamki promille spadu, da się wyzyskać tylko piętrzeniem w samym korycie. Piętrzenie to powinno być tak wysokie, jak tylko na to brzegi pozwalają, nawet przy zastosowaniu miejscowych owałowań.

(Dordogne w La Tuillière, Ren w Eglisau, Laufenburgu, Augst-Wyhlen, Mississipi w Keokuk itd.). Niekiedy łączy się wyzyskanie siły z kanalizacją dla celu żeglugi (Rodan, Men, Nekar itd.). Jeśli brzegi są niskie, a spad dochodzi 1‰ , lub jest nieco większy, będzie taniej i racjonalniej dla samej siły, lub siły i żeglugi budować kanał lateralny. (Ren między Bazyleą a Strassburgiem, Rodan w dolnym biegu, dla obu celów; Stryj, w dół od Tyszowniczy wyłącznie dla siły itd.). Jeśli na rzece istnieje szypot, (rapide, Stromschnelle), jaz stawia się zawsze poniżej szypotu, który w ten sposób będzie przykryty piętrzeniem (Laufenburg).

W sytuacji rozmieszczenie budowli jak następuje: 1. Zakład budujemy w osi jazu (Laufenburg, Dordogne, La Tuillière), wówczas ukośnie przed zakładem w rzece stanie krata rzadka, albo 2. zakład prostopadły do osi jazu, a w rzekach granicznych niekiedy symetrycznie dwa zakłady, po obu brzegach (Augst-Wyhlen). Wreszcie 3. zakład w środku rzeki, pomiędzy dwiema symetrycznymi częściami jazu, lub między jazem a kanałem żeglugi (fig. 30—33).

Ujęcie wody do kanału roboczego, lub gdy kanału nie ma, wprost do komory turbin, jest z reguły założone prostopadłe do osi jazu, a równoległe

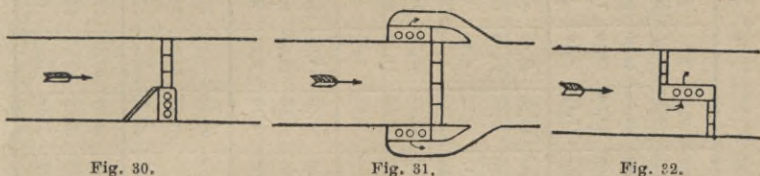


Fig. 30.

Fig. 31.

Fig. 22.

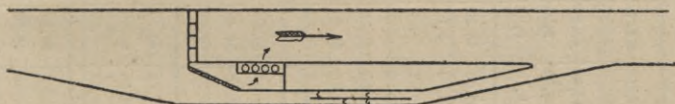


Fig. 33.

do biegu rzeki. W przedłużeniu linii ujęcia, w jазie, buduje się głęboką służę płuczącą. Na ujęciu mamy służę wpuściową z progiem możliwie wysoko wzniesionym nad próg służę płuczącej w jазie (najmniej $1,0\text{ m}$). Ujęcie jest podzielone na otwory, dające się łatwo zamykać, więc $1,5$ do $5,0\text{ m}$ światła. Otwory rozdzielone filarami murowanymi, żelbetowymi, lub kozłami żelaznymi. We filarach wnęki na zasuwę, w kozłach odpowiednie kształtówki. Od strony wody i od góry, filary połączone są fartuchem z bali drewnianych, a najczęściej płytą żelaznobetonową, która się nurza na $0,2$ do $0,6\text{ m}$ pod poziom normalnego piętrzenia w tym celu, aby zatrzymać płynące po powierzchni wody śmiecie i krę. Płaszczyzna fartucha leży w przedłużeniu lica przyczółka służę płuczącej. Jeśli na służę jest otwór dla przepuszczenia stałej ilości wody w odcięte koryto, śmiecie spływa wzdłuż fartucha i przyczółka, przez otwór, w dół rzeki (fig. 34).

Fartuch zwięża przekrój wody na ujęciu. Jeśli piętrzona wielka woda sięga wyżej niż piętrzenie normalne, fartuch będzie tak wysoki, aby chronił służę od wdarcia się wielkiej wody, i tak silny, aby napór wody wytrzymał. Przy zapuszczonej zasuwie musi nastąpić szczelne przytknięcie zasuwę do dolnej krawędzi fartucha.

Za zasuwami leży chodnik dla obsługi zasuw, za nim krata rzadka, w odstępach prętów $0,2$ — $0,3\text{ m}$. Pręty z dwuteowników, lub jako rurki puste, około 50 mm średnicy, nachylone do pionu $4 : 1$ i oparte o kozły żelazne.

T a b l i c a 4.

	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Rok	Pow. zlewni km^2	Okres	Stacja
<i>mm</i> opadu . .	37,00	40,00	8,00	52,00	70,50	73,00	71,00	66,50	99,00	89,50	43,50	59,50	714,00		1904 do 1905	1. Wisłoka pod Skurową 206 m n. p. m.
<i>mm</i> odpływu .	17,00	31,00	59,00	28,00	14,00	10,00	5,50	2,50	10,50	14,50	19,50	17,50	230,00	2204,90		
Stosunek . . .	0,46	0,78	7,37	0,54	0,20	0,14	0,12	0,03	0,11	0,15	0,45	0,30	0,32			
<i>mm</i> opadu . .	40,80	32,50	41,00	38,80	57,50	102,80	97,00	79,20	95,50	48,50	49,50	60,50	785,50		1904 do 1907	2. Wisłoka pod Gawłuszowicami 155 m n. p. m.
<i>mm</i> odpływu .	22,20	22,10	64,20	48,30	12,20	22,60	19,90	5,10	16,30	8,30	10,00	14,00	285,10	4090,30		
Stosunek . . .	0,54	0,68	1,56	1,25	0,21	0,22	0,21	0,07	0,17	0,17	0,20	0,23	0,36			
<i>mm</i> opadu . .	48,70	46,70	64,70	70,70	67,30	124,30	146,00	103,30	81,30	18,30	38,00	64,00	916,70		1905	3. San Jarosław 177 m n. p. m.
<i>mm</i> odpływu .	37,70	23,20	80,49	84,90	47,70	46,30	56,10	36,40	27,80	10,60	14,00	25,60	494,00	6995,90		
Stosunek . . .	0,77	0,49	1,24	1,20	0,72	0,37	0,39	0,34	0,34	0,57	0,37	0,40	0,54			
<i>mm</i> opadu . .	108,50	83,50	139,50	86,30	130,50	181,00	235,90	157,20	137,40	30,50	83,80	104,30	1548,10		1906 do 1908	4. Wisła Szture
<i>mm</i> odpływu .	51,50	23,40	97,50	268,80	207,60	119,60	183,70	55,40	82,40	33,50	19,90	45,00	1188,70	54,45		
Stosunek . . .	0,47	0,28	0,70	3,10	1,59	0,66	0,77	0,35	0,60	1,10	0,24	0,43	0,77			
<i>mm</i> opadu . .	98,30	74,50	133,30	80,00	121,60	178,60	204,60	147,70	172,50	28,10	80,20	95,00	1472,30		1906 do 1908	5. Wisła Obłaziec
<i>mm</i> odpływu .	46,40	29,50	76,00	195,80	149,30	102,80	154,00	65,80	87,30	32,70	24,80	41,30	1008,50	108,70		
Stosunek . . .	0,47	0,40	0,57	0,24	1,23	0,58	0,52	0,45	0,51	1,16	0,31	0,44	0,74			
<i>mm</i> opadu . .	50,10	62,50	42,50	70,80	131,40	95,40	143,80	97,60	98,40	42,50	62,30	52,30	948,00		1908 do 1912	6. Wisła Smolice 217 m n. p. m.
<i>mm</i> odpływu .	32,20	45,90	51,00	55,40	71,00	32,80	51,90	33,80	36,50	25,90	32,50	35,30	510,00	6714,00		
Stosunek . . .	0,64	0,74	1,20	0,77	0,54	0,33	0,36	0,35	0,39	0,61	0,62	0,67	0,54			
<i>mm</i> opadu . .	46,70	51,00	47,30	61,70	117,70	106,00	137,50	104,30	89,50	37,80	59,70	53,00	912,10		1905 do 1911	7. Wisła pod Krakowem 199 m n. p. m.
<i>mm</i> odpływu .	33,70	39,50	55,00	45,00	51,50	36,80	47,70	33,50	33,50	23,10	23,00	28,10	447,10	7919,70		
Stosunek . . .	0,72	0,78	1,16	0,74	0,44	0,35	0,35	0,32	0,37	0,61	0,39	0,53	0,49			
<i>mm</i> opadu . .	48,00	39,80	69,00	55,80	94,00	118,50	157,50	113,30	79,20	39,50	43,20	53,00	901,00		1905 do 1908	8. Wisła pod Sierostanicami 181 m n. p. m.
<i>mm</i> odpływu .	36,70	34,60	59,30	49,60	38,80	41,10	48,60	39,80	33,00	30,70	16,70	24,30	439,10	9110,50		
Stosunek . . .	0,72	0,87	0,85	0,89	0,41	0,35	0,32	0,27	0,42	0,70	0,39	0,45	0,49			
<i>mm</i> opadu . .	15,50	22,10	13,50	28,00	70,40	66,70	49,50	111,00	108,80	78,80	33,90	27,60	635,00		1904	9. Dniestr Zaleszczyki 301 m n. p. m.
<i>mm</i> odpływu .	10,90	17,30	11,30	12,70	13,20	8,30	8,80	8,70	35,60	23,70	18,50	11,70	181,00	24600,80		
Stosunek . . .	0,95	0,78	0,84	0,46	0,19	0,12	0,18	0,08	0,33	0,30	0,55	0,42	0,29			
<i>mm</i> opadu . .	317,00	16,00	63,70	41,60	99,00	171,80	119,40	101,50	94,20	18,90	69,50	77,30	906,00		1906	10. Dniestr Zaleszczyki 301 m n. p. m.
<i>mm</i> odpływu .	226,00	14,00	65,20	29,80	26,00	84,50	37,60	19,50	25,70	14,50	17,00	22,00	378,00	24600,80		
Stosunek . . .	0,71	0,88	1,02	0,72	0,26	0,49	0,15	0,79	0,27	0,77	0,24	0,28	0,24			
<i>mm</i> opadu . .	35,70	32,10	37,70	56,50	78,70	116,40	113,10	84,60	65,00	62,20	45,30	35,60	771,00		1896—1910	11. Dniestr Zaleszczyki 301 m n. p. m.
<i>mm</i> odpływu .	18,00	18,00	35,20	40,50	31,90	28,90	31,00	18,30	15,20	17,70	14,40	16,60	286,00	24600,80		
Stosunek . . .	0,50	0,56	0,43	0,72	0,41	24,80	0,26	0,22	0,23	0,28	0,32	0,47	0,37			

Uwaga: Dla stacji 1 do 8 oraz 11, zależność sumy rocznego odpływu od sumy opadu przedstawia się wzorem:

$$H_{\text{odpł.}} = 1,146 \cdot \text{opad.} - 689 \text{ mm.}$$

Np.: dla opadu 1000 mm, odpływ równy 557 mm.

Przy wielkich głębokościach niezbędne czyszczenie mechaniczne kraty zapo-
mocą maszyn, poruszanych elektrycznie, a działających rodzajem grabi żela-
nych. Maszyna posuwa się po torze wzdłuż kraty. Na kratach prędkość między
szczeblami około $0,6 \text{ m/sec}$. Pod-
pierająca konstrukcja obliczona na
parcie wody na wypadek zatkania
się kraty zupełnego lub częściowego.

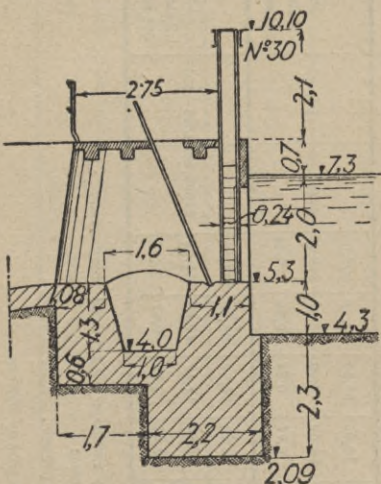


Fig. 34.

Za kratą niekiedy osadnik. Dla
dobrego osadzania, prędkość około
 $0,2 \text{ m/sec}$. Osadnik tem dłuższy, im
większa głębokość wody. Punkty
najniższe na początku osadnika,
zgodnie z doświadczeniami na osa-
dnikach cieczy kanałowej, lub prze-
ciwnie na końcu osadnika. W pierw-
szym wypadku daje się czasem głą-
bokie koryto zaraz za zasuwami, za
niem próg, na którym spoczywają
kraty, a w progu otwory dla spłuki-
wania osadów z poza progu. Spad
osadnika skierowany ku korytu.
Płukanie koryta kanałem obiega-
jącym przyczółek, i uchodzącym w
dolny poziom wody. Jeśli za służą
wpustową kanał odrazu skręca w
linję równoległą do biegu rzeki,
osadnik idzie równoległe do koryta
rzeki, jego ściana działowa pomiędzy

kanałem a rzeką obcięta jest do poziomu normalnego piętrzenia, aby nadmiar
wody się mógł przelewać do rzeki (fig. 35).

Jeśli najniższy punkt osadnika na jego końcu, dajemy tam nowy próg, na
nim często nową służę, regulującą dopływ; próg zatoczony półkołem dotyka
służę, która płucze osadnik (fig. 36).

Kanał roboczy zwykle krótki, lecz liczony na wielkie ilości wody.
Prędkość tem większa, im większy kanał; średnia prędkość około $1,0 \text{ m/sec}$,

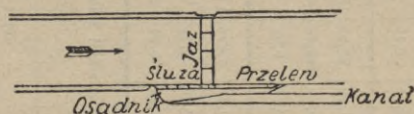


Fig. 35.

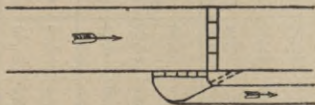


Fig. 36.

granice od $0,6 \text{ m/sec}$. do $1,5 \text{ m/sec}$. Głębokości znaczne, do $6,0 \text{ m}$. Prze-
krój możliwie najkorzystniejszy hydraulicznie. Kanał zawsze otwarty, ziemny,
skarpy i dno najczęściej umocnione. Duże i długie nawet kanały (Oltens-
Gösgen $350 \text{ m}^3/\text{sek}$), mogą leżeć na dłuższej przestrzeni w nasypie. Wów-
czas dno uszczelnione wkładką ilową. Korona grobel wzniesiona conajmniej
na $1,0 \text{ m}$ nad poziom wody, szerokość korony $2-4 \text{ m}$. Obliczenie najkorzyst-
niejszych prędkości por. dział „Kanały i przewody“ str. 525.

Kanał jest zamknięty zakładem, który się składa z komory turbinowej
i budynku generatorów, oraz transformatorów. Komór turbinowych tyle, ile
jednostek maszynowych. U wlotu do komór, krata gęsta, o wolnym odstepie
szczebli około 22 mm , szczeblach z płaskowników, niekiedy zaokrąglo-
nego u wlotu, o wymiarach około $60 \times 5 \text{ mm}$. Szczeble łączone dla sztywności
rurkami, pomiędzy nimi pierścienie ustalające odstep wolny. Za kratą zasuw.
Jeśli otwór komory turbinowej ma rozpiętość zbyt wielką, dzielimy go

zapomocą filarków na mniejsze otwory (fig. 38). W dużych zakładach krata wysunięta przed filary, tak, iż woda przechodzi całą kratą do dowolnej komory turbinowej.

Obok komór turbinowych dodany nadliczbowy otwór, zamknięty zwykłą zasuwą, klapą automatyczną, lub lewarem. Działa on jako przelew i spust. Przed komorami turbinowymi próg, na którym opierają się kraty. Próg i kraty zbiegają ukośnie ku przelewowi.

Kształt komór odpowiada systemowi turbin, który może być dwójaki: 1. turbina o osi poziomej, często złożona z kilku kół na wspólnym wale (fig. 40); 2. jedna turbina, o pionowej osi ze spiralnym wlotem (fig. 38 i 39). Te ostatnie zajmują mniej miejsca, dają budynek węższy, a współczynnik ogólnej sprawności dla nich jest około 2%, korzystniejszy niż dla turbin o osi poziomej. W najnowszych konstrukcjach tych pojedynczych turbin,

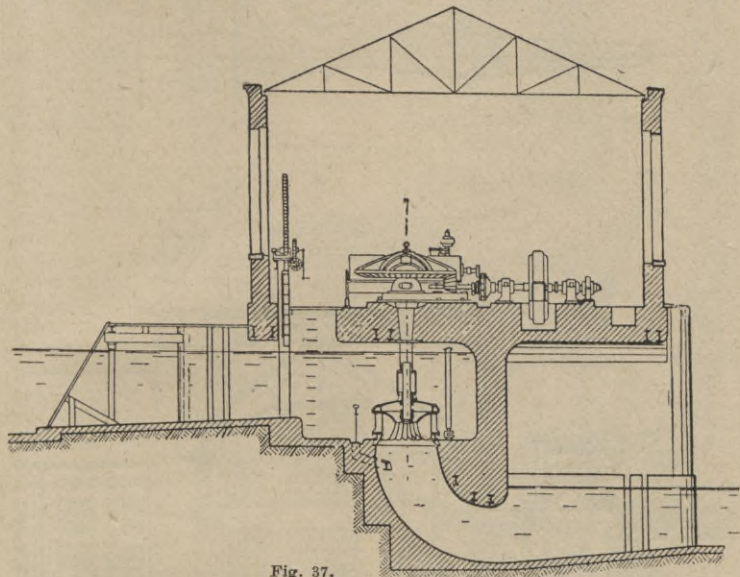


Fig. 37.

osiągnięto, nawet przy małych spadach, dostateczne liczby obrotów, umożliwiające osadzenie generatora wprost na wale turbiny.

Budynek: Przy turbinach poziomych: komory turbinowe przed budynkiem (fig. 40). Wał turbiny przebiega długą ścianą budynku, na wale bezpośrednio osadzamy generator za pomocą sprzęgła elastycznego. Przy turbinach pionowych: komora turbinowa pod budynkiem, na wale również wprost osadzony generator (fig. 39 i 41) lub, gdy liczba obrotów za mała, przeniesienie kołami stożkowymi na wał generatora (fig. 42). Dla wzbudzenia generatorów, w dużych zakładach osobne małe turbiny i generatory, w mniejszych najczęściej dynamo, nasadzona na przedłużony wał generatora.

Liczba jednostek tak dobrana, aby przy najmniejszym spodziewanym obciążeniu lub najmniejszej ilości wody roboczej, jedna jednostka pracowała jeszcze z korzystnym obciążeniem. Przy bardzo dużej mocy zakładu, podział warunkowany jest granicą wielkości jednostek. Jednostki duże są tańsze od małych, tak w kosztach zakładowych, jak i w ruchu. Wszystkie jednostki przyjmuje się tego samego typu i tej samej wielkości, dla łatwiejszej konserwacji i mniejszych kosztów ich budowy. Jeśli zakład zaopatruje pewną

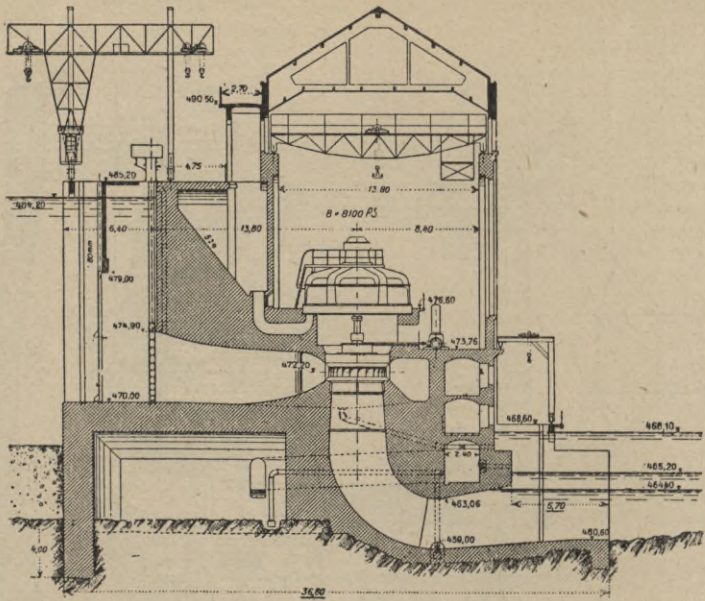


Fig. 41.

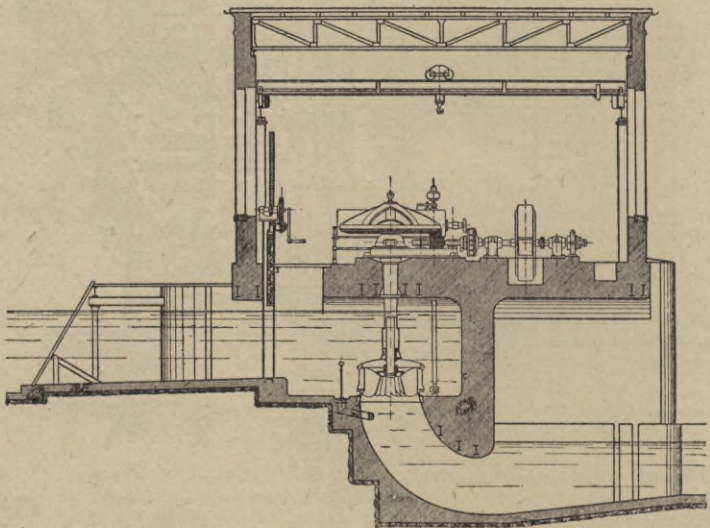


Fig. 42.

ścianie stoją generatory, po przeciwległej tablica rozdzielcza, lub tablica w osobnej ubikacji za ścianą czołową.

Transformatory ustawia się, o ile miejsce wystarcza, w rozszerzonym budynku, poza tablicą rozdzielczą. Jeśli tam niema miejsca, umieszcza się je w przedłużeniu budynku maszynowego, przy czem budynek transformatorowy może być piętrowy. Mały warsztat mechaniczny i mieszkanie elektro-mechaników, oraz kancelarję umieszcza się również w piętrze przedłużeniu budynku maszynowego.

Odływ wody z pod turbin następuje rurami ssącymi, żelaznymi, stożkowo się rozszerzającymi, do kanału odpływowego. Najczęściej zamiast rur żelaznych kanał betonowy, odpowiednio zakrzywiony, i uchodzący pod poziom najniższego stanu wody na odpływie. Kanał stopniowo się rozszerza, prędkość wody w nim maleje. Zły kształt kanału obniża znacznie pracę turbin z powodu powstania wirów. Ściany stożka nie mogą się odchylać od pionu więcej jak o 8° tam, gdzie kanał ssący działa pod ciśnieniem mniejszem od atmosferycznego, a więcej niż 12° tam, gdzie ciśnienie wewnętrzne jest równe lub większe od atmosferycznego.

Rury ssące uchodzą w kanały biegnące pod budynkiem. Kanały są rozdzielone filarami, na których spoczywa posadzka budynku wraz z generatorami, względnie i turbinami. Na końcach filarów wneki zapasowe na ścianę zakładową. Jeśli zakład nie stoi wprost nad rzeką, kanały uchodzą we wspólny kanał odpływowy. W przeciwieństwie do kanału roboczego, spad na kanale odpływowym jest duży, około 1‰ , a prędkości są odpowiednio większe, zaś głębokość zastosowana do głębokości rzeki, do której kanał uchodzi. Kanał odpływowy powinien być możliwie krótki.

Jeśli zakład stoi wprost na piętrzeniu jazu lub zapory, to posiada zatrzymaną służę wpustową, z fartuchem, kratą rzadką, lecz bez osadnika, za nią zasuwy i kratę gęstą. Jeśli zakład jest budowany na piętrzeniu zbiornika, wystarczy jedna tylko kratka i zasuwy (fig. 41).

W Ameryce zaczęto stosować odmienny system kanałów odpływowych, zwany „hydracone“, zwłaszcza przy dużych jednostkach (Niagara: 35.000

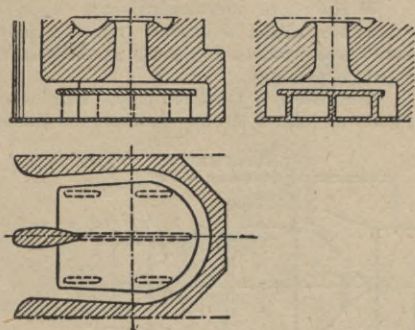


Fig. 43.

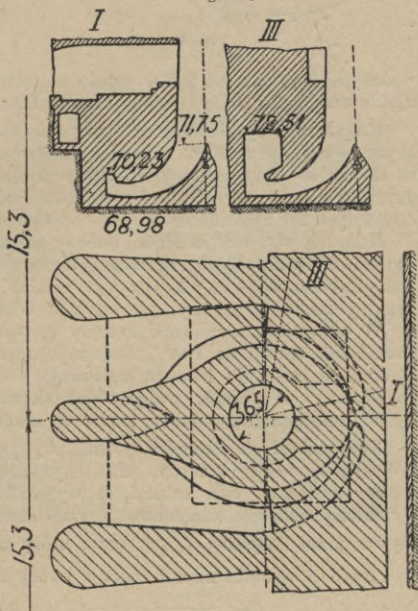


Fig. 44.

i 70.000 HP). Urządzenie to zapewnia odpływ wody bez uderzeń i wirów, prędkość (Niagara) maleje stopniowo z 9 m/sek. na 1,5 m/sek. Por. fig. 43: system White, turbina Allis-Chalmers, oraz fig. 44: system Moody, turbina Morris.

W rurociągu doprowadzającym wodę do tak dużych jednostek zastosowano zamknięcia Johnsona (fig. 45), poruszane hydraulicznie, ciśnieniem samej wody roboczej. Kształt zamknięcia taki, iż opór w ruchu wody można zupełnie pominąć.

2. Spady wysokie. Ujęcie różni się od poprzedniego tylko osadnikiem. Ponieważ nawet drobny namul, zawieszony w wodzie, na dużym spadzie niszczy łopatki turbiny, osadniki są często bardzo skomplikowane dla strącenia możliwie całości mułu. Zasada ich budowy polega na tem, aby jednym przelewem lub szeregiem przelewów, wprowadzać do kanału roboczego tylko górną, zupełnie oczyszczoną, warstwę wody. Pozostawia się równocześnie możliwość wprowadzenia wody wprost z rzeki w ziemie, gdy

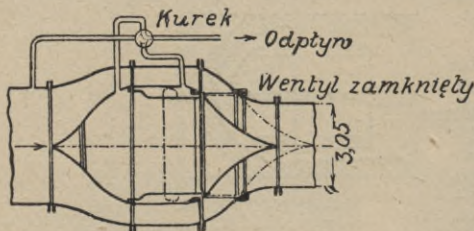


Fig. 45.

woda jest czysta, albo też w czasie naprawy lub czyszczenia osadnika. Specjalne urządzenia w Ackersand (Houille Blanche 1921, metoda Dufour; fig. 46).

Kanał roboczy, liczony na małe stosunkowo objętości, jest niemal zawsze kryty, wkopany w stok, a bardzo często wykonany jako sztolnia, o ile przez to skraca się długość trasy. Pozatem sztolnia wszędzie tam, gdzie kanał znajduje się zawsze lub czasowo pod ciśnieniem, np. przy ujęciu wód z jezior sztucznych lub zbiorników. (Ujęcie odpowiednio głęboko pod poziomem wody.)

Kanał kryty, czy sztolnia, kończy się zawsze komorą przejściową, której zadaniem jest znieść uderzenia przy zmianach w obciążeniu turbin, oraz która jest punktem wyjścia dla rur pod ciśnieniem. W komorze osadnik, spust, krata gęsta, oraz zasuwki, zamykające wlot do rur.

W obliczeniu wymiarów komory przypuszcza się dwa wypadki: 1. przy obciążeniu turbin do 100% następuje raptowne zatrzymanie całego ruchu, 2. obciążenie turbin wzrasta raptownie o 50%. Wzory poniższe stosują się do komory w postaci walca o jednakowej średnicy, wypełnionej sztolnią, i bez uwzględnienia oporów tarcia w sztolni.

Nazywając: L długość sztolni, F_1 jej pole przekroju, F_2 pole przekroju poziomego komory, H_0 wysokość normalnego poziomu wody w komorze nad osią sztolni, h wysokość zmienną nad tym poziomem, wywołaną wskutek uderzenia, T czas zamknięcia turbin, Q_0 objętość przepływu przez sztolnię, t_{\max} czas, który upływa od początku zamknięcia do chwili powstania $\max h$, mamy wzory następujące:

$$\begin{array}{l}
 \text{I. dla } T < \pi \sqrt{\frac{L F_2 + H_0 F_1}{g F_1}} \\
 h_{\max} = \frac{Q_0}{\sqrt{F_1 F_2}} \sqrt{\frac{L}{g}} \\
 t_{\max} = \frac{1}{2} \left(\pi \sqrt{\frac{F_1 F_2 + H_0 F_1}{g F_1}} + T \right)
 \end{array}
 \quad \left| \quad
 \begin{array}{l}
 \text{II. dla } T > \pi \sqrt{\frac{L F_2 + H_0 F_1}{g F_1}} \\
 h_{\max} = 2 \frac{Q_0 L}{g T F_1} \\
 t_{\max} = \pi \sqrt{\frac{L F_2 + H_0 F_1}{g F_1}}
 \end{array}$$

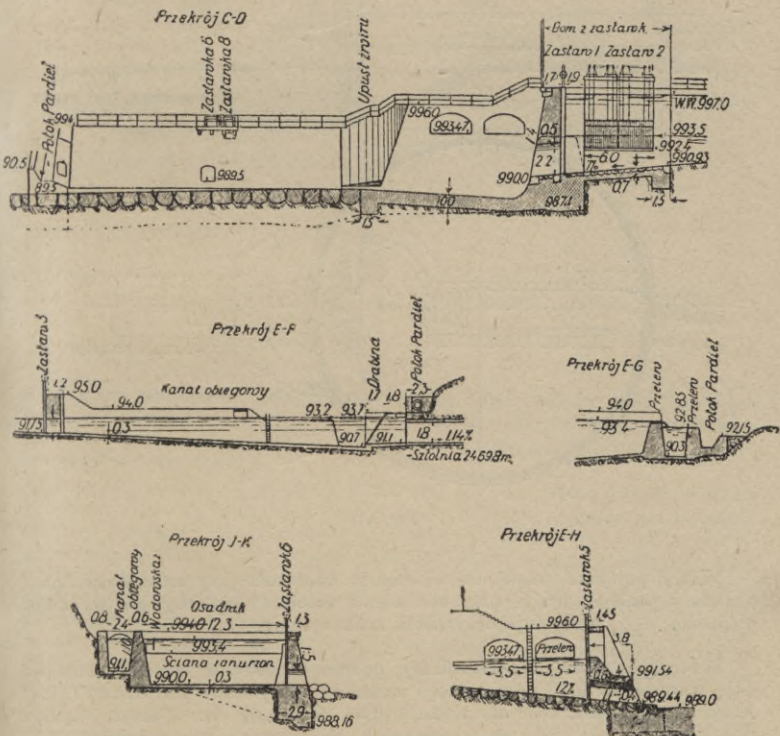
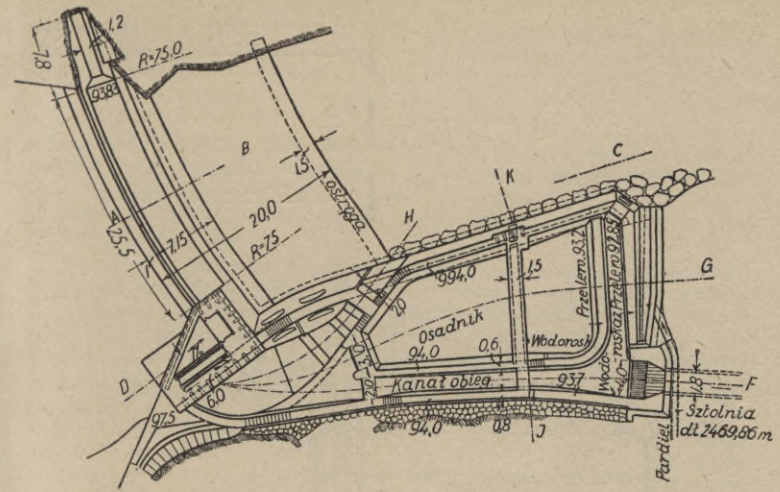


Fig. 46.

$$\text{III. dla } T = \pi \sqrt{\frac{L F_2 + H_0 F_1}{g F_1}}$$

$$h_{\max} = \frac{2}{\pi} \frac{Q_0}{\sqrt{F_1 F_2}} \sqrt{\frac{L}{g}}$$

$$t_{\max} = \pi \sqrt{\frac{L F_2 + H_0 F_1}{g F_1}}$$

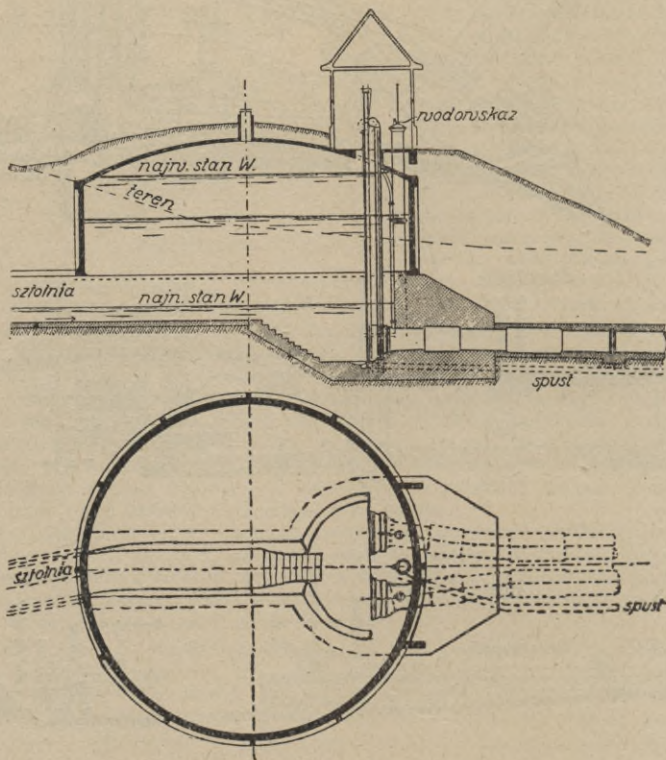


Fig. 47.

Wzory powyższe służą do obliczenia uderzenia przy zamknięciu, oraz obniżenia poziomu wody, przy otwieraniu turbin. Dla drugiego wypadku obliczone h_{\max} otrzymuje oczywiście znak ujemny.

Wzory powyższe nie uwzględniają oporów tarcia, tak, iż przy uderzeniu dają wartości za duże, przy depresji za małe. Wzory ściśle por. Robert Dubs: Allgemeine Theorie über die veränderliche Bewegung des Wassers, Stollen und Wasserschloss. Jeśli na wysokości h_2 zwiększa się pole przekroju z F_2 na F_3 itd., oblicza się etapami, znajdując czas, w którym poziom wody

w słabo nachylonej części rurociągu, urywa się, i powoduje następnie silne uderzenia, szkodliwe tak dla ciągu jak i dla turbin.

Liczba rurociągów zależy od wielkości zakładu. Przy jednej rurze nie ma żadnej rezerwy. Jeśli są dwie, łączy się je ze sobą kolanem przy budynku turbinowym

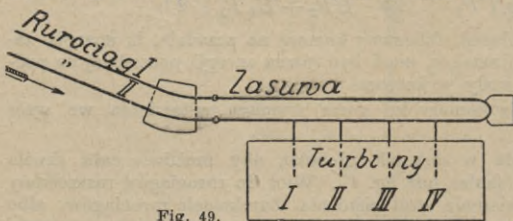


Fig. 49.

(fig. 49). W dużych zakładach jeden rurociąg obsługuje 2—3 turbin; przy jednostkach bardzo wielkich każda turbina ma osobny własny rurociąg. W tym wypadku uzyskuje się największą pewność instalacji, lecz powstają duże koszty zakładowe. Natomiast istnieje wówczas

możliwość stopniowego rozwijania instalacji, w miarę wzrostu zapotrzebowania siły przez dodanie nowych ciągów i jednostek maszynowych (fig. 50). Przy spadach bardzo dużych i małych ilościach wody, u góry rurociąg pojedynczy, który następnie ku dołowi rozdziela się na dwa, lub

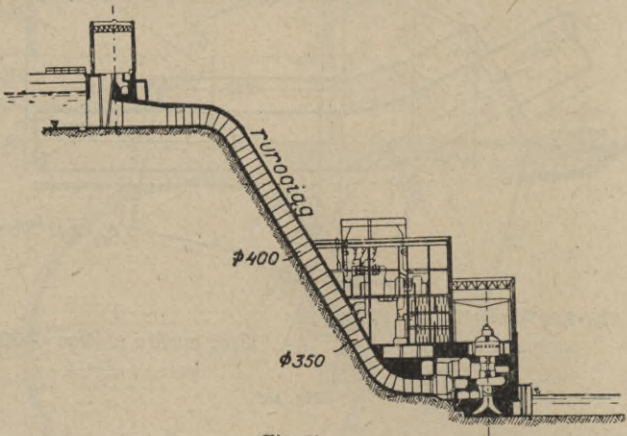


Fig. 50.

nawet stopniowo na cztery ciągi, węższe ze względu na bezpieczeństwo ruchu, o mniejszej grubości ścianki, przy mniejszej średnicy.

Długi rurociąg ma u góry większą średnicę; ku dołowi średnica się zmniejsza, odpowiednio do min. kosztów całości. Gdy długość niewielka, średnica jest jednolita. Średnica najkorzystniejsza ta, dla której wartość rocznie straconej siły równa 0,4 rocznych kosztów oprocentowania i amortyzacji rurociągu. Nazywając: D średnicą rurociągu, w m , t grubość ścianki w m , n dodatek na nitowanie i nakładki (ok. 10%), w ciężar gatunkowy materiału (7800 kg) w kg/m^3 , a koszt 1 kg , b roczną wartość 1 HP straconej siły, r koszt roczny utrzymania, oprocentowania i amortyzacji kapitału, E dzielnosc turbin i generatorów razem wzięta, Q objętość wody w m^3 , z liczbę godzin w ciągu doby odpowiadających przepływowi Q , mamy średnicę najkorzystniejszą:

$$D = 0,062006 \left\{ \frac{E \cdot b (Q_1^{1/4} Z_0 + Q_2^{1/4} Z_2 + \dots)}{a \cdot r \cdot t \cdot (n + 1)} \right\}^{4/23}$$

Np. dla: $n = 0,10$; $a = 0,60$; $b = 125$; $r = 0,10$; $E = 0,75$; $Q_1 = 15 m^3$
 dla $Z_1 = 4 g$; $Q_2 = 10 m/sek.$, dla $Z_2 = 4 g$; $Q_3 = 8,5 m_3$ dla $Z_3 = 6 g$;
 $Q_4 = 6,5 m^3$ dla $Z_4 = 6 g$; $Q_5 = 2,5 m^3$ dla $Z_5 = 4 g$. Przyjmując $t = 6,5 mm$
 otrzymamy: $D = 0,062 \left\{ \frac{0,75 \cdot 125 \cdot 12,349 \cdot 0,054}{0,6 \cdot 0,1 \cdot 0,0065 \cdot 1,1} \right\}^{2/23} = 2,7078 m$.

Dla innych grubości średnicy zmieniają się w stosunku do $\left(\frac{1}{t}\right)^{2/23}$. Ponie-

waż każdej grubości ścianki odpowiada pewne ciśnienie dopuszczalne, w danych warunkach, dla każdego punktu rurociągu, i odpowiedniego ciśnienia, obliczona średnica jest najkorzystniejsza. Gdyby rurociąg leżał w jednolitym spadzie, można by zamiast zmiennych średnic obliczyć jednostajną, która da tę samą stratę ciśnienia, lecz przy której ciężar będzie większy od rurociągu o zmiennych średnicach. Tablica 5 podaje dla grubości ścianki od 6,5 mm do 32 mm: stosunek $\left(\frac{t_1}{t_2}\right)^{2/23}$, oraz stosunek średnicy jednolitej do zmiennej. Obliczenie wzorem:

$$\frac{D \text{ jedn.}}{D \text{ zmien.}} = \left\{ \frac{46 (t_2^{27/23} - t_1^{27/23})}{27 (t_2^2 - t_1^2)} \right\}^{2/19} t^{2/23}$$

Tablica 5.

Grubość ścianki rurociągu w n^{t^4} mm	Stosunek $\left(\frac{t_1}{t_2}\right)^{4/23}$ dla $t_1 = 6,5 mm$	Stosunek $\frac{D \text{ jedn.}}{D \text{ zm.}}$ dla $t_1 = 6,5 mm$	Przykład	
			Średnica obliczona zmienna	Ciśnienie dopuszczalne słupa wody w m, dla $T = 900 kg/cm^2$
6,5	1,000	1,000	2,708 m	43,3 m
7,0	0,986	0,994	2,670 m	47,3 m
7,5	0,974	0,988	2,635 m	51,2 m
8,0	0,964	0,982	2,609 m	55,3 m
9,0	0,944	0,970	2,555 m	63,6 m
10,0	0,927	0,961	2,510 m	71,9 m
12,0	0,898	0,942	2,431 m	89,1 m
14,0	0,872	0,925	2,359 m	106,9 m
16,0	0,854	0,910	2,311 m	124,6 m
18,0	0,837	0,896	2,266 m	142,9 m
20,0	0,822	0,883	2,224 m	161,8 m
22,0	0,808	0,871	2,187 m	181,0 m
24,0	0,796	0,861	2,154 m	201,0 m
26,0	0,785	0,852	2,123 m	220,0 m
28,0	0,775	0,843	2,098 m	240,5 m
30,0	0,766	0,834	2,072 m	260,5 m
32,0	0,757	0,826	2,048 m	281,5 m

Przykład: Dla danych poprzednich, średnica najkorzystniejsza wynosi 2,708 m. Rurociąg tej średnicy wytrzyma wewnętrzne ciśnienie słupa wody 43,3 m. Przy grubości ścianki 32 mm, średnica zmniejsza się do $2,708 \cdot 0,757 = 2,048 m$, przyczem wytrzymałość rurociągu wzrasta do 281,5 m słupa wody. Gdyby spad rurociągu był jednostajny i ciśnienia wzrastały jednostajnie od 43,3 m do 281,5 m, można by stosować zamiast rurociągu o średnicy u góry 2,708 m, u dołu 2,048 m, rurociąg o średnicy: $0,826 \cdot 2,708 m = 2,236 m$ na całej długości, przyczem strata spadu na ciągu o jednej tylko średnicy 2,236 m, będzie równa stracie spadu na całym ciągu o średnicach zmiennych.

Przy zmianie średnicy, grubość ścianek wymaga poprawy, i musi być teoretycznie zmniejszona u góry do 5,36 mm (zamiast 6,5 mm), natomiast u dołu zwiększona do 34,9 mm (zamiast 32,0). Ogółem rurociąg o stałej średnicy w danych warunkach będzie o około 4,6% cięższy od rurociągu o zmiennej średnicy. Średnia prędkość w tak obliczonym rurociągu o stałej średnicy wypada: 2,13 m/sek., najwyższa dla zmiennej średnicy: 3,83 m/sek.

W praktyce, długi rurociąg o zmiennych średnicach należy podzielić na kilka odcinków, obliczając dla nich średnice stałe.

Przed wlotami do turbin, odgałęzienia rurociągu zamyka się zasuwa ręczną, w Ameryce zamknięciem Johnsona. Łopatkę turbin zamykane są automatem, który tak reguluje dopływ wody, aby liczba obrotów turbiny, przy 100% obciążeniu nie przekroczyła 10% normalnej, a przy raptownym obciążeniu o 50% nie spadła poniżej 4%. Jest to niezbędne ze względu na utrzymanie stałego napięcia na generatorach. Wskutek dokładnej regulacji dopływu wody powstają w rurociągu uderzenia, które wymagają odpowiedniego wzmocnienia ścianek, lub zastosowania pewnych środków zapobiegawczych.

Jeśli spad na zakładzie jest nieduży, 20—30 m, można przed samym wlotem do turbin wstawić w rurociąg wieżę ciśnieniową, działającą podobnie jak komora przejściowa. Amerykanie często dają wieżę stożkową, lub zakończoną zbiornikiem (Surgtank). Gdy rurociąg długi, można postawić wieżę lub zbiornik w punkcie, gdzie wysokość na to pozwala, i w ten sposób odciążać dolną część rurociągu. (Por. zakład na Drac Romanche koło Grenoble.)

Przy dużych spadach automat zamyka turbinę wolno, równocześnie włączając opór wodny w obwód prądu generatora. Czas zamykania jest tak obliczony, aby ciśnienie na końcu rurociągu nie przekroczyło pewnej ustalonej granicy. Równocześnie z przemykaniem dopływu, opór wodny wyłącza się stopniowo. Inny mechaniczny system da się zastosować tylko przy turbinach Peltona, a polega na tem, iż prąd wody z dyszy, przez czas zamykania turbiny, skierowuje się na płytę stalową (fig. 51).

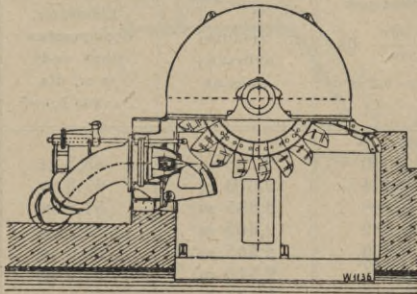


Fig. 51.

Wzory Allievi'ego dla obliczenia wielkości uderzenia w rurociągu podane są poniżej: Średnica rurociągu D , prędkość normalna c_0 , ciśnienie normalne na końcu ruro-

ciągu y_0 , długość rurociągu L , ciśnienie zmienne ponad normalne y . Prędkość przenoszenia się reakcji, w ciągu żelaznym: a 1000 m/sek. Czas zamykania rurociągu T . Czas, po którym objawia się max. uderzenia: t_{max} .

Pierwsza faza uderzenia: $y^2 - 2y \left(H + \frac{a^2 \psi^2(t)}{g} \right) + H^2 = 0 \dots 1$

$$\text{przyczem: } H = y_0 + \frac{a c_0}{g}; \quad t = \frac{2L}{a}; \quad \psi(t) = \left(1 - \frac{t}{T}\right) \psi(0);$$

$$\psi_0 = \frac{c_0}{u_0}; \quad u_0 = \sqrt{2g y_0}$$

Następne fazy: $Z^2 - Z(2 + n^2) + 1 = 0 \dots 2$

$$\text{przyczem: } \frac{y}{y_0} = Z; \quad \frac{L c_0}{g T y_0} = n.$$

Zastosowalność tych wzorów przy uderzeniu, w następujących granicach:

I. dla $a c_0 < 2 g y_0$ lub $\frac{\Sigma(a c_0)}{n} < 2 g y_0$ będzie $t = \frac{2 L}{a}$, odpowiedni wzór 1.

II. dla $2 g y_0 < a c_0 < 3 g y_0$, wzór 1. lub 2.

III. dla $a c_0 > 3 g y_0$, odpowiedni wzór 2.

Z wzoru 2. obliczyć można czas zamknięcia taki, aby stosunek ciśnień $\frac{y}{y_0} = Z$ nie przekroczył żądanej granicy.

Wrazie otwarcia turbin, równanie 1. otrzymuje kształt:

$$a \psi(t) = (y_0 - y) \sqrt{\frac{g}{2y}} \dots \dots \dots 1 a$$

$$\psi(t) = \frac{c_1}{\sqrt{2 g y_0}} \cdot \frac{t}{T}$$

Równanie 2. pozostaje niezmienione, lecz będzie w niem miarodajny ujemny pierwiastek. Największa obniżka ciśnienia objawi się po czasie $t = \frac{2 L}{a}$.

Nazywając c_1 prędkość w rurociągu, odpowiadającą otwartej turbinie, a s stosunek $s = \frac{y \text{ min.}}{y_0}$, otrzymamy po ustawieniu:

$$\frac{2 L c_1}{g T} = \frac{y_0 (1-s)}{\sqrt{s}} \dots \dots \dots 1 b$$

stad, dla założonego stosunku s możemy obliczyć potrzebny czas otwarcia:

$$T = \frac{L c_1}{g y_0} \cdot \frac{2 \sqrt{s}}{(1-s)}$$

Np. $L = 5000 \text{ m}$, $y_0 = 50 \text{ m}$, $a = 1000 \text{ m/sek.}$, $c_1 = 1,565 \text{ m/sek.}$, $\frac{2 L}{a} = 10 \text{ sek.}$ Założywszy, że ciśnienie nie może spaść poniżej 50%, czyli że $\frac{y \text{ min.}}{y_0} = s = 0,50$, otrzymamy potrzebny czas zamknięcia:

$$T = \frac{5000 \cdot 1,565}{9,81 \cdot 50} \sqrt{\frac{4 \cdot 0,5}{(1-0,5)^2}} = 45''$$

Dla $t < \frac{2 L}{a}$, obliczamy ciśnienie wzorem 1 a); dla $t > \frac{2 L}{a}$ tj. $t > 10 \text{ sek.}$

wzorem 2. Gdyby czas otwarcia T był mniejszy lub równy $\frac{2 L}{a} = 10''$,

otrzymalibyśmy: $\psi(T) = \frac{c_1}{u_0} = \frac{1,565}{\sqrt{2 g y_0}} = 0,05$

$$\psi(t) = 0,05 \frac{t}{T} = 0,05$$

$$50 = (50 - y) \sqrt{\frac{9,81}{2y}} \text{ stad } y = 4,13 \text{ m.}$$

Ciśnienie spadłoby z 50 m na 4,13 m.

Prędkości w rurociągach, jakie wypadają z obliczenia min. kosztu są na ogół znaczne i dochodzą do 4 m/sek., wyjątkowo nawet wyżej, przy max obciążeniu. Średnica rurociągów dochodzi do 6,0 m.

Przy małych ciśnieniach do 20 m, a wyjątkowo do 40 m, w użyciu żelazobeton i drzewo, w kształcie rurociągów z reguły Peltony (fig. 51), których współczynniki dzielności są znacznie korzystniejsze. Turbiny wedle możliwości należy złączyć bezpośrednio z generatorem, co wymaga wielkiej liczby obrotów turbiny. Jeśli się tego celu nie da uzyskać turbiną pojedynczą, nasadza się na wspólny wał poziomy kilka kół o mniejszej średnicy.

Turbiny. Dla spadów do 150 m, turbiny Francis'a, do 20 m zawsze, a w dużych jednostkach do 100 m, o osi pionowej, przy wysokich spadach najczęściej o osi poziomej. Przy małych i zmiennych spadach, turbiny Kaplan'a; powyżej 150 m spadu i małych objętościach z reguły Peltony (fig. 51), których współczynniki dzielności są znacznie korzystniejsze. Turbiny wedle możliwości należy złączyć bezpośrednio z generatorem, co wymaga wielkiej liczby obrotów turbiny. Jeśli się tego celu nie da uzyskać turbiną pojedynczą, nasadza się na wspólny wał poziomy kilka kół o mniejszej średnicy.

Budynek zakładów o wysokim spadzie zupełnie podobny do budynku przy niskich spadach. Rura ssąca z reguły żelazna, nie betonowa, kanał odpływowy nie w poprzek budynku, lecz pod turbinami, wzdłuż budynku. Na końcu kanału często przelew Poncelet'a lub kanał urządony dla pomiaru przepływu, celem kontroli współczynnika dzielności turbin.

Koszta i rentowność. Koszt zakładu wodnego, licząc na jednostkę konia, wypada na 500—1200 fr. w złocie (przed wojną). Wyjątkowo korzystnie położone siły w Norwegji kosztują do 100 i mniej fr. Natomiast zakład na Rodanie w Jons kosztował 2500 fr./HP., Murgwerk 1900 mk./HP. Rentowność zakładu wodnego zawisa nie od taniej instalacji siły, lecz od zapewnionego zbytu energii.

Roczne koszty ruchu zakładu składają się z następujących pozycji:

1. Oprocentowanie kapitału.

2. Amortyzacja, około 1% całości.

3. Fundusz odnowy:

a) Budowle wodne	0,4%
b) Rurociągi pod ciśnieniem	1,0%
c) Budynki	1,0%
d) Urządzenie mechaniczne (turbiny, generatory)	5,0%
e) Grunta	0,0%
f) Różne wydatki	0,3%

4. Koszt utrzymania:

a) Budowle wodne	0,3%
b) Rurociągi	1,0%
c) Budynki	1,0%
d) Urządzenie mechaniczne	3,0%
e) Grunta	0,0%
f) Różne wydatki	0,3%

5. Służba i administracja.

6. Ubezpieczenia.

7. Podatki.

8. Nieprzewidziane i dla zaokrąglenia około 5,0% sumy kosztów poprzednich.

Dzieląc sumę wyprodukowanej pracy na zakładzie przez koszt roczny ruchu, otrzymamy koszt produkcji 1 kwg. na zakładzie. Przy obliczeniu kosztu 1 kwg. na miejscu zbytu, trzeba dodać jeszcze koszt roczny linii przeniesienia i transformatorów głównych, oraz koszt dodatkowej pracy zakładów rezerwowych. Jako podstawę obliczenia kosztu własnego trzeba przyjąć 0,9—0,8 sumy produkowanej energii na zakładzie, ze względu na straty w przeniesieniu i na transformacjach. Ta praca nie da się jednak zbyć w całości, a w każdym razie nie podług jednolitej taryfy.

Budowa jazów.

Napisał

Dr. inż. Maksymiljan Matakiewicz,

profesor politechniki, Lwów.

I. Uwagi ogólne.

Jazem nazywamy budowlę służącą do piętrzenia wody w celach wyzyskania siły wodnej, żeglugi (kanalizacja rzek), meljoracyjnych (nawodnienia), zaopatrzenia we wodę (wodociągi) itp. Pod względem konstrukcji i przeznaczenia zbliżone są jazy do przegród dolin, różnią się zaś od nich tem, że podczas gdy przez koronę przegrody woda zwykle się nie przelewa, przez koronę jazu odpływa nadmiar wody płynącej przy stanach średnich i wyższych. Powtórne przegrody dolin wytwarzają zazwyczaj wielkie zbiorniki wody służącej jako zapas, jazy zaś wytwarzają zbiorniki o małych rozmiarach i nie mają na celu gromadzenia wody. Skutkiem wykonania jazu uzyskujemy podniesienie zwierciadła małej i średniej wody, oraz ułatwienie odprowadzenia wody kanałem odgałęziającym się powyżej jazu; wielkość spiętrzenia, czyli podniesienia stanu wody, powinna być przynajmniej taka, aby wytworzone głębokie miejsce powyżej jazu stanowiło dobry osadnik dla materiału ruchomego doprowadzonego przez rzekę, aby zatem do kanału dostawała się o ile możności woda czysta, bez materiału grubszego. Aby zbiornik powstały powyżej jazu nie został zasypany materiałem rzeczonym, musi się w jazie urządzić otwory zamykane stawidłami, czyli t.ż. upustы płuczące; przez otwarcie ich wytwarza się silny prąd wody spiętrzonej, t.ż. górnej ku dolnej, który unosi materiał rzeczony złożony powyżej jazu. Te upustы, które muszą mieć próg nisko założony, służą zazwyczaj także do odprowadzenia nadmiaru wody w czasie wyższych stanów i nazywają się wtedy upustami dla wielkiej wody.

Fig. 52 przedstawia schemat sytuacji jazu, który ograniczony jest obustronnymi przyczółkami (P_1 przyczółek lewy, P_2 prawy) i ewentualnie podzielony filarami na części, posiada upust i przejście dla ryb; fundament jazu otoczony jest ścianą szczelną (palisadą).

Miejsce, gdzie jaz się ma wykonać, powinno być tak dobrane, aby zapewniało stałość budowli, oraz nieszkodliwe odprowadzenie wielkiej wody, jak niemniej, aby spiętrzenie wywołane jazem nie szkodziło sąsiednim gruntom, tak skutkiem możliwości zalewu, jak i zawilgocenia. Przy wyborze miejsca zbadać również należy warunki ekonomicznego wykonania budowy.

W zasadzie buduje się jazy w miejscach zwężonych łożyska, o wysokich brzegach, przebiegających w kierunku prostym. Dno i brzegi powinny się składać z materiału zwięzłego i wytrzymałego, aby fundacja jazu nie napotykała na trudności. Profil zwarty korzystny jest z tego powodu, ponieważ jaz wypada krótszy, a zatem tańszy. Z drugiej strony jednak, im jaz jest krótszy, tem spiętrzenie wielkiej wody większe, należy zatem zapomocą obliczenia stwierdzić, czy wytworzone spiętrzenie jest dopuszczalne z uwagi na sąsiednie grunta i budowle. Przytem chodzi tu nie tylko o możliwość wylewu, ale i zawilgocenia; zazwyczaj przyjmuje się, że stan wody spiętrzonej

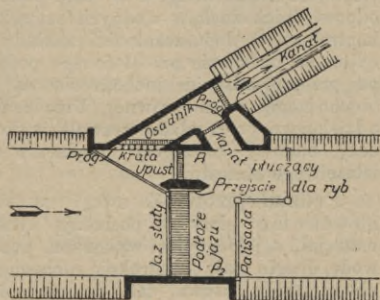


Fig. 52.

powinien leżeć poniżej powierzchni gruntów i to przynajmniej 1 m poniżej gruntów ornych, a przynajmniej 0,5 m poniżej łąk. Jeżeli obliczenie wykaże, że spiętrzenie wielkiej wody w danym profilu jest zbyt znaczne, trzeba

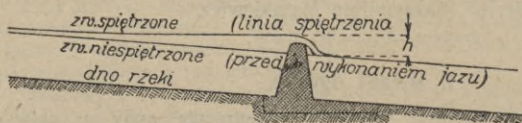


Fig. 53.

magane warunki co do dopuszczalnego spiętrzenia, względnie wysokości brzegów, odnoszą się do całej partji powyżej jazu, aż po granicę krzywej spiętrzenia.

Z powyższego wynika, że projektując jaz, trzeba nie tylko obliczyć wysokość spiętrzenia na jazu, ale także oznaczyć dalekość spiętrzenia, oraz wysokości spiętrzonego zwierciadła powyżej jazu, czyli oznaczyć krzywą spiętrzenia.

Postanowienia prawa wodnego (ustawy wodnej). Wykonanie urządzeń spiętrzających na rzekach publicznych wymaga zezwolenia władzy administracyjnej, na wodach prywatnych tylko w takim razie, o ile oddziaływanie budowli rozciąga się na cudze grunta, budowle, lub zakłady. Najwyższy stan wody, a w razie potrzeby i najniższy, mają być zapomocą odpowiednich znaków wodnych zamarkowane (znak [pal] wodny, znak [pal] kontrolny). O dopuszczalności zakładu wodnego orzeka władza administracyjna na podstawie przedłożonego podania z projektem i opisem urządzenia, po przeprowadzeniu dochodzenia na miejscu z udziałem interesowanych (dochodzenie wodno-prawne). Urządzenie ma być wykonane ściśle według udzielonego przez władzę zezwolenia (konsensu), co stwierdzi się przy kolaudacji budowy. Szczegóły urządzenia opisane mają być w księdze wodnej właściwego starostwa.

Podział jazów. Z uwagi na konstrukcję dzielimy jazy na stałe i ruchome; pierwsze posiadają konstrukcję stałą, która bez względu na materiał, z jakiego jest wykonana, pozostaje stale w łożysku i stale spiętrza wodę, drugie mają konstrukcję ruchomą, którą się w czasie wielkiej wody i pochodu lodów usuwa, tak, że nie spiętrza ona wtedy wody. Jazy stałe stosowne są zatem na potokach i rzekach górskich, o wysokich brzegach, jazy ruchome zaś na rzekach o niższych brzegach, przy których spiętrzenie wielkiej wody nie może być znaczne. Jednak wyjątkowo tylko wykonuje się jazy w całości stałe, zawsze bowiem zachodzi potrzeba wykonania w jazach

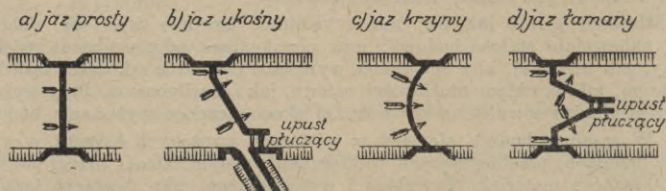


Fig. 54.

stałych upustów płuczających, ewentualnie także i upustów dla wielkiej wody, zamykanych konstrukcją ruchomą.

Dalej dzielimy jazy z uwagi na założenie w sytuacji na jazy proste czyli prostopadłe do osi łożyska, jazy ukośne, krzywe i łamane (fig. 54).

Pierwszy typ jest najczęściej stosowany, drugi, trzeci i czwarty odznaczają się tem, że mają większą długość, wytwarzają zatem przy danej objętości przepływu mniejsze spiętrzenie wielkiej wody, gdyż im większa długość jazu, tem spiętrzenie jest mniejsze. Założenie jazu według *b*) jest korzystne i z tego powodu, że w razie płukania przestrzeni powyżej jazu z niosów, przez otwarcie upustu płuczającego, wytwarza się wzdłuż jazu ukośny prąd, współdziałający przy płukaniu. Jaz krzywy zbudowany według *c*) jest korzystny z uwagi na utrzymanie brzegów; woda, przelewając się zawsze prostopadle do krawędzi przelewu nie napiera na brzegi.

Wreszcie dzielimy jazy według materiału na *a*) drewniane, *b*) kamienne (z kamienia, betonu i betonu uzbrojonego) i *c*) żelazne.

II. Obliczenie objętości przepływu, oraz wysokości i dalekości spiętrzenia.

Z uwagi na przepływ wody rozróżniamy *a*) jazy przelewowe i *b*) jazy zatopione. Pierwsze mają koronę położoną w czasie zwykłych stanów

ponad dolnym zwierciadłem wody, u drugich korona znajduje się poniżej zwierciadła małej wody. Niskie jazy, których korona nie występuje nigdy ponad stan małej wody, nazywają się progami. Ponieważ stany wody są na rzekach zmienne, zatem jaz, który

w czasie niskich stanów jest jazem przelewowym, może być w czasie stanów średnich lub wysokich jazem zatopionym. Na jazie przelewowym mamy przelew zupełny, na jazie zatopionym przelew niezupełny, czyli zatopiony. Dla tych przelewów (jazów) stosujemy następujące formuły (fig. 55 i 56):

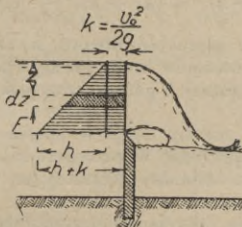


Fig. 55.

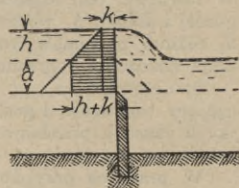


Fig. 56.

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} \left\{ (h+k)^{3/2} - k^{3/2} \right\}, \text{ dla jazu przelewowego,}$$

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} \left\{ (h+k)^{3/2} - k^{3/2} \right\} + \mu_1 b a \sqrt{2g} (h+k), \text{ dla jazu}$$

zatopionego.

W formułach tych oznacza: Q objętość przepływu w $m^3/\text{sek.}$, μ , μ_1 współczynniki praktyczne, b długość jazu (mierzoną w profilu poprzecznym rzeki), g przyspieszenie ciężkości = $9,81 m$, ($\sqrt{2g} = 4,43$), h wysokość, czyli grubość przelewu, tj. przy jazie przelewowym różnicę poziomów górnej wody i krawędzi przelewu, przy jazie zatopionym różnicę poziomów wody górnej i dolnej, k wysokość ciśnienia odpowiadająca chyżości wody powyżej jazu, czyli:

$$k = \frac{v_0^2}{2g}, \text{ przyczem } v_0 = \frac{Q}{F_0 + B \cdot h},$$

a F_0 oznacza cały profil przepływu wody powyżej jazu, zaś $B \cdot h$ przyrost powierzchni profilu z powodu spiętrzenia (B szerokość zwierciadła profilu niespiętrzonego powyżej jazu), wreszcie a wzniesienie dolnej wody ponad krawędź przelewu. W razie, jeżeli chyżość wody powyżej jazu v_0 jest bardzo mała, można przyjąć $k = 0$, a wzory upraszczają się w sposób następujący:

$$a) \text{ dla jazu przelewowego: } Q = \frac{2}{3} \mu b h \sqrt{2gh}$$

$$b) \text{ dla jazu zatopionego: } Q = \frac{2}{3} \mu b h \sqrt{2gh} + \mu_1 b a \sqrt{2gh}$$

Wzory te wyrażają związek między objętością wody i wysokością przelewu; znając jedną z tych ilości, oraz wymiary i kształt jazu (wymiary b , a , kształt z uwagi na przyjęcie μ i μ_1), można obrachować drugą.

Dla otworów (upustów) w jazach stosujemy następujące formuły:

a) dla otworu całkowicie przykrytego górną wodą, przyczem woda dolna leży poniżej otworu:

$$Q = \mu F \sqrt{2g(H+k)}, \text{ gdzie } F \text{ oznacza powierzchnię otworu, zaś } H \text{ wysokość wody górnej (spiętrzonej) ponad środkiem otworu; } k \text{ ma znaczenie poprzednie;}$$

b) dla otworu całkowicie przez górną wodę przykrytego, przyczem dolna woda leży poniżej dolnej krawędzi otworu:

$$Q = b \sqrt{2g} \left\{ \frac{2}{3} \mu \left[(h+k)^{3/2} - (h_2+k)^{3/2} \right] + \mu_1 (h_1-h_2) \sqrt{h+k} \right\}.$$

W równaniu tem oznacza b szerokość otworu, h różnicę poziomów wody górnej i dolnej, h_1 różnicę poziomów wody górnej i dolnej krawędzi otworu, h_2 różnicę poziomów wody górnej i górnej krawędzi otworu; inne wartości mają znaczenie poprzednie.

Spółczynniki μ i μ_1 nie zostały dotąd w sposób dla praktyki wystarczający oznaczone i posługujemy się wartościami dość niepewnymi. W nowszych czasach przedsięwzięto badania laboratoryjne, większą wartość mają jednak sprostzeżenia na obiektach rzeczywistych.

W praktyce przyjmowano dotychczas następujące współczynniki, których zastosowanie zaleca Tolkmitt:

- a) Dla jazów przelewowych o dobrze zaokrąglonej koronie i o bocznem zwięźeniu, złagodzonem ukośnemi skrzydłami $\mu = 0,83$
 b) Dla jazów przelewowych o koronie poziomej z ostremi krawędziami $\mu = 0,675$
 c) Dla jazów przelewowych o koronie bardzo szerokiej z ostremi krawędziami $\mu = 0,54$
 d) Dla jazów przelewowych o koronie bardzo szerokiej, zaokrąglonej $\mu = 0,60$
 e) Dla jazów zatopionych o koronie dobrze zaokrąglonej $\mu = 0,83$, $\mu_1 = 0,67$
 f) Dla jazów zatopionych o koronie poziomej i ostrych krawędziach $\mu = 0,83$, $\mu_1 = 0,62$
 g) Dla jazów zatopionych stanowiących podstawę zastawek, gdy jednak słupy (odrzwia) nie dają się usuwać $\mu = \mu_1 = 0,60 - 0,65$
 h) Jaz zatopiony jest progiem upustu i jest założony równo z dnem rzeki, ściany gładkie krawędzie zaokrąglone $\mu = \mu_1 = 0,75 - 0,85$, jeżeli jednak krawędzie są ostre, a otwór w jazie sięga wprawdzie do dna, ale jest stosunkowo wąski $\mu = \mu_1 = 0,63 - 0,68$

Nowsi autorzy kwestjonują powyższe wartości, i tak Heyne, oraz Tolman przyjmują dla jazów o ostrej krawędzi i strudze przelewowej swobodnej (dostęp powietrza pod strugę jest zapewniony):

$$\mu = 0,63, \text{ a przy koronie zaokrąglonej } \mu = 0,63 \times 1,19 = 0,75, \text{ czyli}$$

$$\frac{2}{3} \mu = 0,50, \text{ zaś } \mu_1 = 0,63.$$

Siedek na podstawie doświadczeń na jazie zasuwowym 50 m długości wykonanym na kanale Dunaju we Wiedniu (ostra krawędź), przyjmuje $\mu = 0,68$, $\frac{2}{3} \mu = 0,45$, a $\mu_2 = 0,64$. Zgadza się to w przybliżeniu z przyjęciem

Eitelweina, że $\mu = \mu_1 = 0,633$. Podobny wynik dały doświadczenia Rühmelina w Trostberg w Bawarii, z których wynikało, że $\mu = \mu_1 = 0,625$.

Przykład. (Fig. 57). W danym profilu rzeki ma być wykonany jaz stały z upustem dla wielkiej wody, który będzie zarazem upustem płuczącym. Spiętrzenie małej wody wynosi 3,5 m, wielkiej wody conajwyżej 2 m, zatem wielka woda nie może się wznieść ponad rzędną 181,20.

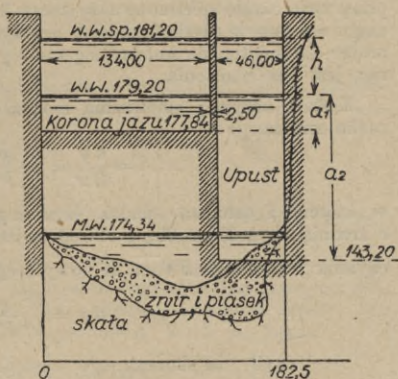


Fig. 57.

- Spadek W. W. wynosi $J = 0,001$
- Szerokość zwierciadła W. W. $B = 183 \text{ m}$
- Powierzchnia przekroju W. W. $P = 1024 \text{ m}^2$
- Średnia głębokość profilu W. W. $T_m = 5,6 \text{ m}$
- Średnia chyżość w profilu W. W. (oznacza z formuły empirycznej) $v_m = 3,75 \text{ m}$

Objętość W. W. = $P \cdot v_m = \dots \dots \dots Q = 3840 \text{ m}^3/\text{sek.}$

Korona jazu stałego na rzędnej 177,84, korona upustu na rzędnej 173,20.

Objętość przepływu W. W. obliczy się z formuły:

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} \left\{ (h+k)^{3/2} - k^{3/2} \right\} + \mu_1 b a \sqrt{2g(h+k)}$$

$$k = \frac{v_0^2}{2g} = \frac{Q^2}{2g(P+Bh)^2} = \frac{3840^2}{2 \cdot 9,81 \cdot (1024 + 183 \cdot 2)^2} = 0,40 \text{ m}$$

Na 1 m b. jazu stałego przepływie $q_1 = \sqrt{2g} \left[\frac{2}{3} \cdot 0,75 \left\{ (2+0,4)^{3/2} - 0,4^{3/2} \right\} + 0,63 \cdot 1,33 \sqrt{2,4} \right]$

Na 1 m b. upustu przepływie $q_2 = \sqrt{2g} \left[\frac{2}{3} \cdot 0,75 \left\{ (2+0,4)^{3/2} - 0,4^{3/2} \right\} + 0,90 \cdot 6 \sqrt{2,4} \right]$

$q_1 = 13,4 \text{ m}^3/\text{sek.}, \quad q_2 = 44,7 \text{ m}^3/\text{sek.}$

Przyjmując długość jazu stałego 134 m, otrzymuje się $Q_1 = 1795,6 \text{ m}^3/\text{sek.}$

Przyjmując długość upustu 46 m, otrzymuje się $Q_2 = 2056,2 \text{ m}^3/\text{sek.}$

Razem 180 m $Q = 3851,8 \text{ m}^3/\text{sek.}$

a więc w przybliżeniu zgodne.

Przepływ przez jaz ukośny i krzywy. Bazyn przyjmuje dla jazu ukośnego współczynnik μ_u mniejszy od μ . Jeżeli kierunek jazu tworzy z osią rzeki kąt $\varepsilon = 45^\circ$, to $\mu_u = 0,942 \mu$, przy kącie zaś $\varepsilon = 25^\circ$, $\mu_u = 0,911 \mu$.

Aichel podaje wzór $250 \frac{h}{p} = \rho(1-\psi)$, gdzie $\frac{h}{p}$ oznacza stosunek wysokości przelewu do wysokości jazu, ψ jest stosunkiem $\frac{\mu_u}{\mu}$, wreszcie na ρ podaje następujące zestawienie w zależności od ε .

$\varepsilon^\circ =$	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75
$\rho =$	362	475	595	700	840	1025	1250	1510	1795	2275	2980	4125	6579

Jazy łamane i krzywe można liczyć jak jazy proste, przyjmując jako długość jazu prostego długość wyprostowaną jazu łamanego lub krzywego, a spół-

czynnik μ należy przyjąć stosownie do nachylenia boków jazu łamanego, wzgl. stycznych jazu krzywego.

Krzywa spiętrzenia i dalekość spiętrzenia. Jak wynika z poprzedniego (fig. 53), powstaje powyżej jazu spiętrzenie, a przekrój pionowy w osi rzeki przez zwierciadło spiętrzone nazywamy krzywą spiętrzenia. Teoretycznie rozciąga się ona w nieskończoność, praktycznie zakreślamy jej granicę, przyjmując, że spiętrzenie kończy się tam, gdzie wielkość jego, praktycznie biorąc, jest bez znaczenia.

Kształt krzywej spiętrzenia można oznaczyć z ogólnego równania dla ruchu zmiennego:

$$i = \frac{dy}{dx} = \frac{v^2 p}{k^2 F} = \frac{Q^2 p}{k^2 F^3},$$

w którym i oznacza spadek (zmienny) styczny do krzywej spiętrzenia, v średnią chyżość profilu, p obwód zwilżony, F powierzchnię profilu, k współczynnik wzoru $v = k\sqrt{ri}$. Z powyższego:

$$dy = \frac{Q^2 p}{k^2 F^3} dx,$$

$$\text{czyli dla skończonego odstepu } \Delta x, \Delta y = \frac{Q^2 p}{k^2 F^3} \Delta x.$$

Przyjmując na Δx skończone odstepy, oraz wartości p i F (średnie dla tych odstepów), wreszcie k odpowiadające danej rzecze, rachujemy Δy . Zadanie trzeba rozwiązać przez próby, przyjmując najpierw pewne Δy , aby na podstawie tej wartości oznaczyć p , oraz F (średnie dla danego odstepu Δx); rachunek powtarza się tak długo, aż obliczone Δy zgodzi się z przyjętym. Jest to metoda ogólna i dokładna, ale stosunkowo uciążliwa.

Rühlmann podaje następujące równanie:

$$\frac{i l}{e} = \frac{1}{3} \log \frac{Z}{z} + \frac{2}{3} \frac{Z-z}{e} + \frac{1}{9} \frac{Z^2-z^2}{e^2} - \frac{1}{27} \frac{Z^3-z^3}{e^3} + \frac{1}{108} \frac{Z^4-z^4}{e^4} - \dots,$$

w którym i oznacza spadek przeciętny zwierciadła niespiętrzonego, Z i z spiętrzenie wody w dwóch punktach odległych o l , e głębokość łożyska, którego przekrój poprzeczny przyjmuje się jako prostokąt.

Jest to szereg nieskończony, o wyrazach szybko malejących. Jeżeli Z oznacza spiętrzenie na jazie, to l oznacza odległość punktu, w którym spiętrzenie wynosi z , od jazu. Jeżeli z przyjmiemy równe zero, natenczas l oznaczać będzie dalekość spiętrzenia. Równanie powyższe daje się przedstawić w prostej formie:

$$\frac{i l}{e} = f\left(\frac{Z}{e}\right) - f\left(\frac{z}{e}\right); \text{ wartości funkcji najprak-}$$

tyczniej obliczyć z tabel Rühlmanna, podających dla dowolnego $\frac{z}{e}$ wartość

$f\left(\frac{z}{e}\right)$ (tabl. 1). Jako podstawę do obliczenia tych tabel przyjęto, że spiętrzenie wynoszące 0,0098 m pomija się jako mało znaczące, czyli w miejscu gdzie spiętrzenie wynosi okragło 1 cm , przyjmuje się początek krzywej spiętrzenia.

Równanie powyższe podaje związek między l , Z , oraz z ; znając dwie z tych ilości można oznaczyć trzecią. Oznaczając dla szeregu punktów z , można oznaczyć krzywą spiętrzenia.

Przykład. Jaz spiętrza wodę o 0,135 m , głębokość średnia profilu niespiętrzonego wynosi 1 m , spadek przeciętny zwierciadła naturalnego $i = 0,00033$. W jakiej odległości od jazu spiętrzenie wyniesie tylko 0,01 m ? Według powyższego:

$\frac{il}{e} = f\left(\frac{Z}{e}\right) - f\left(\frac{z}{e}\right)$, $Z = 0,135$ m, $z = 0,01$ m; ponieważ $e = 1$ m, zatem $\frac{Z}{e} = 0,135$ m, $\frac{z}{e} = 0,01$ m. Z tabeli Rühlmanna otrzymuje się:

$$\left. \begin{aligned} f\left(\frac{Z}{e}\right) &= 0,9595 \\ f\left(\frac{z}{e}\right) &= 0,0067 \end{aligned} \right\} \text{różnica} = 0,9528 = \frac{0,00033 \cdot l}{1}; l = 2858,45 \text{ m.}$$

Podobne równanie dla krzywej spiętrzenia z założeniem profilu parabolicznego łożyska o największej głębokości a podaje Tolkmitt, przedstawiając je w formie

$$l_{(h, z)} = \frac{a}{i} \left[F\left(\frac{a+h}{a}\right) - F\left(\frac{a+z}{a}\right) \right],$$

przyczem h i z oznaczają spiętrzenia w dwóch dowolnych punktach. Wartość funkcji podana jest w tabelach.

Haponowicz (wykaz literatury 1.) podaje bardzo dobre wzory i tabele do oznaczenia krzywej spiętrzenia; szczególnie wygodny jest wzór przybliżony, zapomocą którego przeprowadza się obliczenie w sposób prosty, bez użycia tablic, wyłącznie przy pomocy logarytmów. Wzór ten brzmi:

$$\frac{il}{T} = \frac{H}{T} = f(z_2) - f(z_1),$$

przyczem $z_2 = \frac{y_2}{T}$, $z_1 = \frac{y_1}{T}$, $f(z) = \log(10^z - 1)$, $T = \frac{t}{\gamma}$

W równaniach tych oznacza i spadek jednostkowy zwierciadła niespiętrzonego, y_2, y_1 spiętrzenia w dwu przekrojach ($y_2 > y_1$), l odległość obu przekrojów, t średnią głębokość wody niespiętrzonej, H spad bezwzględny zwierciadła niespiętrzonego na długości l , $\frac{1}{\gamma}$ jest współczynnikiem zależnym od z , a mianowicie, gdy

$$\left. \begin{aligned} z < 0,5 & T = 0,8 t \\ 0,5 < z < 1 & T = 0,9 t \\ z > 1 & T = t \end{aligned} \right\} \text{średnio } \frac{1}{\gamma} = 0,9$$

Przykład. $i = 0,0005$, $l = 1500$ m, $t = 1,50$ m, $y_2 = 2,40$ m.

Obliczamy $T = 0,9 t = 0,9 \cdot 1,50 = 1,35$ m, $z_2 = \frac{y_2}{T} = \frac{2,4}{1,35} = 1,778$, $H = il = 0,75$ m,

$$\frac{H}{T} = \frac{0,75}{1,35} = 0,556$$

$$f(z_2) = \log(10^{1,778} - 1) = \log(59,58 - 1) = 1,771$$

$$f(z_1) = f(z_2) - \frac{H}{T} = 1,771 - 0,556 = 1,215$$

Ponieważ $f(z_1) = \log(10^{z_1} - 1) = 1,215$, $10^{z_1} - 1 = \text{Num}(1,215) = 16,41$, $z_1 = \log(16,41 + 1) = 1,241$, $y_1 = z_1 T = 1,241 \cdot 1,35 = 1,675$ m.

Jeżeli rzędna zwierciadła spiętrzonego w przekroju y_2 wynosiła h_2 (nad poziom morza), to rzędna w przekroju y_1 wyniesie $h_1 = h_2 - y_2 + H + y_1 = h_2 - 2,400 + 0,750 + 1,675 = h_2 + 0,025$ m. Wartość 0,025 m przedstawia bezwzględny spad zwierciadła spiętrzonego między badanymi przekrojami.

Również w sposób bardzo prosty, jednak z zastosowaniem tabeli cyfrowej (tabl. 2) oblicza się spiętrzenie metodą dokładną.

Obliczenie poprzedza oznaczenie znamienia przekroju φ przez ocenienie charakteru profili; φ wynosi dla przekroju prostokątnego 1, dla paraboli 9. stopnia 0,9, paraboli 2. stopnia $\frac{2}{3}$, dla trójkąta $\frac{1}{2}$, średnia wartość 0,7.

Równanie zasadnicze brzmi: $\frac{il}{t} = \frac{H}{t} = F(z_2) - F(z_1)$; wartość funkcji obliczy się z tablicy.

Tabli-
Tabela Rühlmanna

$\frac{z}{e}$	$f\left(\frac{z}{e}\right)$	$\frac{z}{e}$	$f\left(\frac{z}{e}\right)$	$\frac{z}{e}$	$f\left(\frac{z}{e}\right)$	$\frac{z}{e}$	$f\left(\frac{z}{e}\right)$
0,010	0,0067	0,150	1,0051	0,290	1,3243	0,430	1,5583
0,015	0,1452	0,155	1,0195	0,295	1,3336	0,435	1,5659
0,020	0,2444	0,160	1,0335	0,300	1,3428	0,440	1,5734
0,025	0,3222	0,165	1,0473	0,305	1,3519	0,445	1,5809
0,030	0,3863	0,170	1,0608	0,310	1,3610	0,450	1,5884
0,035	0,4411	0,175	1,0740	0,315	1,3700	0,455	1,5958
0,040	0,4889	0,180	1,0869	0,320	1,3789	0,460	1,6032
0,045	0,5316	0,185	1,0995	0,325	1,3877	0,465	1,6106
0,050	0,5701	0,190	1,1119	0,330	1,3964	0,470	1,6179
0,055	0,6053	0,195	1,1241	0,335	1,4050	0,475	1,6252
0,060	0,6376	0,200	1,1361	0,340	1,4136	0,480	1,6324
0,065	0,6677	0,205	1,1479	0,345	1,4221	0,485	1,6396
0,070	0,6958	0,210	1,1595	0,350	1,4306	0,490	1,6468
0,075	0,7222	0,215	1,1709	0,355	1,4390	0,495	1,6540
0,080	0,7482	0,220	1,1821	0,360	1,4473	0,500	1,6611
0,085	0,7708	0,225	1,1931	0,365	1,4556	0,505	1,6682
0,090	0,7933	0,230	1,2040	0,370	1,4638	0,510	1,6753
0,095	0,8148	0,235	1,2148	0,375	1,4720	0,515	1,6823
0,100	0,8353	0,240	1,2245	0,380	1,4801	0,520	1,6893
0,105	0,8550	0,245	1,2358	0,385	1,4882	0,525	1,6963
0,110	0,8739	0,250	1,2461	0,390	1,4962	0,530	1,7032
0,115	0,8922	0,255	1,2563	0,395	1,5041	0,535	1,7101
0,120	0,9098	0,260	1,2664	0,400	1,5119	0,540	1,7170
0,125	0,9269	0,265	1,2763	0,405	1,5197	0,545	1,7239
0,130	0,9434	0,270	1,2861	0,410	1,5275	0,550	1,7308
0,135	0,9595	0,275	1,2958	0,415	1,5353	0,555	1,7376
0,140	0,9751	0,280	1,3054	0,420	1,5430	0,560	1,7444
0,145	0,9903	0,285	1,3149	0,425	1,5507	0,565	1,7512

ca I.
do obliczenia spiętrzeń.

$\frac{z}{e}$	$f\left(\frac{z}{e}\right)$	$\frac{z}{e}$	$f\left(\frac{z}{e}\right)$	$\frac{z}{e}$	$f\left(\frac{z}{e}\right)$	$\frac{z}{e}$	$f\left(\frac{z}{e}\right)$
0,570	1,7589	0,710	1,9392	0,850	2,1095	0,990	2,2725
0,575	1,7647	0,715	1,9455	0,855	2,1154	0,995	2,2782
0,580	1,7714	0,720	1,9517	0,860	2,1213	1,000	2,2839
0,585	1,7781	0,725	1,9579	0,865	2,1272		
0,590	1,7848	0,730	1,9641	0,870	2,1331	1,100	2,2937
0,595	1,7914	0,735	1,9703	0,875	2,1390	1,200	2,5683
0,600	1,7980	0,740	1,9765	0,880	2,1449	1,300	2,6179
0,605	1,8046	0,745	1,9827	0,885	2,1508	1,400	2,7264
0,610	1,8112	0,750	1,9888	0,890	2,1567	1,500	2,8337
0,615	1,8178	0,755	1,9949	0,895	2,1625	1,600	2,9401
0,620	1,8243	0,760	2,0010	0,900	2,1683	1,700	3,0458
0,625	1,8308	0,765	2,0071	0,905	2,1742	1,800	3,1508
0,630	1,8373	0,770	2,0132	0,910	2,1800	1,900	3,2553
0,635	1,8438	0,775	2,0193	0,915	2,1858	2,000	3,3594
0,640	1,8503	0,780	2,0254	0,920	2,1916	2,100	3,4631
0,645	1,8567	0,785	2,0315	0,925	2,1974	2,200	3,5564
0,650	1,8631	0,790	2,0375	0,930	2,2032	2,300	3,6694
0,655	1,8695	0,795	2,0435	0,935	2,2090	2,400	3,7720
0,660	1,8759	0,800	2,0495	0,940	2,2148	2,500	3,8745
0,665	1,8823	0,805	2,0555	0,945	2,2206	2,600	3,9768
0,670	1,8887	0,810	2,0615	0,950	2,2264	2,700	4,0789
0,675	1,8951	0,815	2,0675	0,955	2,2322	2,800	4,1808
0,680	1,9014	0,820	2,0735	0,960	2,2380	2,900	4,2826
0,685	1,9077	0,825	2,0795	0,965	2,2438	3,000	4,3843
0,690	1,9140	0,830	2,0855	0,970	2,2496	3,500	4,4891
0,695	1,9203	0,835	2,0915	0,975	2,2554	4,000	5,3958
0,700	1,9266	0,840	2,0975	0,980	2,2611	4,500	5,8993
0,705	1,9329	0,845	2,1035	0,985	2,2668	5,000	6,4120

Tabli-
Tablica Haponowicza
Funk-

z	$\varphi = 0,9$	0,8	0,7	0,6	0,5	0,3	0,0
0,005	1,416	1,478	1,547	1,623	1,707	1,903	2,305
010	1,208	1,260	1,319	1,384	1,455	1,621	1,961
015	1,087	1,134	1,186	1,244	1,308	1,457	1,761
020	1,002	1,045	1,093	1,146	1,205	1,341	1,619
025	0,936	0,975	1,020	1,070	1,125	1,252	1,510
030	0,882	0,920	0,962	1,009	1,060	1,180	1,422
035	0,837	0,873	0,913	0,957	1,005	1,117	1,347
040	0,799	0,833	0,870	0,912	0,958	1,065	1,283
045	0,765	0,797	0,833	0,874	0,919	1,019	1,226
0,050	0,735	0,766	0,800	0,838	0,880	0,978	1,176
0,06	0,683	0,711	0,743	0,778	0,817	0,907	1,090
07	640	668	696	728	764	848	1,018
08	603	627	655	686	720	798	0,956
09	571	594	620	649	680	753	902
0,10	542	564	588	615	646	714	854
0,11	0,517	537	560	586	614	679	811
12	493	513	535	559	586	648	772
13	473	491	512	535	561	619	737
14	454	471	491	513	537	593	705
0,15	436	453	472	493	516	568	675
0,16	420	436	454	474	496	546	648
17	405	420	437	456	477	525	622
18	391	406	422	440	460	506	598
19	378	392	407	425	444	488	576
0,20	365	378	393	410	429	470	555
0,21	354	367	381	397	414	455	535
22	343	355	369	384	401	440	516
23	332	344	357	372	388	425	499
24	322	333	346	360	376	412	482
0,25	313	324	336	350	365	399	466
0,26	0,304	0,315	0,327	0,340	0,354	0,387	0,451
27	296	306	317	330	344	375	437
28	288	298	309	321	334	364	423
29	280	289	300	311	324	353	410
30	273	282	292	303	316	343	398
31	266	274	284	295	307	334	386
32	260	268	277	287	299	324	375
33	253	261	270	280	291	315	364
34	247	254	263	273	284	307	353
35	241	249	257	266	276	299	343
36	235	243	251	260	269	291	334
37	230	237	245	254	263	283	324
38	225	232	239	247	256	276	315
39	220	226	233	241	250	269	307
40	215	221	228	236	244	262	298

ca 2.
do spiętrzeń.
cja $F'(z)$.

z	$\varphi = 0,9$	0,8	0,7	0,6	0,5	0,3	0,0
0,41	0,210	0,216	0,223	0,230	0,238	0,256	0,290
42	206	212	218	225	233	250	283
43	201	207	213	220	227	244	275
44	197	202	208	215	222	238	268
45	193	198	204	210	217	232	261
46	189	194	199	205	212	226	254
47	185	190	195	201	207	221	248
48	181	186	191	197	203	216	242
49	178	182	187	192	198	211	235
50	174	178	183	188	194	206	229
55	158	162	166	170	175	184	202
60	144	147	150	154	158	165	179
65	132	134	137	140	143	149	159
70	122	124	126	128	130	132	142
75	112	113	115	117	119	122	126
0,80	0,104	0,105	0,106	0,107	0,109	0,111	0,113
85	0,96	0,97	0,98	0,99	1,00	1,01	1,01
90	0,90	0,90	0,91	0,91	0,92	0,92	0,90
95	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,81
1,00	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,77	0,73
1,1	0,69	0,69	0,68	0,68	0,67	0,64	0,59
1,2	0,61	0,60	0,59	0,59	0,58	0,55	0,48
1,3	0,54	0,53	0,52	0,51	0,50	0,46	0,39
1,4	0,48	0,47	0,46	0,45	0,44	0,40	0,31
1,5	0,43	0,42	0,41	0,40	0,38	0,34	0,26
1,6	0,39	0,38	0,36	0,35	0,33	0,29	0,21
1,7	0,35	0,34	0,33	0,32	0,30	0,25	0,17
1,8	0,32	0,31	0,29	0,28	0,26	0,22	0,14
1,9	0,29	0,28	0,26	0,25	0,23	0,19	0,11
2,0	0,27	0,26	0,24	0,23	0,21	0,17	0,09
2,2	0,23	0,22	0,20	0,19	0,17	0,13	0,06
2,4	0,19	0,18	0,17	0,16	0,14	0,10	0,04
2,6	0,17	0,16	0,14	0,13	0,11	0,08	0,03
2,8	0,14	0,13	0,12	0,11	0,09	0,06	0,02
3,0	0,13	0,12	0,10	0,09	0,08	0,05	0,01
3,5	0,09	0,08	0,07	0,06	0,05	0,03	0,01
4,0	0,07	0,06	0,05	0,04	0,03	0,02	0,00
4,5	0,05	0,05	0,04	0,03	0,02	0,01	0,00
5,0	0,04	0,04	0,03	0,03	0,02	0,01	0,00
6,0	0,03	0,03	0,02	0,02	0,01	0,00	0,00

Przykład. Dane z poprzedniego przykładu, q przyjmijmy 0,7.

$$\text{Obliczamy } z_2 = \frac{y_2}{t} = \frac{2,400}{1,50} = 1,60, \quad F(z_2) = F(1,60) = 3,564, \quad \frac{H}{t} = \frac{0,75}{1,50} = 0,500,$$

$$F(z_1) = F(z_2) - \frac{H}{t} = 3,064.$$

Tej wartości odpowiada wartość z tablicy otrzymana przez interpolację: $z_1 = 1,129$, zatem $y_1 = z_1 \cdot t = 1,129 \cdot 1,50 = 1,694 \text{ m}$.

Podobne formuły i tablice cyfrowe ustawiono również dla krzywych zniżeń, czyli depresji, jakie powstają, gdy zamiast budowli spiętrzającej mamy nagłe obniżenie (próg) w dnie łożyska.

Parabola drugiego stopnia jako krzywa spiętrzenia. Przyjęcie takiego kształtu jest zupełnie dowolne, również dowolne jest przyjęcie, że długość tej paraboli (dalekość spiętrzenia) równa się podwójnemu spiętrzeniu podzielonemu przez spadek, czyli $l = \frac{2h}{i}$. Służyć może ono tylko do ogółowej orientacji, daje zaś zazwyczaj zbyt duże l . Równaniem takiej paraboli, której wierzchołek leży w zwierciadle spiętrzonem przy jazie, jest $x^2 = \frac{4hy}{i^2}$, (x odcięte, y rzędne), nie może jednak służyć ono do oznaczenia położenia spiętrzonego zwierciadła wody w poważnych wypadkach praktycznych, gdyż daje wyniki niedokładne.

Dostosowanie krzywej spiętrzenia do rzeczywistych spadków. Obliczając krzywą spiętrzenia dla większych spiętrzeń i znacznych dalekości spiętrzenia, które dochodzić mogą do kilku, kilkunastu kilometrów, lub nawet wyżej, trzeba z uwagi na zmienność spadku podzielić całą przesterzeń na partje, dla których można przyjąć jednostajny wyrównany spadek.

W równanie $\frac{il}{e} = \dots$ wstawiać się będzie zatem kolejno spadki wyrównane tych poszczególnych partji i dla każdej z nich osobno liczyć krzywą spiętrzenia. (Szereg przykładów z zastosowaniem różnych metod podaje Tolman w *Wochenschrift f. d. öff. Baudienst*, Wiedeń 1905.)

Przepusty spławne. Celem przepuszczania tratw przy spiętrzonej wodzie, wykonywa się w jazach otwory od kilku do kilkunastu metrów szerokie (zależnie od szerokości tratw), o proggu założonym 0,5 do 1,5 m pod stanem normalnego spiętrzenia, zamykane zastawkami, przez które po otwarciu zastawki (podnoszonej w górę lub spuszczonej w dół, lub też kłapy obracalnej) wypływa woda i unosi tratwę w dół (fig. 58).

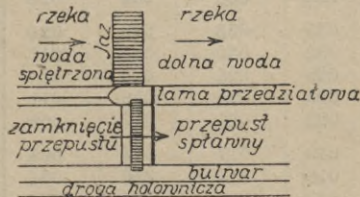


Fig. 58.

Poniżej przepustu musi więc być urządzona t. zw. droga dla tratw, posiadająca dwie ściany boczne (bulwar, czyli mur brzegowy i przedłużenie filaru), oraz dno ukośne, w stosunkowo

znacznym spadzie, po którym sływa wypuszczona z górnego poziomu woda. To dno przy mniejszych zakładach wodnych i mniejszych rzekach, o pod-rzędniejszym znaczeniu spławu, zakłada się w spadku znacznie większym (kilka ‰), na wielkich rzekach skanalizowanych w spadku mniejszym, a to celem uzyskania większej głębokości na równi pochyłej. W tym samym celu wykonują przy większych urządzeniach dno w spadku zmiennym, zmniejszając go od góry ku dołowi, zaopatrują je zębami (występami), celem wytworzenia większej szorstkości i tłumienia zbyt wielkich chyżości.

Przy wlocie wody do przepustu spławnego (fig. 59) powstaje skok (obniżenie) w zwierciadle wody; celem zredukowania go dobrze jest zaokrąglić ściany ograniczające dużym promieniem, jak również zaokrąglić próg.

Obliczenie przepustu splawnego ma wykazać: 1. jaka objętość wody wchodzi do przepustu ($Q_1 + Q_2$), 2. jak wielkie powstanie tu zniżenie (x), wreszcie, 3. jaka powstanie najmniejsza głębokość na równi pochyłej.

Tolman podaje następujące wzory:

$$\begin{cases} Q = Q_1 + Q_2 = \frac{\mu}{3} b \sqrt{x} (3e - x) \\ x = \frac{3e \left(1 - \frac{\mu}{m}\right)}{3 - \frac{\mu}{m}} \end{cases}$$

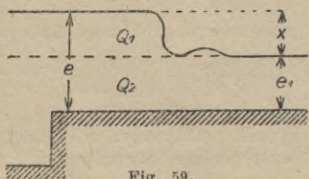


Fig. 59.

w których b oznacza szerokość przepustu, μ i m są współczynnikami praktycznymi, z których pierwszy można przyjąć w przybliżeniu równy 0,6, drugi 1,0; e oznacza głębokość wody na progu przyjętą w projekcie. Z obu równań oznaczy się obie niewiadome Q , oraz x .

Zwykle rezygnujemy z dokładnego oznaczenia kształtu zwierciadła na równi pochyłej (ruch zmienny) i zadowaliamy się oznaczeniem głębokości wody. Mając objętość wody Q i przyjęty spadek równi pochyłej i , oznaczamy głębokość y jak dla kanału prostokątnego z formuły $y = \sqrt[3]{\frac{Q^2 p}{b^3 k^2 i}}$, w której p oznacza obwód zwilżony (na razie przyjąć na próbę, a po obrachowaniu y poprawić i ponownie rachunek przeprowadzić), k jest współczynnikiem wzoru $v = k \sqrt{r i}$, który oznaczyć trzeba według jednej ze znanych formuł empirycznych. Głębokość y nie powinna spadać poniżej 40 cm.

U spodu równi pochyłej, gdzie ona schodzi się z dnem rzeki, powstaje uderzenie wody spływającej z wielką chęcią o spokojną wodę dolną; powstaje tu t. zw. odskok wodny (próg wodny), a miejsce to jest dla tratw niebezpieczne, gdyż mogą się tu zaryć w dno. Dlatego urządzają tu nieraz ruchome tratwy, na górnym swym końcu przegubowo utwierdzone, stanowiące ruchome podłoże.

Przepływ przez jaz boczny. Jeżeli w ścianie bocznej ograniczającej profil przepływu wody wykonamy wcięcie (otwór, którego dolną krawędź stanowi przelew, a górna jest położona ponad zwierciadłem wody), to powstaje przelew boczny. W przeciwnieństwie do dotychczasowych zapatrywań wykazuje Engels, że przelew będzie miał najmniejszą grubość na górnym, a największą na dolnym końcu. Z wyników doświadczeń ustawia formułę:

$Q = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} \sqrt{l^{2,5} h^5} m^3/\text{sek.}$, w której Q oznacza objętość przepływająca przez przelew boczny, l długość krawędzi przelewu, h wzniesienie zwierciadła wody w kanale ponad krawędź przelewu w jego dolnym końcu.

Dla zaokrąglonej krawędzi przelewu można przyjąć $\frac{2}{3} \mu = 0,57$, dla ostrej 0,49. Krawędź przelewu przyjęto tu równoległe do dna kanału.

Obliczenie spiętrzenia wywołanego przez most lub jaz ruchomy o nisko założonym progu. Istnieje do tego celu cały szereg formuł, podamy tylko najważniejsze.

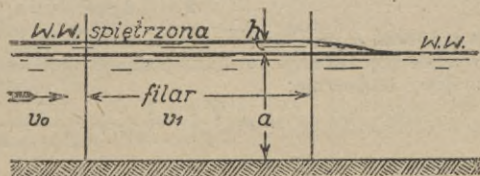


Fig. 60.

Według zasady Bernouillego spiętrzenie wody wywołane zwężeniem profilu przepływu przy moście (fig. 60):

$h = \frac{v_1^2 - v_0^2}{2g}$, przyczem v_1 oznacza zwiększoną chyżość w obrębie mostu, v_0 chyżość w profilu spiętrzonej powyżej mostu, g przyspieszenie ciężkości.

Ponieważ $v_0 = \frac{Q}{F + Bh}$, $v_1 = \frac{Q}{\mu B(a + h)}$, (gdzie Q oznacza objętość w. w., F powierzchnię profilu w. w., B szerokość zwierciadła tego profilu, μ współczynnik praktyczny, a głębokość wody niespiętrzonej w obrębie mostu, b sumę światła otworów):

$$h = \frac{Q^2}{2g} \left\{ \frac{1}{[\mu \cdot b \cdot (a + h)]^2} - \frac{1}{(F + Bh)^2} \right\} \dots \dots \dots (1)$$

Spółczynnik μ przyjmuje się zależnie od kształtu filarów i to dla filarów smukłych (ostro zakończonych, eliptycznych, lub o głowicy półkolistej)

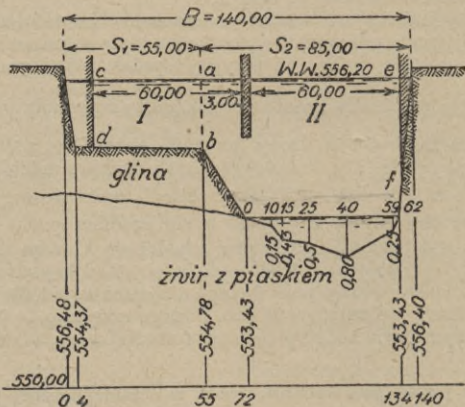


Fig. 61.

0,95, która to wartość może wzrosnąć do 0,97. Dla filarów prostokątnych przyjmuje się $\mu = 0,80$, dla mostów sklepionych i przepustów o sklepieniach wchodzących w wodę $\mu = 0,70$.

Zamiast powyższej formuły można użyć formuły na przelew zupełny (jakkolwiek niema tu w dnie stopnia), przyczem przyjmuje się $\mu = \mu_1$.

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

przyczem

$$k = \frac{v_0^2}{2g} = \frac{Q^2}{2g(F + Bh)^2},$$

a ponieważ h przedstawia wartość bardzo małą, możemy je w pierwszym wyrazie poprzedniego równaniu pominąć, skutkiem czego z formuły tej otrzymujemy ostatecznie:

$$h = \frac{Q^2}{2g} \left[\frac{1}{(\mu \cdot b a)^2} + \frac{1}{\{B(a + h)\}^2} \right] \dots \dots \dots (2)$$

Przykład. W danym profilu (fig. 61) ma być wykonany most o dużych otworach, spiętrzenie nie może przekraczać 20 cm. Objętość wielkiej wody obliczymy osobno w części I, a osobno w części II, oddzielonych linią $a - b$.

Część I. Powierzchnia $P_1 = 65 \text{ m}^2$, szerokość zwierciadła $S_1 = 55 \text{ m}$, średnia głębokość $\frac{P_1}{S_1} = t s_1 = 1,18 \text{ m}$, średnia chyżość¹⁾ $v_1 = 1,26 \text{ m}$, objętość $Q_1 = 81,9 \text{ m}^3/\text{sek}$.

Część II. $P_2 = 233,7$, $S_2 = 85 \text{ m}$, $\frac{P_2}{S_2} = t s_2 = 2,75 \text{ m}$, $v_2 = 2,46 \text{ m}^3$, $Q_2 = 574,9 \text{ m}^3/\text{sek}$.

1) Postawmy najpierw pytanie, jak wielkie byłoby spiętrzenie h , gdybyśmy wykonali tylko jedno przesła o świetle 80 m i postawili przyczółek lawy w linii $a-b$, prawy w linii $e-f$. Licząc według ostatniej formuły (2) i wstawiając wartości: $Q = 656,8 \text{ m}^3/\text{sek}$, $B = 140 \text{ m}$, $a = 2,46 \text{ m}$, $g = 9,81 \text{ m}$, $b = 80 \text{ m}$, $\mu = 0,95$, oraz przyjmując na pierwszą próbę $h = 0,40 \text{ m}$, otrzymuje się $h = 0,472 \text{ m}$.

Wyrachowane spiętrzenie różni się mało od przyjętego i wypada zbyt duże. Średnia chyżość w obrębie mostu wynosiłaby $v'_2 = \frac{Q}{b(a+b)} = 2,80 \text{ m}$, byłaby zatem od chyżości $v_2 = 2,46 \text{ m}$ o $0,34 \text{ m}$ tj. o 15% większa.

2) Dajemy 2 przesła po 60 m , oddzielone filarem 3 m grubym, przyczółki w liniach $c-d$, oraz $e-f$; w tym wypadku mamy:

$$h = \frac{656,8^2}{2 \cdot 9,81} \left(\frac{1}{(0,95 \cdot 120 \cdot 1,98)^2} - \frac{1}{\left\{ 140(1,98 + 0,20) \right\}^2} \right) = 0,183 \text{ m};$$

spiętrzenie zatem nie przekracza przyjętej granicy.

Jazy ruchome o progach nisko założonych i dużych otworach wywołują w czasie wielkiej wody tylko nieznaczne spiętrzenie, które obliczać należy według powyższych zasad. Jaz taki po usunięciu części ruchomej nie wznosi się zwykle ponad dno, a pewne spiętrzenie wywołują tylko przyczółki i filary. Często jednak wykonujemy jazy np. przy kanalizacjach rzek w ten sposób, aby nie wytwarzały żadnego spiętrzenia. Jaka w takim razie ma być powierzchnia otworów jazowych?

Jeżeli przed wykonaniem jazu była powierzchnia profilu w. w. F' , wolna powierzchnia otworów jazowych jest $F_1 = f_1 + f_2 + \dots$

W razie zaś, jeżeli niema być żadnego spiętrzenia:

$$F_1 = \frac{F'}{\mu},$$

gdzie $\mu < 1$, a praktycznie możemy je przyjąć równe $0,9 - 0,97$, podobnie jak przy mostach. Takie żądania co do światła jazu wymagają jednak zazwyczaj rozszerzenia profilu przez bagrowanie dna i skopanie brzegów.

Zasada Rehbocka obrachowania spiętrzenia przy moście. Powyższe formuły na wysokość spiętrzenia, powszechnie w praktyce stosowane, uważa Rehbock jako nieoparte na podstawach naukowych i na obserwacjach. Na podstawie licznych doświadczeń w laboratorium wodnym w Karlsruhe wyraża zapatrywanie, że rzeczywiste spiętrzenie przy moście jest znacznie mniejsze, niż spiętrzenie, które się otrzymuje z dotychczasowych formuł, dających zresztą bardzo różne wyniki. Dla mostów o filarach smukłych podaje na spiętrzenie prostą formułę:

$$z = \alpha k_0,$$

w której $\alpha = \frac{f}{F}$, tj. stosunkowi części zabudowanej profilu (przez filary i przyczółki) do całego profilu, zaś $k_0 = \frac{u^2}{2g}$, tj. wysokości ciśnienia odpowiadającej średniej chyżości profilu niespiętrzonego powyżej mostu.

Jeżeli filary mają główce tępe, to spiętrzenie będzie większe, aż do $2,1 \alpha k_0$ dla filarów prostokątnych.

Przykład. Całkowita szerokość rzeki $B = 320 \text{ m}$, głębokość $t = 5 \text{ m}$, objętość wielkiej wody $Q = 4000 \text{ m}^3/\text{sek}$, suma światła między filarami 300 m ; jak wielkie spiętrzenie wypada według formuły Rehbocka?

$$z = k_0 \frac{f}{F} = \frac{v^2}{2g} \cdot \frac{f}{F}; \quad v = \frac{4000}{1600} = 2,5 \text{ m/sek.}, \quad \frac{v^2}{2g} = 0,319 \text{ m},$$

Obliczona według formuły empirycznej.

powierzchnia przekroju zabudowanego $f = 20 \times 5 = 100 \text{ m}^2$, powierzchnia całego przekroju $F = 320 \times 5 = 1600 \text{ m}^2$

$$z = \frac{0,319 \cdot 100}{1600} = 0,020 \text{ m}$$

Licząc według formuł poprzednio przedstawionych otrzymuje się spiętrzenie $h = 0,07 \text{ m}$, a zatem $3\frac{1}{2}$ razy większe.

Rehbock stwierdza, że to, co według dawnych formuł uważa się jako spiętrzenie, jest sumą właściwego spiętrzenia i obniżenie zwierciadła, jakie powstaje w obrębie mostu skutkiem zwięzienia profilu. Jakie konsekwencje wynikną z nowej metody, o ile utrzyma się w praktyce? Spiętrzenie i światło mostu rachuje się z dwu powodów: 1. podniesienie zwierciadła wody zwiększa możliwość wylewu w. w. powyżej mostu i 2. duże spiętrzenie w związku z dużym zwięzieniem profilu może się stać z uwagi na powiększenie chyżości niebezpiecznym dla fundamentów. Choć nowa metoda z uwagi na 1. ma daleko idące konsekwencje, z uwagi na 2. wpływ jej jest mniejszy.

III. Wykonanie jazów.

Przyczółki i filary. Wykonywa się je zwykle z muru kamiennego, betonu lub betonu uzbrojonego; nawet przy jazach drewnianych przyczółki i filary najodpowiedniej wykonać murowane.

Fundament jazu i podłoże. Jaz powinien być fundowany na gruncie wytrzymałym i o ile możności nieprzepuszczalnym, lub mało przepuszczalnym. Nie trzeba jednak sądzić, że jaz może być fundowany tylko na zbitej skale, lub na ile; w praktyce wykonano wiele jazów na starych, zwięzłych pokładach żwirów i piasków, o ile przepuszczalność ich nie była zbyt wielka. Przed zacydowaniem budowy w danym miejscu trzeba grunt zbadać zapomocą wkopów, sond, wierceń i pompowania próbnego. Najzwyklejsza metoda fundacji zapomocą otoczenia grodzą, wykopu w obrębie grodzi i wypompowania wody. Mniejsze jazy staramy się wykonać w całości w obrębie jednego sezonu budowlanego, budowę większych dzielimy

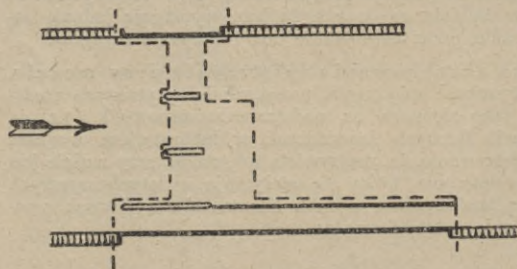


Fig. 62.

w części i rozkładamy na kilka sezonów. W trudniejszych warunkach (większa głębokość, silny napływ wody) stosujemy i inne metody fundowania, np. skrzynie, studnie, metodę pneumatyczną. Ważne ułatwienie przy fundacji stanowią dwa wynalazki nowszej doby: ściany szczelne żelazne i obniżenie zwierciadła

wody gruntowej zapomocą pompowania. Na pokładach młodych, naniezionych, fundować nie można; na gruncie mało wytrzymałym można zbudować jaz na ruszcie palowym.

Z jazem łączy się podłoże, ubezpieczające dno poniżej jazu; wytrzymałe ono uderzenie wody spadającej, oraz znaczne chyżości jakie tu powstają. Fundament powinien być szczelny, aby woda górna skutkiem ciśnienia istniejącego nie mogła podziemnymi żyłami przedostawać się do wody dolnej. W materiałach przepuszczalnych trudno tu osiągnąć szczelność zupełną, jednak, gdyby pod fundamentem wytworzyły się silniejsze strugi, mogłoby nastąpić wypłukanie mialkich uszczelniających cząstek i wzruszenie pokładu. Fundament jazu wraz z podłożem powinny być otoczone tak od strony górnej, jak i dolnej, ścianą szczelną, która ma objąć wszystkie części,

w których panuje spiętrzenie i na każdym końcu wchodzić głęboko w ład. Na figurze 62 oznaczono ścianę szczelną jazu linią kreskowaną; obejmuje ona prócz jazu i podłoża także i przepust dla tratw.

Najpewniejsze wykonanie będzie takie, że jaz spocznie na gruncie nieprzepuszczalnym. Jeżeli to jest niemożliwe, lub zbyt kosztowne, to zapuszcza się przynajmniej żebro, lub ściany szczelne, aż do gruntu nieprzepuszczalnego. I to jest jednak w wielu wypadkach niemożliwe, więc kontentujemy się, zwłaszcza przy mniejszych spiętrzeniach (poniżej 5 m) tem, że zabijamy ściany szczelne stosunkowo głęboko.

Chyżość przepływu wody w gruncie $v = ki$, tj. stoi w prostym stosunku do spadku zwierciadła wody gruntowej, względnie, o ile chodzi o jaz, do spadku ciśnienia między wodą górną i dolną. W interesie zabezpieczenia fundamentu jest zatem takie wykonanie fundamentu i podłoża najodpowiedniejsze, aby ten spadek ciśnienia był jak najmniejszy. Wszelkie środki, służące do przedłużenia drogi wodzie przesiakającej pod jazem, działają tu korzystnie, a więc żebra pionowe u spodu fundamentu, podłoża szczelne poniżej jazu, ewentualnie także podłoża szczelne powyżej jazu, ściany szczelne, są tymi środkami, które umożliwiają fundację na gruncie więcej przepuszczalnym (fig. 63).

Podłoże składa się z podłoża poniżej jazu i ewentualnie podłoża powyżej jazu. Pierwsze zaś dzieli się zazwyczaj na podłoża bliższe i dal-

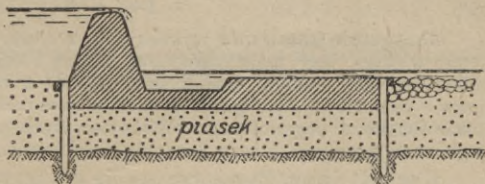


Fig. 63.

sze, to drugie wykonywane zazwyczaj jako narzut kamienny poza ścianą szczelną. Podłoża powyżej jazu jest zazwyczaj krótkie i ma za zadanie uszczelnienie miejsca po stronie górnej jazu, gdzie między jazem a gruntem mogłaby woda przeciekać. Zadanie podłoża poniżej jazu określiliśmy powyżej. Długość podłoża poniżej jazu zależy od gruntu; przy materiale dna rzeki zbitym, którego woda nie ruszy nawet przy dużej chyżości, wystarczy długość podłoża równa 3—4-krotnej wysokości jazu, przy gruncie niewytrzymałym nieraz i 8-krotna wysokość nie jest za duża. Wogóle dno poniżej jazu ma być tak daleko ubezpieczone, jak daleko istnieje zwiększona chyżość, aby nie tworzyły się wyboje zagrażające stałości jazu. Uderzenie kaskady wody spadającej przez koronę jazu skutecznie przytłumia t. zw. poduszka wodna, tj. zagłębienie w podłożu wypełnione wodą. Uderzenie wody spadającej nie wywołuje jednak zbyt wielkiego ciśnienia na podłoża; niebezpieczniejsze są kamienie, spadające z korony jazów na górskich potokach, które według spostrzeżeń poczynionych w Szwajcarii mogą rozbić i najsilniejszą ławę betonową. W takich wypadkach podłoża drewniane, wykonane jako podłoga z silnych dyli dębowych, jako sprężyste, może być bardzo stosowne.

Rehbock podaje na długość podłoża poniżej jazu następujące wzory:

- a) dla jazów przelewowych: $b = 1,5 p + 6 h_0$ max do $b = 2 p + 8 h_0$ max,
 b) „ upustów: $b = 4 p + 2 Z$ max „ $b = 8 p + 4 Z$ max,

w których p oznacza wysokość jazu ponad dno, h_0 max największą wysokość przelewu, Z max największe spiętrzenie.

Inż. Schmidt (Zeitschrift für Bauwesen 1920, str. 555) żąda, aby podłoża nie było gładkie, lecz szorstkie, proponuje wykonanie go z przyrządów betonowych, wystających ponad poziom ławy betonowej. Podobnie inż. Zschokke zaleca podłoża z nieregularnie wmurowanymi dużymi kamieniami, które

wystają 40—60 cm (fig. 64); następuje tu doskonale tłumienie chyżości. Również dobrze działają poduszki wodne, podział spadku na szereg kaskad

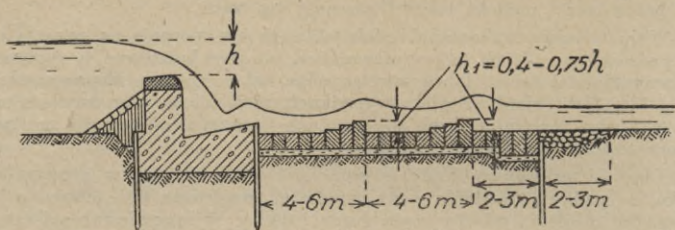


Fig. 64.

(podłoże w stopniach), wznoszenie się podłoża w stronę dolną i rozszerzenie profilu poprzecznego rzeki poniżej jazu.

1. Jazy stałe.

Jazy stałe kamienne wykonuje się z ciosu, kamienia łamanego i betonu; większe jazy mają zazwyczaj koronę i obie ściany, a przynajmniej dolną, pokryte ciosami, środek stanowi mur z kamienia łamanego na zaprawie cementowej, lub beton. Zamiast ciosów można jako okładziny używać także kamienia przyciosanego. Wiele nowszych jazów o wysokości 2—4 m wykonano z samego betonu bez okładziny kamiennej.

Kształt jazu. Zasadniczo istnieją dwa typy, dawniejszy, odznaczający się tem, że sprowadza wodę po łagodnie nachylonej skarpie dolnej (fig. 65) i nowszy o stromej skarpie przedniej (dolnej) (fig. 66). Pierwszy ma wprawdzie kształt korzystny pod względem statycznym, oraz z uwagi na przepływ,

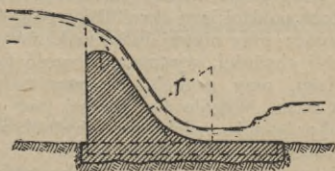


Fig. 65.

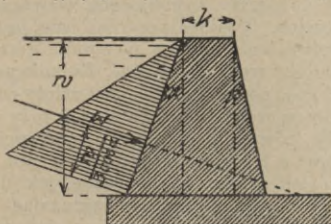


Fig. 66.

jednak powstają tu u stopy jazu bardzo duże chyżości poziome, niebezpieczne dla podłoża, które skutkiem tego musi być bardzo długie, silne i kosztowne. Natomiast drugi typ jest pod względem statycznym mniej korzystny, ale wytwarzając stromą, u spodu prawie pionową kaskadę wody, przyczynia się do słumienia siły żywej wody zaraz u stopy jazu. Z tego powodu typ pierwszy może być tylko stosowany na wytrzymałej skale, typ zaś drugi nawet na gruncie mało wytrzymałym.

Obliczenie przekroju poprzecznego. Przy tem obliczeniu należy uwzględnić ciśnienie wody na jaz, oraz ciężar własny muru; zresztą obliczenie przeprowadza się tak, jak każdego muru oporowego, kreśląc linię ciśnienia, która nie powinna wyjść z rdzenia (jądra) przekroju, to znaczy, że nie należy dopuścić naprężeń rozciągających. Ciśnienie wody W , działające prostopadle do ściany górnej (fig. 15), należy oznaczyć dla takiego stanu, przy którym parcie wody jednostronne będzie największe. Największa różnica stanów wody górnej i dolnej będzie przy stanie najniższym, przyczem po stronie

dolnej nie należy przyjmować wody (cała mała woda do kanału). Obliczenie należy najpierw przeprowadzić dla stanu wody równo z koroną jazu; gdyby się okazało, że wielka woda (z uwzględnieniem stanu wody dolnej) wywiera większe ciśnienie jednostronne, należy dla określonego już przekroju rachunek powtórzyć i ewentualnie przekrój poprawić.

Przyjmując nachylenie skarpy górnej jazu pod kątem α , którego tang $= \frac{1}{n}$, nachylenie skarpy dolnej pod kątem β , którego tang $= \frac{1}{m}$, stan wody równo z koroną, i zakładając, że wypadkowa z ciśnienia wody i ciężaru muru ma przechodzić przez punkt jedrny po stronie dolnej, otrzymuje Matakiewicz na szerokość korony wzór (fig. 66):¹⁾

$$k = \left\{ - \left(\frac{3}{2m} + \frac{1}{\gamma_1 n} \right) + \sqrt{\left(\frac{3}{2m} + \frac{1}{\gamma_1 n} \right)^2 + \frac{n^2 - 1}{\gamma_1 n^2} - \frac{1}{m^2} - \frac{\gamma_1 + 2}{\gamma_1 m n}} \right\} w,$$

w którym k oznacza szerokość korony, γ_1 ciężar właściwy muru, w wysokość jazu. Np. przyjmując: $\frac{1}{n} = \operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{3}$, $\frac{1}{m} = \operatorname{tg} \beta = \frac{1}{6}$, ciężar właściwy muru 2 t/m^3 , wysokość jazu $w = 5 \text{ m}$ otrzymuje się szerokość korony: $k = 1,375 \text{ m}$, na podstawie której i powyższych danych wykreślić można żądany przekrój jazu.

Jeżeli skarpa dolna przekroju jest pionowa, czyli $\operatorname{tg} \beta = 0$, wtenczas wzór powyższy upraszcza się następująco:

$$k = \left(- \frac{1}{\gamma_1 n} + \sqrt{\left(\frac{1}{\gamma_1 n} \right)^2 + \frac{n^2 - 1}{\gamma_1 n^2}} \right) w.$$

Jazy żelbetowe (żelazno-betonowe) są bardzo praktyczne, w Ameryce bardzo rozpowszechnione, w Europie dotychczas mniej. Zasada ich jest następująca (fig. 67):

Jaz składa się z filarów pionowych żelbetowych (od kilkunastu do 30 *cm* grubości), na których po stronie górnej wody i na koronie opiera się szczelna płyta betonowa, uzbrojona wkładkami poziomymi i pionowymi, stanowiąca ścianę spiętrzącą (grubość jej zazwyczaj od kilkunastu do 20 *cm*). Ciśnienie wody, prostopadłe do ściany, działa tu nader korzystnie, gdyż przyciska jaz do fundamentu.

Wypadkowa R ciśnienia wody W i ciężaru jazu G nie powinna wychodzić z jądra przekroju poziomego filarów i ma kierunek ten korzystniejszy, im nachylenie ściany do poziomu jest mniejsze; nachylenie to wynosi zwykle 40–45°.

Tego rodzaju jazy mogą być przykryte płytą również od strony dolnej, muszą być tu jednak otwory, aby woda dolna mogła wejść do wnętrza jazu, gdyż inaczej powstałby silny wypór. Wielkie wolne przestrzenie, jakie wewnątrz jazu powstają, wyzyskano w Ameryce do urządzenia przejść (kładek) wzdłuż jazu, umieszczenia turbin, a nawet całych zakładów silnicowych.



Fig. 67.

¹⁾ „Budowa jazów“.

Zamiast płyty spiętrzającej mogą być zastosowane sklepienia wielokrotne również ukośne. (Przykład takiego jazu podaje Bonnet w „Cours des barrages“, gdzie także podano szczegółowo przykład obliczenia jazu żelbetowego.)

Jazy stałe drewniane. Stosowane mogą być do małych spiętrzeń w okolicach obfitujących w drzewo. Jaz taki (fig. 68) składa się ze ściany spiętrzającej, wytworzonej przez ścianę szczelną, bitą między palami kieru-

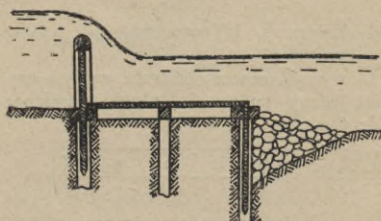


Fig. 68.

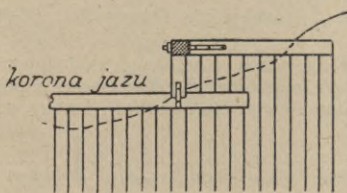


Fig. 69.

jącymi, na których u spodu osadzono kleszcze, u góry kaptur, lub też ze ściany zakładanej we wpustach słupów (brusy między słupami osadzonymi na kapturze ściany szczelnej).

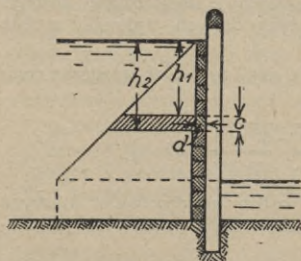


Fig. 70.

W tym drugim wypadku musi być ściana od strony dolnej wody podparta zastrzałami, a połączenie wykonane na czopy i umocnione ścięgnami żelaznymi. Prócz ściany spiętrzającej wykonywa się podłoże, składające się z podłogi drewnianej osadzonej na kapturach, wzgl. kleszczach pali bitych. W dolnym końcu jazu powinna być druga ściana szczelna. W obrębie przyczółków powinna być ściana szczelna podniesiona ponad wielką wodę, jak to wskazuje fig. 69, celem zapobieżenia przeciekaniu wody poza przyczółkami.

Obliczenie ścianki zakładanej (fig. 70). Jeżeli odstęp słupów jest b , ciężar $1 m^3$ wody γ , natenczas ciśnienie wody na $1 m$ b. dyla jest:

$$p = \gamma \frac{h_2^2 - h_1^2}{2}, \text{ moment zgięcia } M = \frac{1}{8} p b^2 = \frac{1}{8} \frac{h_2^2 - h_1^2}{2} b^2, \text{ a grubość}$$

dyla d obliczymy z równania: $c d^2 = \frac{6 M}{\sigma}$, $d = \sqrt{\frac{6 M}{\sigma c}}$, gdzie σ jest naprężeniem dopuszczalnym na zginanie dla drzewa (pod wodą około $70 kg/cm^2$).

2. Jazy ruchome.

Jaz belkowy służy do chwilowego zamknięcia kanałów, upustów itp. celem odcięcia dopływu wody, np. w czasie napraw, czyszczenia itp. W przyczółkach, wzgl. filarach, muszą być już z góry przygotowane wpusty, w które wkłada się belki stanowiące zamknięcie, jedną nad drugą. Poza belkami można w razie potrzeby nasypać i ubić glinę celem uszczelnienia, przez co powstaje rodzaj grodzy. Każda belka musi mieć na obu końcach albo sworzeń, albo klamrę, za którą chwyta się ją ośką przy wyciąganiu. Urządzenie to wskazuje fig. 71. Przy wielkich jazach i dużych spiętrzeniach wykonują takie zamknięcia z belek żelaznych.

Jazy drewniane zastawkowe, czyli tzw. słuzy drewniane, u nas przy małych zakładach zastawek bardzo rozpowszechnione, składają się ze spodu

stałego i części górnej ruchomej (fig. 72). Część stała składa się ze ścianki szczelnej *S*, na której, jak również na kapturach pali kierujących, osadzony jest silny kaptur *K*, na nim zaś słupy w odstępach 1–2 m, zakończone u góry kapturem. We wpustach słupów poruszają się zastawki, zaopatrzone w jeden lub dwa trzonki do wyciągania, lub w dwa łańcuchy. Słupy opierają się ciśnieniu przeniesionemu przez zastawki zapomocą jednego lub dwu zastrzałów. Poniżej i powyżej zastawek urządzone są podłogi szczelne z brusów osadzonych na kapturach pali bitych w grunt, które to kaptury połączone są ewentualnie belkami poprzecznymi.

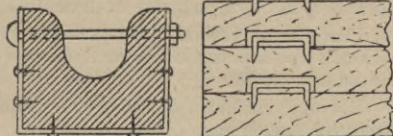


Fig. 71.

Podłoga powyżej zastawek nazywa się ponurem, podłoga poniżej zastawek poszurem. Prócz głównej ściany szczelnej *S* są jeszcze dwie inne, jedna na początku ponuru, druga na końcu poszuru. Do komunikacji wzdłuż jazu służy kładka drewniana oparta na palach, umieszczona po stronie dolnej lub górnej zastawek.

Na fig. 72 widzimy prymitywny wyciąg zapomocą drąga wkładanego w otwory drabinki, działającego jako dźwignia dwuramienna.

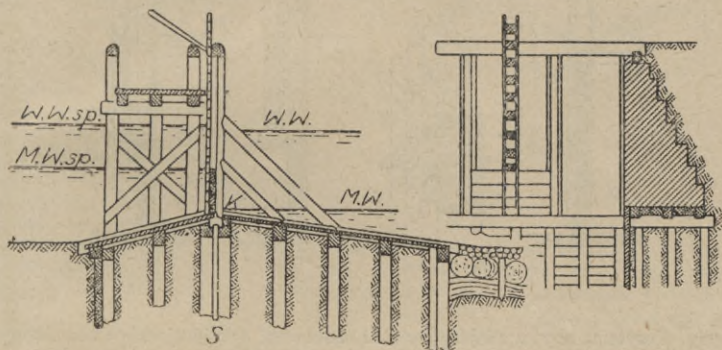


Fig. 72.

Jak wysoka może być zastawka o szerokości $b = 1\text{ m}$, aby ją mógł jeden robotnik podnieść, a zatem jaz otworzyć dla przepływu wody? Jeżeli woda spiętrzona jest do wierzchu zasuwy o wysokości h , a dolnej wody

nie ma, natenczas ciśnienie wody na zasuwę $P = \frac{b h^2}{2}$, a współczynnik tarcia

drzewa o drzewo przyjmiemy 0,5, natenczas opór przy podnoszeniu wynikły skutkiem tarcia i powiększony o ciężar zastawki (przyjmijmy 100 kg) wynosi:

$$Q = \frac{0,5 \cdot 1 \cdot h^2}{2} + 0,100 \text{ ton.}$$

Robotnik pracuje przy drągu ciężarem ciała (przyjmujemy 60 kg), Q nie może przewyższać więc około 600 kg, gdyż drąg jako dźwignia mnoży około

10 krotnie, zatem: $0,600 = \frac{0,5 \cdot 1 \cdot h^2}{2} + 0,100$, skąd wynika $h = \sqrt{2} = 1,41\text{ m}$

O ileby chodziło o otwieranie w czasie wielkiej wody całego profilu przepływu, można wykonać jaz zastawkowy o słupach czyli odrzwiach ruchomych wyciąganych z mostu w górę i kładzionych na pomost. W takim razie słupy muszą mieć u spodu czopy, a kaptur ściany szczelnej gniazda, w które te czopy wchodzi, u góry zaś muszą być słupy oparte o most, nie mogą zaś być podparte zastrzałami.

Filary i przyczółki jazów drewnianych powinny być bezwarunkowo wykonywane z muru lub betonu; drzewo z powodu krótkiego czasu trwania nie nadaje się tu.

Dla małych śluz spiętrzających, jakich bardzo wiele nieracjonalnie wykonanych jest u nas, praktyczną byłaby konstrukcja taka, w której drzewo znajduje się pod stanem małej wody, a ponad tym stanem tylko beton (przyczółki, zamiast zaś słupów filarki betonowe, lub żelbetowe); zastawki mogą być drewniane. (Por. Matakiewicz „Budowa jazów“, tablica 3, gdzie jednak z uwagi na mniejsze koszta betonu część stałą wykonano jako ławę betonową na ruszcie palowym.)

Zastawki, zasuwu lub stawidła. Przy jazach drewnianych wykonuje się je z dyli o najmniejszej grubości 5 cm, obliczając je na napór

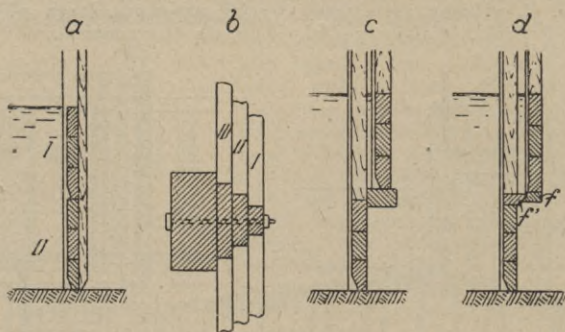


Fig. 73.

wody. Przytem, aby zmniejszyć ciężar zastawek, przyjmuje się duże naprężenie dopuszczalne na zginanie, aż do $\sigma = 110 \text{ kg/cm}^2$.

Dyle starannie obrobione łączy się szczelnie na żłobek i duszę, całą tablicę wzmacnia listwami drewnianymi lub żelaznymi przybitymi do brusów gwoździami; listwy te mogą służyć w dalszym ciągu jako trzonki wyciągowe (drabinki z otworami do włożenia końca drąga, trzonki zazębione, o które się opiera kółko zębate wyciągu itp.). Zastawki małe o szerokości do 1 m mogą mieć jeden trzonek wyciągowy, większe powinny mieć dwa, gdyż inaczej mogą się przy wyciąganiu łatwo zaklinować. Spód zastawki powinien się tylko opierać na progu (kapturze ściany szczelnej itp.); urządzenie wgłębionego wpustu nie jest właściwe, gdyż wgłębienie się zamula, a zasuwu nie przymyka szczelnie.

Słupy jazu drewnianego powinny być tak wysokie, aby zastawki można było podnosić ponad stan najwyższej wielkiej wody (spód zastawek przynajmniej 0,5 m ponad wielką wodę spiętrzoną); również konstrukcja kładki powinna być odpowiednio wzniesiona ponad w. w.

Przy znaczniejszych spiętrzeniach, a zatem dużych wysokościach zastawek, można je dzielić w kierunku pionowym na części wyciągane zapomocą osobnych trzonków, wzgl. łańcuchów i wyciągów. Fig. 73 podaje schematy takiego urządzenia.

Na fig. *a* mamy dwie zastawki ponad sobą, które wobec tego musi się kolejno wyciągać, najpierw górną, potem dolną, na fig. *b* (przekrój poziomy) trzy zastawki w różnych płaszczyznach, ślizgające się po sobie, na fig. *c* zastawki w różnych płaszczyznach i odsunięte od siebie, wobec czego musi się dać stały próg przedziałowy celem uzyskania szczelności; próg taki zamyka część wolnego przekroju przepływu. Praktyczniejsze jest urządzenie, jak na fig. *d*: do zastawek przymocowane są dwie beleczki *f* i *f'* skośnie ścięte, poruszające się wraz z zastawkami między słupami lub filarami (a nie wchodzące we wpusty) i przymykające szczelnie.

Poszczególne zastawki wynikające z podziału pionowego mogą mieć równą wysokość, lub też podział uskutecznia się na zasadzie równego oporu przy wyciąganiu. W takim razie zastawki górne będą wyższe, dolne niższe, co pociąga za sobą większą wysokość słupów, w których się zastawki poruszają. Zato do wyciągania poszczególnych zastawek potrzebna jest ta sama siła.

Wyciągi do stawidel. Stawidła wiszące na łańcuchach podnosi się, nawijając je na wał, którego obrót uskutecznia się zapomocą korby, pręta żelaznego przetkniętego przez otwór wału, koła ręcznego, lub koła ręcznego sprychowego. Celem zapobieżenia ruchowi wstecznemu, osadza się na osi wału kółko zębate, w którego zęby wchodzi palec powstrzymujący

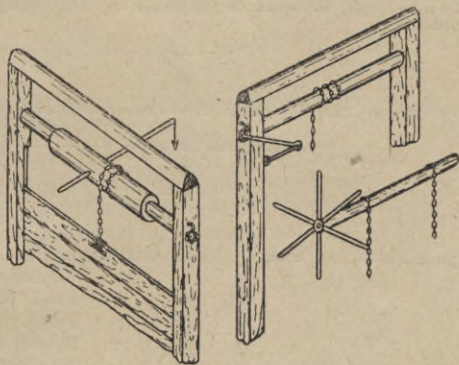


Fig. 74.

ruch wsteczny (fig. 74). Ramię korby wynosi około 40 *cm*, rączka dla jednego robotnika ma mieć długość 250—350 *mm*; siłę robotnika przy korbie można przyjąć na 15—20 *kg*. Oś korby ma leżeć 1—1,1 *m* ponad podstawą, wyjątkowo do 1,5 *m*; chyłość obrotu wynosi 0,5—1 *m/sek.*; jeżeli używa się dwu korb, to powinny być przestawione o 120°.

Jeżeli promień wału jest *r*, ramię korby *a*, natenczas siła *P* potrzebna do pokonania oporu *Q* będzie:

$$P = \frac{r Q}{a n};$$

dla łańcuchów wynosi *n* około 0,95, dla lin około 0,90.

Przy większych stawidłach i ciśnieniach, celem uzyskania większego stosunku przeniesienia, włączamy pary kół zębatach, ślimak (śrubę bez końca) itd.; wyciągi z jedną parą kół zębatach nazwiemy o pojedynczym przeniesieniu, z dwiema parami o podwójnym przeniesieniu itd. Pamiętać należy, że stosunek siły do oporu równa się odwrotności stosunku ramienia siły do ramienia oporu, skutkiem jednak oporów tarcia trzeba wynik pomnożyć przez współczynnik zwiększający, który dla każdej pary kół zębatach wynosi $\frac{1}{0,75} = 1,33$.

Mnożenie siły, jakie uzyskujemy zapomocą ślimaka, oznaczyć można z wzoru przybliżonego:

$$P = \frac{1}{n} K + f K,$$

Jazy ruchome żelazne. Podział i charakterystyka: 1. Zasuwo-we, przyczem zasuwę poruszają się *a*) między słupami (odrzwi-ami) stałymi, lub ruchomymi, które podnosi się w stronę górnej, lub w stronę dolnej wody, *b*) między filarami murowanymi, żelbeto-wymi, żelaznymi, lub żelaznymi z obetonowaniem. W dziale *b*) o ile chodzi o wielkie otwory i duże spiętrzenia wyszczególnić należy system Stoney'a, odznaczający się specjalnem uszczelnieniem zasuw. 2. Jazy kozłowe, rozpadające się na dwie grupy: *a*) jazy iglicowe, *b*) zasuwowe na kozłach ruchomych. 3. Klapowe. 4. Wałcowe. 5. Odcinkowe (segmentowe).

Przy wyborze systemu jazu należy rozważyć przedewszystkiem cel jazu, charakter rzeki i miejscowe stosunki. W szczególności baczną uwagę zwrócić należy 1. na szybkość podnoszenia się stanu wody (im gwałtowniej-sze wezbranie, tem wię-ciej pożądana konstruk-cja, którą można szybko usunąć z profilu), 2. na szczelność jazu, np. przy wyzyskaniu sił wodnych wymagana większa szczelność, niż przy ka-nalizacji większych rzek), 3. na wysokość spiętrzenia (pewne kon-strukcje nie nadają się do dużych spiętrzeń), a wreszcie 4. na koszta konstrukcji.

Typ 1. (jazy zasuwowe), ma najszersze za-stosowanie, może być używany do dużych spię-trzeń, zapewnia wielką szczelność; dodatkowym elementem, należącym do konstrukcji jazu jest most, służący do uru-chomienia jazu, skut-kiem czego podwyż-szają się koszta. Typ 2.

a) (jazy iglicowe), sto-sowne są tam, gdzie nie chodzi o wielką szczelność, ani o duże spiętrzenia. Maksymalne spiętrzenie może tu wynosić 2,5—3 m, a konstrukcję tę chętnie stosują przy kanalizacji rzek, gdyż jest ekonomiczna (mała ilość materiału z powodu gęstego rozmieszczenia podpór, tj. kozłów). Jeżeli przy kanali-zacji potrzebne jest większe spiętrzenie, niż da się uzyskać zapomocą jazu iglicowego, stosuje się jazy zastawkowe na kozłach ruchomych; są one droższe, gdyż wymagają więcej materiału, jednak mogą być stosowane do spiętrzeń 3, 4, a nawet 5 m, i są szczelne.

Jazy klapowe stosuje się tak przy kanalizacjach rzek, jak i przy za-kładach o sile wodnej, bądźto jako podwyższenie (nadstawka) części stałej, bądźteż jako samodzielne jazy ruchome. Nadają się do małych i do dużych spiętrzeń (przeważnie jako zamknięcia przelewów), jednak na rzekach o silnem rumowisku i silnych pochodach lodów stosować je należy nader ostrożnie.

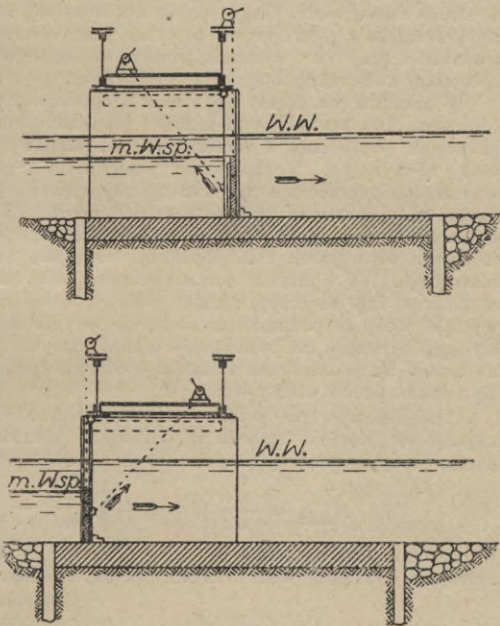


Fig. 76.

Jazy walcowe, stosowane są tak przy zakładach o sile wodnej, jak i przy kanalizacjach rzek. Dozwalają na zaniknięcie wielkich otworów i szybkie usuwanie spiętrzenia. Z powodu wielkiej odległości podpór kosztach są większe. Spiętrzenie 2—5 m, a nawet i wyżej.

Jazy odcinkowe stanowią nowszy typ, stosowany przy wyzyskaniu sił wodnych, kanalizacjach rzek, zamknięciach kanałów żeglugi (bramy ochronne) itp. Wymagają stosunkowo dużej ilości materiału. Spiętrzenie 1—5 m i wyżej.

Z powyższych systemów przedstawimy najczęściej spotykane typy.

Jazy zasuwowe z odrzwiami ruchomymi. Na fig. 76 podane są schematycznie dwa sposoby urządzenia; według 1. podnosi się drzwi w stronę górnej wody (urządzenie częścię spotykane), według drugiego w stronę dolnej wody. Drugi sposób ma tę zaletę, że w razie nagromadzenia się przedmiotów pływających powyżej jazu, otwarcie jazu nie przedstawia trudności; przy tym systemie jednak podparcie odrzwi u spodu wymaga specjalnej konstrukcji łożyska z wychwytem.

W zasadzie jaz składa się z mostu opartego na przyczółkach i filarach (dowolna ilość przeseł, belki kratowe lub blachownice), a zatem z dwu belek głównych, poprzecznic i pomostu, odrzwi (słupów) pionowych, lub co lepiej lekko nachylonych, zawieszonych przegubowo u góry, u spodu belek głównych, lub poprzecznic, a u dołu opierających się o łożysko zakotwione do części stałej. Odrzwia złożone z belek żelaznych \bar{T} , \bar{I} , lub blachownic, rozmieszczone są w odstępach 1 do 2 m; najlepiej, jeżeli zawieszenie odrzwi następuje we węzłach belki kratowej, względnie na poprzecznicach mostu blaszanego. We wpustach odrzwi posuwają się zastawki, które zazwyczaj są żelazne, lub też mają szkielet żelazny, a opierzenie drewniane. Osobne wyciągi służą do podnoszenia zastawek (zwykle każda zastawka ma swój wyciąg), a osobne do podnoszenia odrzwi (zwykle jeden wyciąg ruchomy na torze). Po podniesieniu zastawki i odrzwia (położenie kreskowane) muszą się znaleźć ponad wielką wodą.

Ciśnienie wywarte przez wodę na zastawki przenosi się na odrzwia; największy moment zgięcia w odrzwiach pionowych, dla jednostronnego parcia wody, spiętrzonej aż po wierzch zastawek wynosi:

$$M_{\max} = \frac{\gamma b h^3}{6l} \left\{ l - h + \sqrt{\frac{h^3}{3l}} - \frac{1}{\sqrt{l}} \left(\frac{h}{3} \right)^{\frac{3}{2}} \right\};$$

w równaniu tem oznacza γ ciężar $1 m^3$ wody, b odstęp odrzwi, h wysokość zastawek, l długość wolną odrzwi. Na ten moment oblicza się odrzwie.

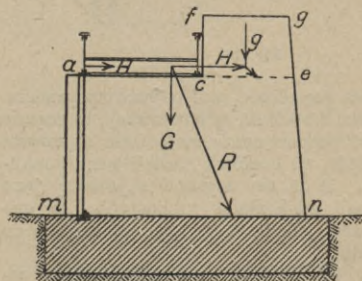


Fig. 77.

Ciśnienie wody, przeniesione za pośrednictwem zastawek na dolny koniec odrzwi, przenosi się przez łożysko na część stałą, a przez górny koniec odrzwi na most, starając się go przesunąć w kierunku poziomym (fig. 77). To parcie poziome dla przyjęcia jak wyżej wynosi: $P = \frac{\gamma b h^3}{6l}$

(dla jednego pola między odrzwiami), a zwiększa je jeszcze parcie wiatru na most, dając sumaryczną siłę poziomą H . Celem zapobieżenia przesunięciu mostu, albo nadmurowuje się przyczółki i filary, stwarzając blok

oporowy (jak na fig. 77), albo też zakotwia się most w głąb przyczółków i filarów. Wypadkowa z siły poziomej i ciężaru nadmurowania $c-f-g-e$, oraz z ciężaru całego przyczółka, względnie filaru, nie mogą wyjść z jądra

przekrojów $c - e$, względnie $m - n$. Przy obliczeniu tężników mostu, trzeba uwzględnić również parcie poziome wody przeniesione przez odrzwia.

Przy konstrukcjach mniejszych, zastawki w czasie otwierania jazu wyciąga się zazwyczaj całkiem z odrzwi, przy większych, wygodniej jest podnieść je w górę i obrócić pod most razem z odrzwiami; w tym drugim wypadku każdy słup odrzwiowy musi być dwudzielny, a szparę między obydwoma częściami zatyka się cienką drewnianą beleczką trójkątną, lub też rurką żelazną.

Zasuwy na wałkach (kółkach, rołkach). Opór przy podnoszeniu wielkich zasuw, byłby z powodu znacznego parcia wody bardzo znaczny, wobec czego często zamienia się parcie posuwiste na potoczyste przez zastosowanie kółek, względnie wałków, umieszczonych po obu stronach zasuw, opierających się we wpustach odrzwi względnie filarów. Możliwe są tu dwa sposoby wykonania, przedstawione na figurach 78 i 79. Pierwszy z nich przedstawia zasuwę opartą obustronnie na szeregu kółek A pod sobą umieszczonych, przymocowanych do zasuw; kółka te ku dołowi zmniejszają swój odstęp, aby ciśnienia wody wypadające na nie były jednakowe. Kółka G , o znaczeniu drugorzędnym, mają na celu kierowanie boczne; beleczka pionowa F_1 , przytwierdzona do sprężystych strzemionek C , służy do uszczelnienia, gdyż woda wciska ją między opierzenie zasuw a wmurowaną belkę F . Na drugiej figurze mamy zasuwę poruszającą się również po obustronnie umieszczonych wałkach, jednak nieprzymocowanych do zasuw, lecz włożonych luznie między zasuwę i płaszczyznę oporową i połączonych ze sobą za pomocą obustronnych przykładek, w których tkwią osie obrotu wałków. Przy takim urządzeniu wózek wałków odbywa przy podnoszeniu tylko połowę drogi zasuw, a opory tarcia są znacznie mniejsze, gdyż w tym wypadku tarcie czopowe nie zależy od ciśnienia wody.

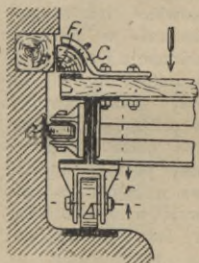


Fig. 78.

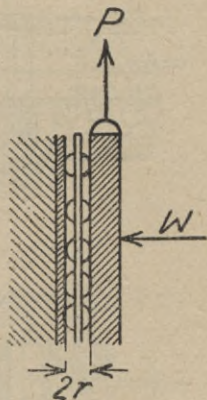


Fig. 79.

W wypadku 1. (fig. 78) siłę P potrzebną do podniesienia zasuw otrzymamy z równania:

$$P = \frac{W}{r} (f + \mu a) + G,$$

w wypadku 2. (fig. 79) z równania:

$$P = \frac{f W}{2r} + G,$$

W oznacza tu ciśnienie wody na zasuwę, r promień kółek, f współczynnik tarcia potoczystego (dla nowych urządzeń 0,055, dla starych kilkakrotnie większy), $\mu = 0,10$ (dla łożysk brązowych i stalowych czopów), G ciężar zasuw.

Jazy zasuwowe między filarami, system Stoney'a. Jazy te bardzo chętnie stosowane przy wyzyskaniu sił wodnych, składają się z wielkich zasuw (od kilku do 30 m długości, do kilkunastu m wysokości), poruszających się we wpustach filarów murowanych na wózkach wałków opisanych powyżej; filary mają 3—4 m grubości, nisze, w które wchodzi zasuw, mają około 0,5 m głębokości. Zasuwy (przy nowszych urządzeniach dzielone w kierunku pionowym, przy dawniejszych jednolite) składają się z blachy opierającej i z poziomych żeber (rygli), obliczonych na poziome

parcie wody; rygle te mają zazwyczaj przekrój jednakowy, natomiast odstęp ich staje się ku dołowi coraz mniejszy. Istnieją dwa systemy urządzenia żeber; pierwszy (dawniejszy) o dużej ilości żeber, drugi ograniczający żebra do małej ilości, np. do dwu. Przy projektowaniu decydować powinien wzgląd na minimum materiału i kosztów.

Figura 80 przedstawia jaz taki wykonany na Renie pod Eglisau; na podstawie doświadczeń poczynionych w ciągu budowy

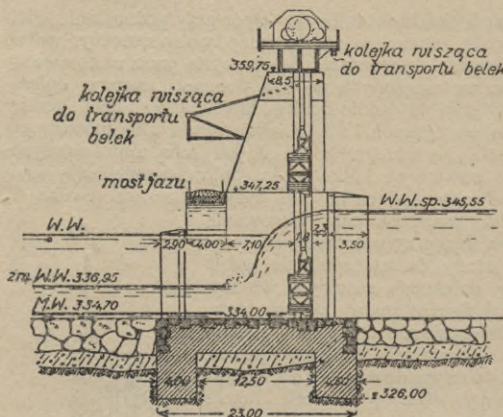


Fig. 80.

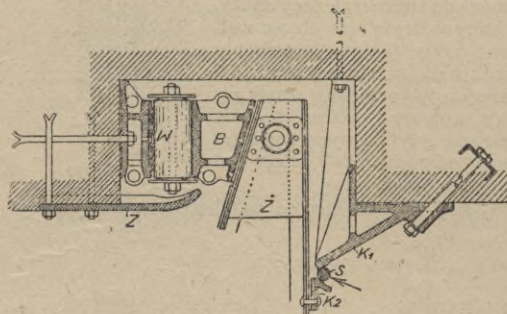


Fig. 81.

rodzaju jazach, przedłużono jeszcze znacznie podłoże i zakończono je ostrogą sięgającą głęboko w grunt.

Nowsze konstrukcje mają u góry klapę dla częściowego przepuszczenia wody i lodu, lub też składają się ze zasuw ponad sobą umieszczonych. Przy jazach tej konstrukcji jako bardzo praktyczne okazało się uszczelnienie systemu Stoney'a, stosowane też tu powszechnie w różnych odmianach. Uszczelnienie to (por. fig. 81, na której przedstawiony jest przekrój poziomy przez niższą filarę, w której porusza się zasuw na wózku z wałków *W*, włożonym między dwa łożyska) polega w zasadzie na wstawieniu między dwa katowniki żelazne K_1 i K_2 pionowej rurki stalowej *s*, którą ciśnienie wody wypycha w trójkątne zagłębienie między nimi. Na figurze widoczne jest jedno z żeber *Z*, połączone prze-

gubowo z łożyskiem *B*. Blacha *Z* stanowi zabezpieczenie wózka wałków przed uderzeniem przedmiotów płynących i zasypaniem przez piasek.

Jazy kozłowe. *a*) Jazy iglicowe. Są one stosowane powszechnie przy kanalizacjach rzek do mniejszych spiętrzeń (poniżej 3 m). Konstrukcja polega na zastosowaniu podpor żelaznych w małych odstępach rozstawionych (normalnie 1,25 m), tj. kozłów Poirée'go (fig. 82). Kozły takie wykonywane zazwyczaj z żelaza kutego, o połączeniach spajanych, przy większych konstrukcjach także z żelaza walcowanego (połączenia nitowane), składają się z dwóch głównych części konstrukcyjnych, tj. słupa *a* (prawie pionowy, nachylenie 40:1) i zastrzału *b*, z którymi łączą się beleczka górna *c*, dźwigająca pomost, oś obrotu kozła *d*, około której można obrócić kozieł (poprzecznie do kierunku rzeki) do położenia poziomego, a wtedy jest zasłonięty

przez próg, słupa tylnego, a wreszcie dwu poprzeczek, służących do usztywnienia całej kraty stanowiącej kozieł. Oś obrotu d osadzona jest obrotowo w łożyskach, z których górne narażone jest skutkiem ciśnienia wody na wyrwanie i musi być silnie zakotwione do części stałej jazu, dolne zaś przyjmuje tylko siły ciśnące. Łożyska te wykonano w różny sposób; jeden z typów łożysk przedstawia fig. 83.

Łożysko górne z kotwą posiada u góry widelki, między które wprowadza się górny czop osi, a po wpadnięciu w dół wsuwa w otwór łożyskowy; łożysko dolne posiada otwór dla czopa ku górze wygięty i rozszerzony, dozwalający na początkowe ukośne położenie osi przy wkładaniu kozła.

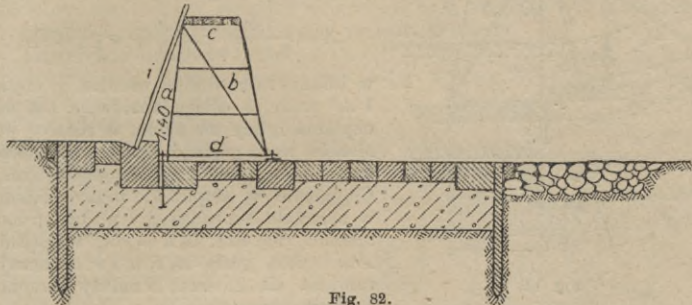


Fig. 82.

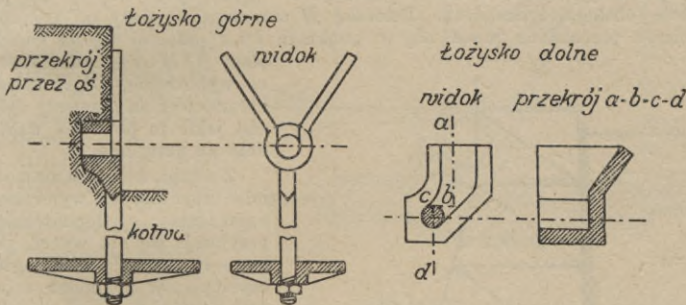


Fig. 83.

Ścianę spiętrzającą stanowią iglice, tj. cienkie beleczki i , stromo obok siebie szczelnie ustawione, opierające się u spodu o wyskok w progu części stałej, u góry o beleczki poziome l (fig. 84), łączące kozły między sobą i na czopach kozłów osadzone. Iglice te mają szerokość (w kierunku długości jazu) około 10 cm i grubość (w kierunku poprzecznym, tj. w kierunku ciśnienia wody spiętrzonej) od kilku do 15 cm. Pomost służbowy stanowią płyty żelazne, obracalne około górnej beleczki jednego kozła i zaczepiające wystającymi końcami o beleczkę górną kozła sąsiedniego. Jaz ruchomy usuwa się z profilu, wyciągając pojedynczo iglice ręcznie (z tego powodu nie mogą być zbyt ciężkie, długość największa 4,30 m), a następnie kładąc kozły zapomocą osobnej windy i łańcucha na dno. Próg zasłaniający kozły (które przy złożeniu częściowo kładą się na siebie) ma wysokość około 40—50 cm.

Pomost służbowy jazów iglicowych wznosi się zazwyczaj 40—50 cm ponad normalną spięzrzoną wodę, nie zaś ponad wielką wodę, filary również nie są wyższe.

Obliczenie jazów iglicowych. Iglicę oblicza się według największego momentu zgięcia, który oznaczyć należy w sposób podany przy odrznięciach ruchomych jazów zasuwowych. Aby ją uczynić lżejszą, pełny wymiar daje się tylko w okolicy największego momentu, ku górze zaś i ku dołowi się ją ścina. Beleczkę poziomą l oblicza się na zgięcie, uwzględniając podparcie na kozłach i ciśnienie wody odpowiadające odstępowi kozłów. Za pośrednictwem tej beleczki przenosi się ciśnienie wody (A) na górny węzeł kozła w punkcie l (fig. 84), druga część ciśnienia przenosi się za pośrednictwem iglicy wprost na część stałą. Ciśnienie górne jest:

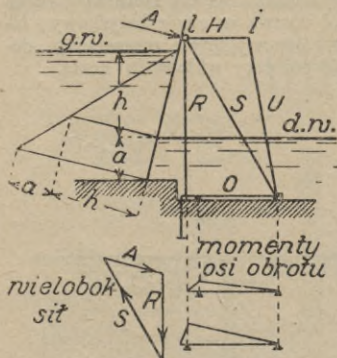


Fig. 84.

$$A = \frac{\gamma b h}{2 \cos^2 \alpha} \left\{ h \left(\frac{h}{3} + a \right) + a^2 \right\},$$

w którym to równaniu oznacza γ ciężar 1 m^3 wody, b odstęp kozłów, α kąt nachylenia iglicy do pionu, h różnicę poziomów wody górnej i dolnej, a głębokość wody dolnej ponad grzbiet części stałej. Ciągnięcie w słupie R , oraz ciśnienie w zastrzale S oznaczymy z równań momentów (fig. 84): $An = Ss$, względnie $Am = Rr$, gdzie n, s, m i r oznaczają ramiona sił. Zastrzał S należy obrachować na wyboczenie.

Oprócz tego trzeba kozieł obrachować na ciężar spoczywający na pomoście (obsługa, iglice, itd.). Beleczkę H obrachować należy na zginanie ciśnienie przeniesione przez nią w punktach l i I przenosi się na kozieł; słupy R i M trzeba obrachować na wyboczenie. Oś O należy obrachować na momenty zgięcia, jakie tu powstają, względnie na skręcenie.

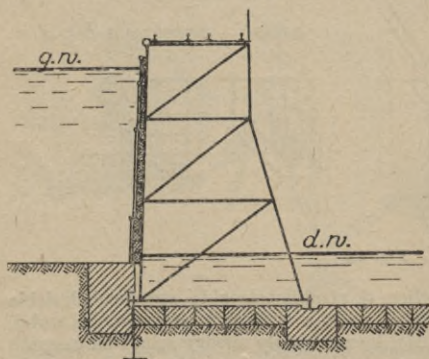


Fig. 85.

b) Jazy z zastawkami na kozłach (fig. 85). Kozły żelazne w odstępach normalnie $1,25 \text{ m}$, stanowią oparcie dla szeregu zastawek ponad sobą ustawionych (dwie do pięciu). Na wierzchu kozłów opiera się pomost żelazny, zbudowany podobnie jak u jazów iglicowych, a na nim znajdują się jeden lub dwa tory kolejki. W tym ostatnim wypadku tor po stronie górnej wody położony służy do ruchu żorawia, zapomocą którego podnosi się zastawki, tor drugi dla wózków, na które ładuje się zastawki i odwozi do magazynu na brzegu. Jak widać z rysunku, w przeciwieństwie do jazów iglicowych przenosi się tu całe ciśnienie wody na kozły, skutkiem czego wypadają one stosunkowo znacznie silniejsze.

Jazy kozłowe o znacznym odstępie kozłów. Tak jazy iglicowe, jak i z zasuwaniami na kozłach, wykonywano także o dużym odstępie kozłów (2 do 6 m, a nawet powyżej); taka konstrukcja ma tę zaletę, że kozły przy składaniu się nie nakrywają.

Jazy walcowe. Konstrukcja ich polega na zastosowaniu walca blaszanego, spoczywającego na części stałej, a przy otwieraniu toczącego się po dwu przyczółkach, stanowiących równię pochyłą o dowolnem pochyleniu (fig. 86).

Na obu końcach walca znajdują się pierścienie gładkie, a obok nich pierścienie zazębione; pierścienie gładkie toczą się po torze gładkim, a zęby pierścieni zazębionych wchodzą w wycięcia szyn zazębionych, ułożonych na przyczółkach, zabezpieczając walec przeciw ślizganiu.

Dawniejsze urządzenia miały wyciągi obustronne, co okazało się jednak niepraktycznym. Nowsze konstrukcje mają wyciąg jednostronny i ciągną walec w górę zapomocą łańcucha Galla, przymocowanego do walca u spodu; na drugim końcu walca jest także łańcuch Galla, ale ten służy tylko do zabezpieczenia walca. Skutkiem urządzenia wyciągu jednostronnego powstają w walcu naprężenia skręcające. Przy konstrukcjach najnowszych ściana spiętrzająca wykonana jest oddzielnie od walca toczącego się, jako tzn. tarcza, z walcem tym jednak sztywnie połączona.

Obliczenie jazu walcowego. Walec należy obliczyć *a*) na zginanie, wynikające z działania ciężaru własnego i ciśnienia spiętrzonej wody; największy moment zgięcia powstaje, gdy walec jest w położeniu dolnem, jednak już nieco podniesiony z progu. Ciśnienie wody na walec działa w kierunku ukośnym ku górze, a składowe pozioma i pionowa tego ciśnienia przechodzące przez środek walca (z założeniem, że stan górnej wody sięga do wierzchu walca, dolnej wody zaś niema), wynoszą:

$$F = 2 \gamma r^2, \quad V = \frac{\pi}{2} \gamma r^2,$$

gdzie *r* oznacza zewnętrzny promień walca, γ ciężar 1 m³ wody.

Na figurze 87 *a* przedstawiono układ sił dla popędu obustronnego i plan sił dla jednego końca walca, z którego można oznaczyć ciągnięcie w linie lub łańcuchu $\frac{S}{2}$ i reakcję toru $\frac{R}{2}$, znając parcie wody $\frac{W}{2}$ i kierunek ciągnięcia $\frac{S}{2}$ (styczny do walca). Przy popędzie jednostronnym trzeba sobie pomysleć siłę $\frac{S}{2}$ z prawej strony przeniesioną na stronę lewą (fig. 87 *b*). Można

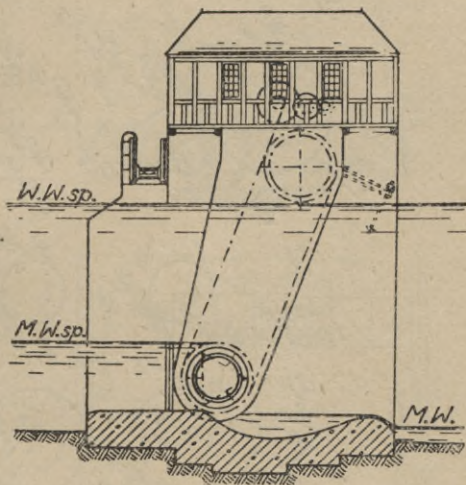


Fig. 86.

to zrobić, zaczepiając w punkcie A dwie siły $\frac{S}{2}$ wprost przeciwne. Powstanie tu zatem prócz ciągnięcia w linie lub łańcuchu S (po lewej stronie $\frac{S}{2} + \frac{S}{2} = S$) para sił $\frac{S}{2} \cdot l$, starająca się obrócić walec w położenie kreskowane. Wyobraźmy sobie teraz obydwie siły $\frac{S}{2}$, tworzące parę sił, przesunięte do punktów m (fig. 87 *e*), co możliwe jest tylko przez przyłożenie w tych punktach dwu sił równych i wprost przeciwnych. Na każdym więc końcu walca powstanie prócz siły $\frac{S}{2}$ moment skracający $\frac{S}{2} \cdot e$. Figura 87 *d* przedstawia układ sił dla

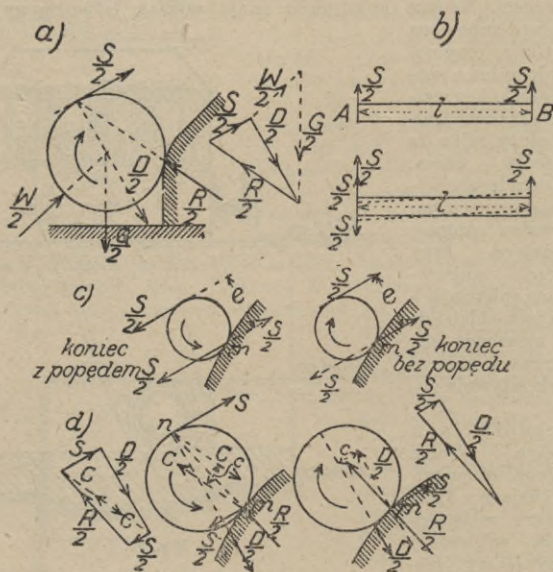


Fig. 87.

obu końców walca; pary Cc (względnie $\frac{D}{2} c$, gdyż $\frac{D}{2} = C$) równoważą się z momentem M . Przy obliczeniu trzeba dla różnych położenia walca wyznaczyć ciśnienie na tor, ciśnienie na zęby, oraz momenty skracające.

Walec należy tak wykonać, aby wypór wody nie mógł go podnieść, co można uzyskać np. przez umieszczenie wewnątrz walca rury wypełniającej się od czoła wodą.

Jazy odcinkowe (segmentowe). Zasadę konstrukcji przedstawia fig. 88. Parcie wody działające na wypukłą powierzchnię ściany spiętrzającej przenosi się w kierunku promienia krzywizny tej ściany na oś obrotu, za pomocą ramy usztywniającej cały system. Oś obrotu stanowić może belka przechodząca między przyczółkami i w nich osadzona; częściej stanowią oś obrotowe krótkie wały osadzone w łożyskach, niepołączone ze sobą, na które przenosi się parcie wody za pomocą silnych podpór skrajnych. Kon-

struktura składa się z następujących części: *a*) blacha opierająca, *b*) żebra, przenoszące ciśnienie na belki usztywniające, *c*) belki główne położone w kierunku promienia krzywizny (zwykle dwie, w płaszczyznach *a b*, *a' b'*), *d*) podpory końcowe, przenoszące ciśnienie z belek głównych na oś, wreszcie *e*) oś obrotu obracalna w łożyskach osadzonych w przyczółkach. Dźwigary główne i podpory końcowe widoczne są z fig. 89. Dźwigary główne wraz z podporami końcowymi tworzą ramę przenoszącą ciśnienie na oś obrotu i łożyska i muszą być liczone jako rama; blachy liczy się jako podparte z czterech stron, łożyska muszą być z uwagi na składową pionową ciśnienia wody dobrze zakotwione w głąb muru.

Jazy klapowe. Są to tablice wykonane z drzewa lub żelaza, lub wreszcie o szkielecie żelaznym pokrytym drzewem (pokrycie dylami lepsze niż blachą, gdyż klapa jest sztywniejsza). Klapy takie ustawia się obok siebie na części stałej jazu, pozostawiając odstępy kilkocentymetrowe, które zamyka się od strony górnej wody trójkątną iglicą drewnianą. Jazy te mogą mieć 1. klapy o osi obrotu poziomej, stosowane najczęściej, i 2. klapy o osi obrotu pionowej. Oś pozioma może być albo u góry klapy (osadzona we filarach, klapa zajmuje całą przestrzeń między filarami), albo u dołu klapy (oś obrotu osadzona na części stałej jazu, a klapa musi mieć jedną lub dwie podpórki), albo wreszcie oś obrotu może być w $\frac{1}{3}$ do $\frac{1}{2}$ wysokości klapy (osadzona w łożyskach we filarach, lub na osobnych podporach. Drugi rodzaj podziału polega na charakterystyce sposobu uruchomienia klapy; pod tym względem rozróżniamy: *a*) klapy samoczynne, *b*) klapy kładące się samoczynnie, *c*) klapy kładzione i stawiane ręcznie. W zasadzie klapa samoczynna jest klapa o osi poziomej, znajdujące się w $\frac{1}{3}$ wysokości, gdyż wtedy wypadkowa ciśnienia wody, przy stanie wody sięgającym do wierzchu klapy przechodzi przez oś, przy obniżeniu się stanu wody klapa jest zamknięta, przy podwyższeniu klapa się otwiera. Samoczynność klap uzyskuje się także przez zastosowanie przeciwwagi.

Nie zawsze jednak samoczynność jest pożądana; klapy samoczynne, otwierające się zbyt łatwo, mogą wypuścić falę wody i obniżyć spiętrzenie w czasie kiedy to jest najmniej pożądanego, dlatego większe klapy zastosowane np. przy kanalizacjach rzek (klapa Chanoine'a), mają oś obrotu nie w $\frac{1}{3}$, lecz wyżej (między $\frac{1}{3}$ a $\frac{1}{2}$ wysokości klapy). Konstrukcja klapy ma być taka, aby jej nie zniszczyły lody i rumowisko rzeczne. Zapatrywanie, iż na naszych rzekach górskich zastosowanie klap z powodu silnego

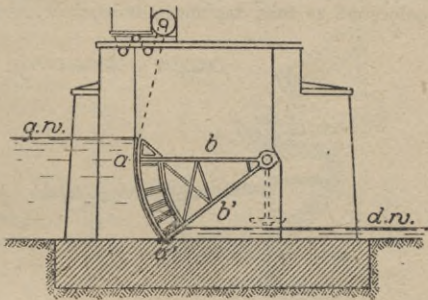


Fig. 88.

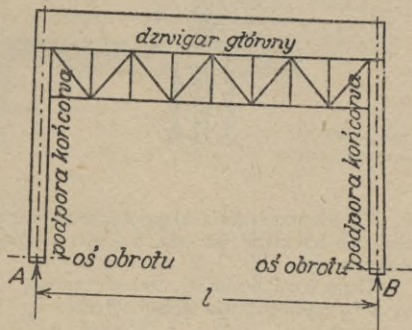


Fig. 89.

ruchu materiału rzecznoego i lodów nie jest możliwe, niema uzasadnienia; w Szwajcjarji w podobnych warunkach wykonane kłapy utrzymują się dobrze.

Małe kłapy, przedstawione na fig. 90, stosowane są często w Badeńskim i Württembergji jako podwyższenie części stałej jazu (o 20—60 cm). Są to tablice drewniane zakładane końcami o siebie; każda prócz tego zaopatrzona podpórką, opartą o próg. Na przyczółku *A* kłapa skrajna jest przytrzymana zapomoćą trzpienia śrubowego obracalnego w mutrze, którego kółka przytrzymują haki *h* (szczegóły *a* i *c*) na przyczółku *B*; kłapa skrajna opiera się o mur. Przez obrót trzpienia *W* wyhacza się haki *h*, a wszystkie kłapy przewracają się, poczem się je ściąga na brzeg. Wszystkie kłapy są połączone ze sobą zapomoćą łańcuchów, aby nie spłynęły.

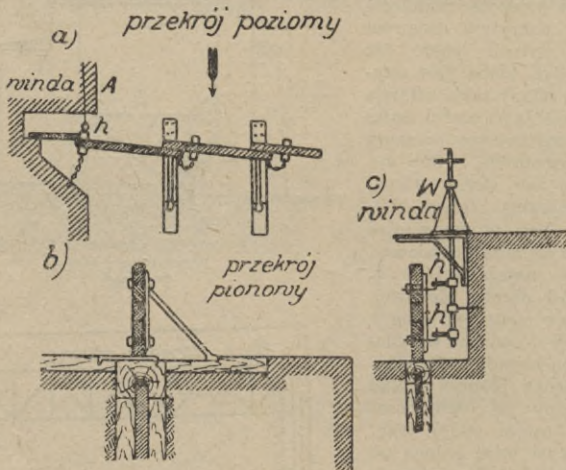


Fig. 90.

Fig. 91 przedstawia kłapę z przeciwwagą; gdy stan wody się podwyższa, ciśnienie na kłapę wzrasta, a kłapa się pochyła, regulując tem samym stan wody.

Kłapę o osi poziomej, umieszczonej w $\frac{1}{3}$ wysokości, lub powyżej (między $\frac{1}{3}$ a $\frac{1}{2}$), przedstawia schematycznie fig. 92.

Według oznaczeń podanych na figurze wynosi:

1. Wypadkowe ciśnienie wody na kłapę: $W = \frac{\gamma b}{2 \cos \alpha} \left[(a+h)^2 - a^2 - s^2 \right]$

2. Moment obrotu siły W ze względu na punkt A :

$$M = \frac{\gamma b}{6 \cos^2 \alpha} \left\{ (a+h)^3 - a^3 - s^2 [3(a+h) - 2s] \right\}$$

3. Mimośródek $e = d - \frac{M}{W}$

4. Oddziaływanie $A = \frac{We}{d}$

5. Na oś przenosi się siła: $S = \frac{M}{d}$

6. Chcąc przymusowo otworzyć kłapę, trzeba pokonać moment: $We = Ad$.

7. Obydwa ramiona narażone są na zgięcie; największy moment zgięcia jest

$$\text{przy osi i wynosi: } M' = \frac{\gamma b}{6 \cos^2 \alpha} \left[(g' \cos \alpha + s)^3 - s^2 (3 g' \cos \alpha + s) \right]$$

8. Do tego momentu przy większej chyżości przepływu powyżej jazu dodać należy jeszcze moment uderzenia wody wynoszący:

$$M' = k \gamma s b g'^2 \cos^2 \alpha; \text{ współczynnik } k \text{ można przyjąć równy } 0,75.$$

W równaniach tych oznacza γ ciężar $1 m^3$ wody, b długość kłapy; inne oznaczenia podane są na rysunku.

Przejścia dla ryb. Są to urządzenia służące do umożliwienia rybom przejścia z dolnej do górnej wody i odwrotnie, przez stopnie sztuczne, jakie tworzą jazy i naturalne jakie tworzą wodospady. Ryby, jak łososie, pstrągi i węgorze, czynią wędrówki celem składania ikry, inne znowu celem wyszukania sobie pokarmu. Ustawy wodne wielu krajów nakładają na właścicieli zakładów wodnych obowiązki urządzenia w jazach przejść dla ryb.

Przejścia dla ryb są to kanały w jazach stałych lub osobne rynny w jazach ruchomych, przechodzące pochyło od górnej do dolnej wody. Aby nie powstały tu zbyt wielkie chyżości, daje się rynnom odpowiednią długość, a nadto wykonuje w nich przegrody rozmaitego kształtu. W ogólności dzieli się przejścia na przepławki, o przegrodach nie sięgających przez całą szerokość rynny i o spadkach stosunkowo mniejszych (1 : 10 — 1 : 12) i schodki, o przegrodach sięgających przez całą szerokość rynny i spadkach większych, 1 : 7 — 1 : 10. Chyżość wody dla pstrągów i łososi nie powinna przekraczać 2—3 m/sek., a szerokość rynien wynosi od 0,60 m do 3 m; obecnie jest tendencja stosowania raczej szerokości mniejszych (0,6—1,5 m). Nowsi konstruktorzy wysilają się na wymyślenie skutecznego tłumienia chyżości zapomocą różnej konstrukcji ścianek przedziałowych, pragną przytem zmniejszyć długość przejść przez zastosowanie znacznych spadków (1 : 3 do 1 : 1).

Denil (Les échelles à poissons, Annales des travaux publics de Belgique 1909) poddaje szczegółowej krytyce te nowsze systemy na podstawie badań doświadczalnych i przedstawia swój system.

Problem ten w praktyce nie jest jeszcze rozwiązany zadowalniająco; w Szwajcarii np., gdzie dużo jazów wykonano, zaufanie do przejść dla ryb nie jest wielkie. W wielu wypadkach właściciel zakładu wodnego prócz wykonania przejścia, musi przeprowadzić sztuczne zarybianie, lub też płacić odszkodowanie właścicielom rybołówstwa skutkiem ubytku w dochodach (Die Fischwege an Wehren und Wasserwerken in der Schweiz, Zürich 1917).

Problem ten w praktyce nie jest jeszcze rozwiązany zadowalniająco; w Szwajcarii np., gdzie dużo jazów wykonano, zaufanie do przejść dla ryb nie jest wielkie. W wielu wypadkach właściciel zakładu wodnego prócz wykonania przejścia, musi przeprowadzić sztuczne zarybianie, lub też płacić odszkodowanie właścicielom rybołówstwa skutkiem ubytku w dochodach (Die Fischwege an Wehren und Wasserwerken in der Schweiz, Zürich 1917).

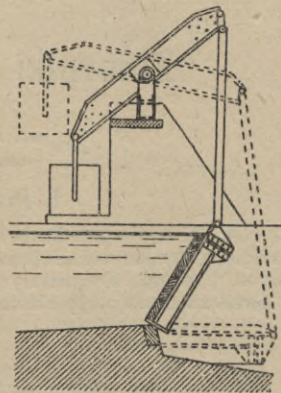


Fig. 91.

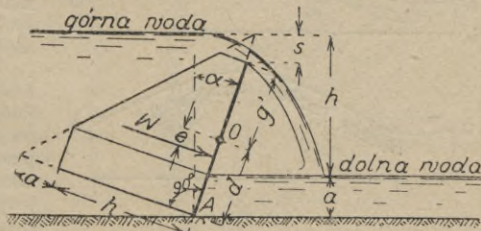


Fig. 92.

LITERATURA.

- N. Haponowicz: Teoria krzywych spiętrzenia. (Czasop. techn. lwowskie 1917.)
 M. Matakiewicz: Budowa jazów. Lwów 1920.
 M. Matakiewicz: Nowa metoda obrachowania spiętrzenia przy moście (Czasop. techn. 1922).
 O. Nadolski: Zakłady o sile wodnej. Lwów 1910.
 F. Bonnet: Cours des barrages. Paryż 1920. (II. wyd.)
 F. De Mas: Rivières canalisées. Paryż 1903.
 H. Engels: Handbuch des Wasserbaues. (II. wydanie. Lipsk 1921.)
 T. Rehbock: Stauwerke. Lipsk 1912. (Handb. d. Ing.-Wissensch.)

Zbiorniki i przegrody dolin.

Napisał

dr. inż. Jan Łopuszański,
 profesor politechniki, Lwów.

I. Prace przygotowawcze.

Uwagi ogólne, zadania i podział zbiorników. Dzisiejsze gospodarstwo wodne, dążąc do wszechstronnego opanowania odpływu wód powierzchniowych, posługuje się z natury rzeczy w coraz to szerszej mierze zbiornikami. ównocześnie zajmują zbiorniki i w nowoczesnej technice ujęcia wód powierzchniowych wybitne miejsce, dzięki swym zdolnościom wyrównawczym (fig. 93), tak co do ilości jak i czasu, wypierając w okolicach podgórskich i górskich stare, rozposzechnione ujęcia jazowe.

Dzięki tym wysokim zaletom zajęły zbiorniki, zwłaszcza sztuczne, w dzisiejszym gospodarstwie wodnym pierwszorzędne stanowisko.

W przyrodzie spotykamy liczne zbiorniki naturalne, jak jeziora, stawy, bagna, oraz tereny zalewowe, które powstały przez całkowite lub częściowe zamknięcie dolin z przyczyn przyrodzonych, jak np. podniesienia dna wskutek zmian

tektonicznych, usuwiska stoków, lub też stożków napływowych usypanych w dolinie głównej przy ujściu ścieków bocznych.

W podobny sposób powstają i zbiorniki sztuczne, z tą różnicą, że dolinę zamyka budowla sztuczna, wzniesiona specjalnie w tym celu, t. zw. przegroda.

Zbiorniki sztuczne wznosi się albo odosobnione, albo też w celu wydawnego opanowania odpływu z danego dorzecza rozmieszcza się je linjowo wzdłuż ścieku gł., lub powierzchniowo, zakładając zbiorniki na poszczególnych dopływach bocznych i na ścieku głównym (fig. 94).

Tak naturalne, jak i sztuczne zbiorniki, gromadząc a następnie oddając stopniowo napływające wody z przynależnych im dorzeczy, wyrównują i ujednostajniają odpływ, wywołując w nim trwałe zmiany objętościowe i czasowe.

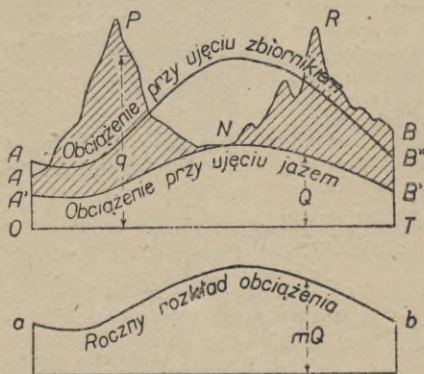


Fig. 93.

Działanie zbiorników sztucznych sięga jednak głębiej w *regime* rzek, aniżeli naturalnych, choć obie kategorie podlegają tym samym zasadniczym prawom hydrologicznym.

Warunki topograficzne. Wielkość zbiornika zależy od wysokości przegrody i od ukształtowania poziomego i pionowego doliny. Im

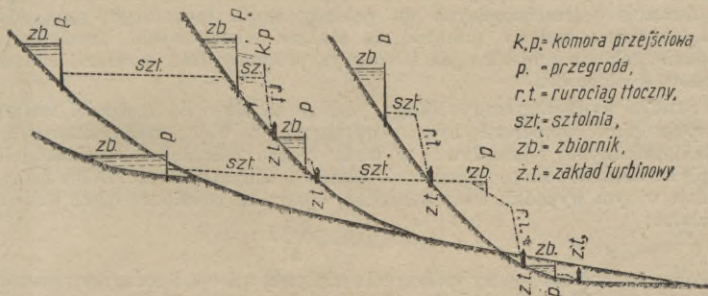


Fig. 94.

dolina szersza, a stoki łagodniejsze, tem pojemność zbiornika, przy tej samej zresztą wysokości piętrzenia, jest większa; pod względem pionowym pożądanym z tych samych względów możliwie mały podłużny spad doliny. Wydajność topograficzną doliny zbiornika mierzymy stosunkiem pojemności tejże doliny do objętości pryzmatu, o podstawie równej powierzchni zalewu przy najwyższym użytkowym napelnieniu, a wysokości równej największej głębokości zbiornika u przegrody. Kształt doliny ujmujemy w obliczeniach wstępnych zazwyczaj geometrycznie, przyjmując spad dna wedle linii: wypukłej, prostej lub wklęsłej, a profil poprzeczny jako: zwarty kształtu V, trójkątny, lub rozwarty kształtu U. Wydajność doliny przy tych założeniach waha w granicach od 0,15 do 0,50, średnio około 0,35, a w szczególności wynosi dla zbiorników: Strubklamm 0,20, Marklissa 0,30, Mauer 0,42, Barberine 0,45, Wäggi 0,50, Porąbka na Sole 0,39. Naturalnym miejscem budowy zbiorników są doliny o możliwie szerokim dnie i łagodnych stokach, które raptownie zwiirając się w dolnej partji tworzą t. zw. gardło, miejsce odpowiednie do umieszczenia budowli piętrzącej, przegrody (fig. 95).

Warunki geologiczne. Dolina zbiornika musi być szczelna i nieprzepuszczalna, nawet pod ciśnieniem kilku atmosfer. Przy wyborze miejsca unikać zatem należy pokładów skalnych, które wskutek zmian tektonicznych, dźwignięć, zapadnięć lub sfałdowań, są splekane lub szczylinowate, a nadto także i żyworych, zwłaszcza znacznych pod względem miąższości. Wyściółka jednak doliny warstwą nieprzepuszczalną, o grubości pokładu około 1,5 m, zapewnia w przeważnej ilości wypadków dostateczną szczelność; dolin zatem o dnie i stokach pokrytych rodzimym ilem lub gliną można użyć na umieszczenie zbiorników. Skała, na której ma stanąć przegroda, musi być nie tylko zdrowa, dostatecznie trwała i nieprzepuszczalna, ale także zwarta i bez uskoków. U skał

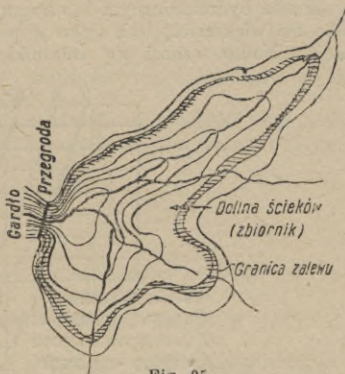


Fig. 95.

warstwowych, uwarstwowanie powinno być poziome lub tylko lekko do poziomu nachylone. Nie można budować przegrody, gdy istnieje choćby tylko najmniejsze prawdopodobieństwo usuwiska (skały z wtrąconymi warstwami, choćby bardzo cienkimi iltu, marglu lub przegrodzone warstwami łożupków), ani też na skałach choćby w najmniejszym stopniu rozpuszczalnych, a więc zawierających sól lub gips; nadto należy zwrócić uwagę w formacjach trzeciorzędnych na pokłady węgla brunatnego, oraz niebezpieczeństwo budowy przegród na skałach dolomitowych. Szczegółowe badania, tak dla projektu, jak i budowy, przeprowadzać powinni zawsze fachowi geolodzy.

Studja hydrologiczne. Należy posługiwać się o ile możności zawsze bezpośrednio pomiarami hydrometrycznymi, a więc: wodowskazowymi (limnigraficznymi) i przepływu; w braku tychże pośrednimi, a mianowicie odpływu obrachowanego na podstawie opadów w danym dorzeczu. Dobre usługi oddaje w tym wypadku wzór Rehbocka, oparty na doświadczeniach Kellera kształtu:

$$\alpha = 0,933 - \frac{0,4}{h}$$

w którym α oznacza roczny współczynnik odpływu, a h opad roczny w metrach (por. str. 536). Objętość wielkich wód oblicza się wzorami: Hoffmanna, Lauterburga, Herbst'a lub Kresnika. Dla uzyskania podstaw hydrologicznych należy dla zbiorników użytkowych przeprowadzić studja obejmujące conajmniej okres 10-letni ze szczególnem uwzględnieniem lat wyjątkowo suchych i kolejnego ich następstwa; dla zbiorników powodziowych zbadać fale powodziowe z okresu mniej więcej 25-letniego, zwracając uwagę na najwyższe, oraz długotrwałe; te ostatnie są bowiem często również trudne do opanowania.

Pojemność zbiorników. Zdolność wyrównawcza, t. j. możność gromadzenia wód podczas wysokich stanów, a stopniowego oddawania tychże podczas niskich, pozwala użytkować zbiorniki do różnorodnych celów, pomagających, albo dysponowania mniej lub więcej stałymi objętościami wody w okresie hydrologicznym lub rocznym (wodociągi, zakłady o sile wodnej), albo też większemi, lecz tylko w pewnych okresach roku (żegluga, meljoracje). Nadto wznosi się zbiorniki w celu ochrony gruntów w dolinach

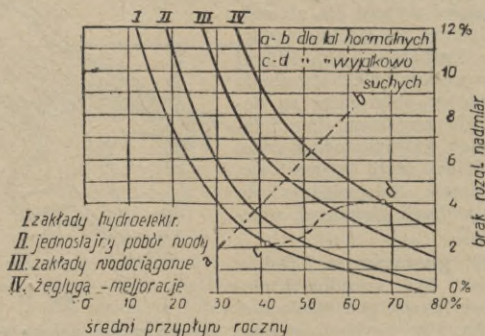


Fig. 96.

rzecznych przed zalewem. Zbiorniki pierwszej kategorii nazywamy użytkowymi lub wyrównawczymi, drugiej powodziowymi.

1. Zbiorniki użytkowe. Ponieważ jednostkowe koszty budowy zbiorników maleją w miarę wzrostu pojemności, a podwyższenie przegrody jest trudne i kosztowne, o ile w pierwotnym projekcie i budowie nie było

z góry przewidziane, przeto należy budować zbiorniki użytkowe o możliwie największej pojemności, oznaczając ją w % średniej objętości rocznego odpływu z dorzecza, albo też współczynnikiem procentowym

$$\eta = 100 \frac{i}{a},$$

w którym $i = \frac{V}{A}$, gdy V oznacza objętość zbiornika w m^3 , A dorzecze w m^2 , zaś a roczną objętość odpływu z dorzecza, wyrażona grubością warstwy wody w m (Wäggi 100, Barberine 84, Loentsch 37). Normalna pojemność zb. leży w granicach od 30% do 50% rocznego odpływu, zależnie od sposobu użytkowania zbiornika (fig. 96), dochodząc wyjątkowo do 75%. Budowa większych zbiorników jest bezcelowa i nieekonomiczna.

Projektując zbiornik, należy w każdym wypadku sprawdzić, czy pojemność narzucona warunkami przyrodzonymi (wielkość dorzecza i opadów, dopuszczalna wysokość piętrzenia, pojemność doliny i tp.) wystarcza dla potrzeb nie tylko obecnych, ale i najbliższej przyszłości, a więc dla okresu

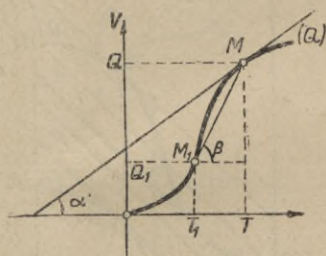


Fig. 97.

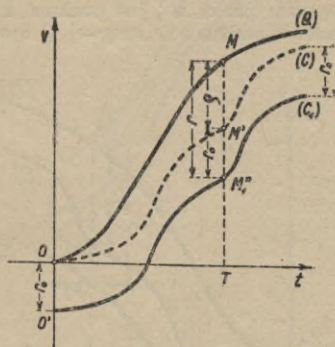


Fig. 98.

od 25 do 90 lat, tj. normalnego okresu amortyzacyjnego instalacji zbiornikowej.

Oznaczenie pojemności użytkowej najwygodniej przeprowadzić wykreślnie przy pomocy krzywych sumowych, wyznaczonych dla dopływu i odpływu sekundowego we funkcji czasu:

$$Q = \int_0^T q dt \quad \text{i} \quad C = \int_0^T c dt$$

w których oznaczają: q i c dopływ i odpływ sekundowy w czasie T , zaś Q i C całkowitą objętość dopływu wzgl. odpływu w okresie czasu t .

Krzywe sumowe (fig. 97) posiadają zaś następujące charakterystyczne własności:

1. styczna trygonometryczna kąta α zawartego między osią odciętych a styczną w dowolnym punkcie krzywej sumowej, jest równą objętości przepływu sekundowego:

$$tg \alpha = \frac{dQ}{dt} = q \quad \text{i} \quad tg \alpha = \frac{dC}{dt} = c;$$

2. styczna trygonometryczna kąta β zawartego między osią odciętych a sieczną MM' krzywej sumowej jest równa średniej objętości przepływu sekundowego w okresie czasu $T - T_1 = t$:

$$tg \beta = \frac{Q - Q_1}{t} = q_r \quad \text{i} \quad tg \beta = \frac{C - C_1}{t} = c_r$$

Między krzywymi sumowemi dopływu zbiornika Q , a odpływu C , odniesionemi do tego samego układu rzędnych, można ustalić następujące związki: różnica rzędnych $\overline{MM'}$ dla czasu T krzywych Q i C (fig. 98) daje objętość ρ zgromadzoną w zbiorniku w okresie t ; o ile jednak zbiornik już na początku rozważanego okresu posiada pewien zapas początkowy r_0 , to całkowity zapas wynosi:

$$r = r_0 + \rho$$

Oznaczając zaś przez R pojemność maksymalną zbiornika, narzuconą warunkami miejscowymi (np. dopuszczalna wysokość piętrzenia), ustalamy związek:

$$0 \leq r \leq R$$

nanosząc zaś (fig. 99) od punktu M na rzędnej odcinek $\overline{MM''}$ w kierunku ujemnym spostrzegamy, że

$$0 \leq \overline{MM'} \leq \overline{MM''}$$

przyczem punkt M'' jest punktem krzywej Q' , powstałej przez równoległe, pionowe przesunięcie krzywej Q o odcinek $\overline{OO''} = R$. Gdy zaś wszystkie

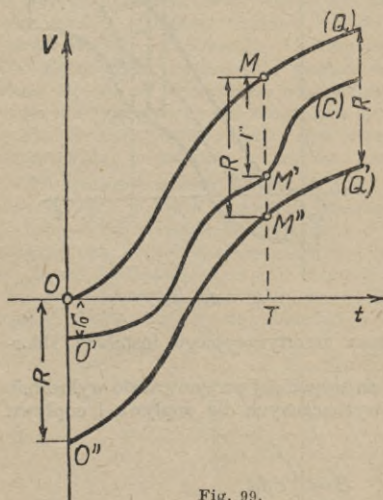


Fig. 99.

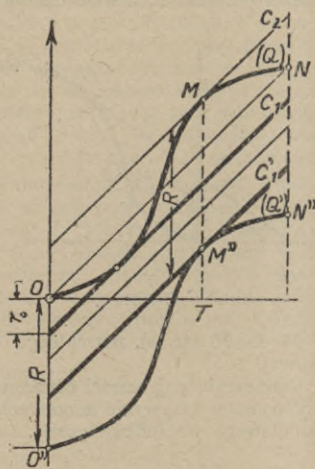


Fig. 100.

punkty M' krzywej C znajdują się na prostych między punktami M i M'' to i krzywa odpływu C musi leżeć w obrębie pola, zamkniętego krzywymi Q i Q' , mogąc mieć z niemi, albo poszczególne punkta styczności, albo nawet wszystkie wspólne w wypadku granicznym. Odwrotnie każdej krzywej C , wykreślonej a priori w polu tych krzywych, odpowiada pewien właściwy, jednowartościowy sposób użytkowania wód zbiornika, przy którym w czasie T posiada zbiornik zapas wody $\overline{MM'} = r$, w wypadku zaś szczególnym dla $T = 0$, zapas $\overline{OO'} = r_0$.

Zazwyczaj stawia się żądanie, aby odpływ był albo w całości wyrównany, albo też, o ile to nie da się przeprowadzić ze względu na narzuconą z góry pojemność zbiornika, wyrównanie było częściowe, przy możliwie najwydatniejszym obniżeniu wysokich, a podniesieniu niskich stanów wód.

W pierwszym wypadku krzywa odpływu C staje się prosta, a rozwiązanie zadania polega na wykreśleniu takiej prostej w polu $Q-Q'$, któraby, nie prze-

cinając żadnej z obu krzywych, była co najwyżej do jednej z nich styczną, przyczem z pośród wielu o różnych kierunkach, najodpowiedniejszemi będą równoległe do cięciwy \overline{ON} (fig. 100), o odpływie sekundowym, równym średniemu odpływowi rocznemu q_r . W tym pęku prostych, znowu prosta C_1 , styczna do Q daje stały a najwyższy odpływ sekundowy przy najniższej pojemności zbiornika. Pierwsze to rozwiązanie, najekonomiczniejsze ze względu na kosztu budowy przegrody, jest realne jednak tylko w dwu wypadkach a to: 1° gdy $R > r$, t. zn. objętość niezbędna do pełnego wyrównania jest mniejszą od pojemności max. R , dającej się uzyskać w danych warunkach lokalnych, i 2° gdy $R = r$; natomiast gdy $R < r$ zadanie jest nierealne wskutek niemożliwości budowy zbiornika o wskazanej pojemności; w tym wypadku nie pozostaje też nic innego, jak poprzestać na wyrównaniu

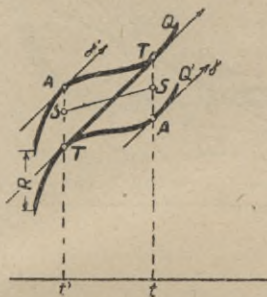


Fig. 101.

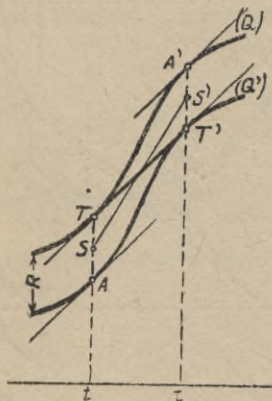


Fig. 102.

częściowem. Krzywą odpływu C , która przy danej pojemności zb. R najlepiej spełni swe zadanie, oznacza trasa nitki, napiętej w polu krzywych $Q-Q'$ o wzajemnym odstepie R , (fig. 101 i 102) łącząca punkt początkowy z końcowym krzywej Q . Krzywa ta daje odpływ C najlepiej wyrównany w wziętym pod uwagę okresie czasu t (fig. 103).

Konstrukcji tej nie należy jednak stosować bezwzględnie w każdym wypadku. Często i inna krzywa, byle o stale rosnących rzędnych, a styczna w tych samych punktach do Q i Q' co „nitkowa“, dając ilościowo te same objętości odpływu, zapewnia w niektórych wypadkach lepsze dostosowanie się do faktycznych potrzeb zużycia wody.

Oznaczając pojemność zbiornika, uwzględnia się w szczególnych wypadkach (zakład turbinowy lub wodociąg) obok pojemności użytkowej w , także t. zw. żelazną (fig. 104), która wypełniając najniższą część zbiornika, mniej więcej w 40 do 50% wys. norm. piętrzenia, ma przedewszystkiem za zadanie utrzymanie zapasu użytkowego w pewnej stałej wysokości nad dnem doliny. W ten sposób ustalamy nie tylko dolną granicę spadcu użytkownego, ale także i tegoż amplitudę wahań, która z rozmaitych względów (np. sprawności turbin) nie powinna być znaczna i przekraczać 60% najw. spadcu użytkownego; zapas strefy użytkowej wynosi w tym wypadku około 75—80% pełnej pojemności zbiornika, w zależności od ukształtowania doliny. W dolnej strefie zbiornika mogą mieścić się bez szkody dla regime zbiornika rumowiska, których dostawa, będąc w wielu wypadkach bardzo silną i szybką, powinna być uwzględniona, przy oznaczeniu pojemności użytkowej.

Pewną orientację co do odporności zbiornika na zanieśnienie rumowiskiem daje wzór Singera kształtu:

$$T = \frac{1}{d} \cdot \frac{V}{\Sigma Q}$$

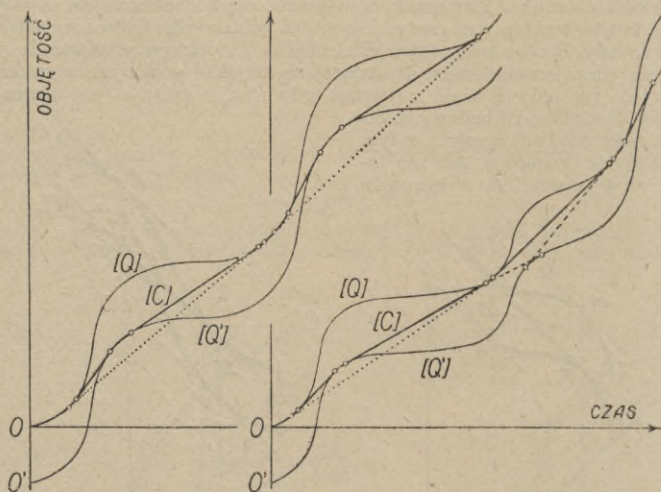


Fig. 103.

w którym oznacza: T czas zamulenia zbiornika w latach, d ilość rumowiska unoszonego w tysięcznych objętości wody, V pojemność zbiornika w m^3 , a ΣQ całkowity roczny odpływ z dorzecza zbiornika wyrażony, również w m^3 .

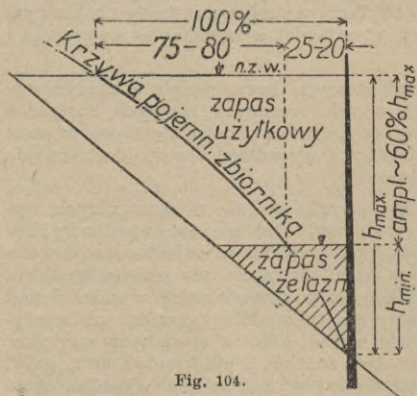


Fig. 104.

Stosunek $\frac{V}{\Sigma Q}$ nazywa Singer

charakterystyką trwałości, gdyż w miarę tegoż wzrostu rośnie i odporność zbiornika na zamulenie.

Wzoru powyższego nie zawsze jednak można użyć dla braku ścisłych wartości na d i dlatego oddaje dobre usługi, zwłaszcza w projektach wstępnych, wzór Wilhelm'a kształtu:

$$R = \varphi J Q$$

w którym R oznacza w m^3 roczną objętość rumowiska doprowadzonego ściekiem, Q średni roczny odpływ w $m^3/\text{sek.}$, J spad ścieku w tysięcznych, a φ współczynnik charakteryzujący pod względem topograficznym i geologicznym dorzecze. Dla dorzeczy alpejskich i centralnego masywu francuskiego wartość $\varphi = 523$, dla Karpat będzie ta wartość za-

pewne cokolwiek niższa. Roczny dopływ rumowiska do zbiornika na Sole (Porąbka) obliczono na tej podstawie na $56.000 m^3$.

2. Zbiorniki powodziowe. Zatrzymując część fali wezbrania w zbiorniku, obniża się jej szczyt, a w następstwie zmniejsza i obszar zalewu gruntów w dolinie ścieku poniżej zbiornika. Skuteczność ochrony przed zalewem zależy jednak w wysokiej mierze od warunków miejscowych, a przede wszystkim od stosunku pojemności zbiornika do objętości fali wezbrania, a pewność od małego oddalenia zbiornika od terenów zalewowych, oraz usytuowania go wprost w dolinie, której zamierzamy bronić przed zalewem. Zbiorniki powodziowe dzielimy na dwa typy: samoczynne i sterowane.

Samoczynne (fig. 105) mają w swych przegrodach jeden lub więcej otworów tak obranych co do wielkości, aby normalna woda przepływała



Fig. 105. Typy upustów w samoczynnych zbiornikach powodziowych.

1 — upust sztolniowy, 2 — upust prostokątny, 3 — upust trójkątny,
4 — przewał, 5 — syfon.

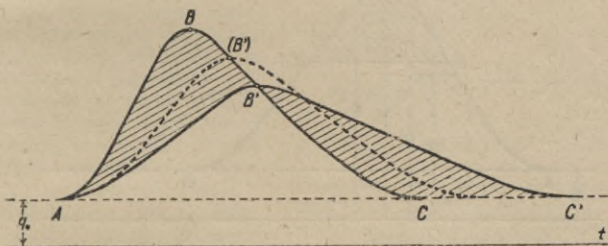


Fig. 106.

nimi, albo zupełnie swobodnie, albo też tylko pod nieznacznym ciśnieniem; nadmiar zaś w. wody zbierał się powyżej przegrody w obrębie doliny, która tworzy zbiornik powodziowy.

Krzywa wezbrania ABC (fig. 106) o max. objętości przepływu q , odgależająca się od stanu ustalonego q_0 , wskutek działania zbiornika zmienia swój kształt pierwotny na nowy: $AB'C'$, a będąc równocześnie krzywą wypływu przez otwór w przegrodzie, jest funkcją miary napełnienia zbiornika. Powierzchnie obu krzywych są sobie równe, jako dotyczące tego samego wezbrania, przyczem powierzchnia $AB'B'$, miara napełnienia zbiornika, jest równa powierzchni $B'C'C'$, objętości, jaka po przejściu kulminacji, stopniowo wraca w koryto ścieku. Szczyt fali odpływu B' , na przecięciu tych krzywych, przypada czasowo na moment najwyższego napełnienia zbiornika. Zbiornik powodując w pierwotnej fali wezbrania obniżenie szczytu i opóźnienie kulminacji, przedłuża natomiast czas trwania wezbrania.

Wypadek ten jednak tylko wtedy zachowuje swą ważność, gdy pojemność zbiornika jest nieograniczona; z chwilą, gdy wskutek warunków miejscowych w obliczenia wprowadzimy nawet znaczną, lecz ściśle określoną pojemność, wyniki poprzednie mogą uległ wybitnym zmianom. Przy narzuconej bowiem pojemności zbiornika zdarzyć się może, że fala wezbrania napływa i po napełnieniu zbiornika, a wskutek tego nadmiar wody uchodzi już i upustem burzowym, co zmienia kształt krzywej odpływu; fala odpływu, przedstawiona linią kreskowaną na fig. 106, zwrasta w tym wypadku silniej i szybciej, punkt (B') podnosi się nie tylko ponad B' , lecz równocześnie przesuwa się w lewo, dążąc do pierwotnego położenia B . Strefa ochronna kurczy się wraz ze wzrostem fali; a przebieg wezbrania w dolnej, odległej partji rzeki (fig. 107) różni się już tylko nieznacznie od pierwotnego, nie

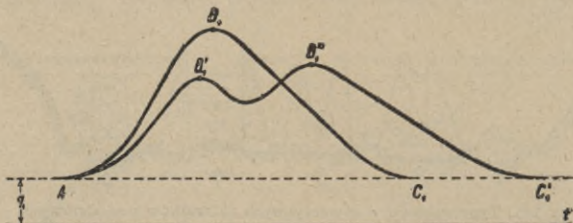


Fig. 107.

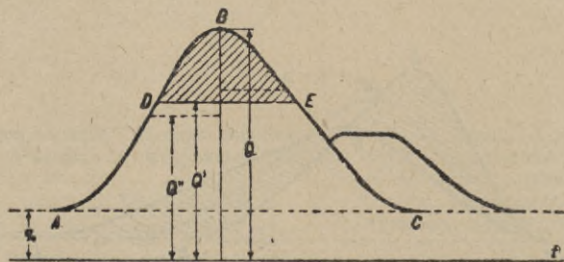


Fig. 108.

odkształconego zbiornikiem. Zauważyć tu wypada, że pierwotna fala ABC (fig. 106), nie otrzymując nawet nowych impulsów w formie wezbrań dopływów, ulega — posuwając się z biegiem rzeki — spłaszczeniu, przedłuża swój czas trwania ($AC_1 > AC$), obniżając równocześnie szczyt.

Biorąc zaś pod uwagę istotne warunki odpływu, tj. przyjmując odkształcenie fali przy równoczesnem jej zasileniu wezbraniem dopływów poniżej zbiornika, okaże się, że nowa fala (fig. 107), będąc szerszą w podstawie ($AC_1' > AC_1$) posiada już dwa maxima B_1' i B_1'' , z których pierwsze niższe od B_1 , wyprzedza je nawet czasowo, drugie zaś, późniejsze, wznoszące się ponad gałęzią opadającą krzywej AB_1C_1 bywa często nawet wyższe od B_1 . Projektując samoczynny zbiornik powodziowy należy zatem zwrócić uwagę także i na przebieg fali wezbrania w odległych dolnych partjach rzeki a, gdy jest on niekorzystny, zastosować droższy zbiornik sterowany, w miejsce samoczynnego, tańszego w budowie i obsłudze.

Zbiorniki sterowane (typ, obecnie powszechnie stosowany) posiadają upusty sterowane, tj. takie, którymi można dowolnie regulować obje-

tość odpływu wód powodziowych. Aby mózdz zbiornik wyposażony w takie urządzenia należycie wyzyskać dla celów ochronnych, należy znać naturalny przebieg fali wezbrania w miejscu zbiornika, oraz max. pojemność koryta ścieku poniżej przegrody na odcinku, który pragniemy ochronić przed powodzią.

Rzędna prostej poziomej DE (fig. 108), która odcina z fali wezbrania pojemność zbiornika (powierzchnia DBE), jest miarą możliwie najmniejszego odpływu przy danej pojemności zbiornika. W ten sposób, wyzyskując w pełni zbiornik, obniżyć można najwydatniej szczyt fali; zauważa się jednak, że wszelkie czynności, powodujące przedwczesne wypełnienie zbiornika, będące następstwem zbyt silnej redukcji odpływu w pierwszym okresie (łamana linja kreskowana na fig. 108), nie prowadzą do celu, gdyż w późniejszym okresie szkodliwe dla gruntów nadbrzeżnych zwiększenie objętości przepływu.

Dostosowując się jednak do każdorazowego przebiegu i wielkości wezbrania, można zbiornikiem sterowanym wybitnie zwiększyć obszar ochronny, bez równoczesnego pogorszenia odpływu w dolnych partjach rzeki. Skuteczność tego rodzaju zbiornika zależy zawsze od sprawnej prognozy wezbrania na danym ścieku i sumienności obsługi.

Obok podane wykresy wskazują sposób rozwiązania szczególnych zadań dla zbiorników wyłącznie powodziowych (fig. 109) i powodziowo-użytkowych (fig. 110).

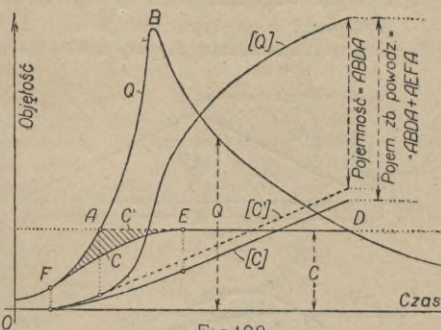


Fig. 109.

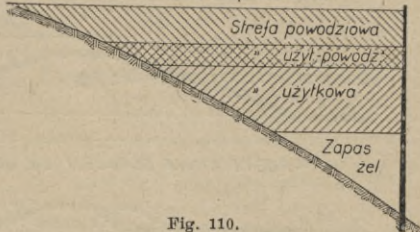
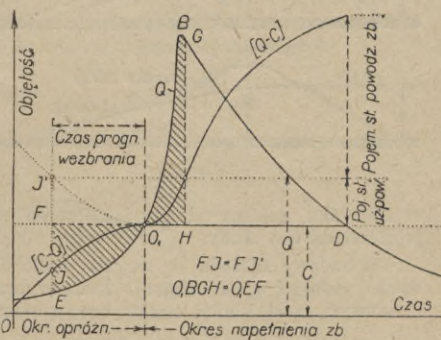


Fig. 110.

II. Konstrukcja.

W skład zbiornika sztucznego wchodzi następujące budowlę: 1. przegroda, 2. ujęcie wody użytkowej, oraz spust, 3. upust; to ostatnie urządzenie jako odciażające zbiornik od nadmiaru wody powodziowej.

Przegrody, które wznosi się wyłącznie z materiałów trwałych i nieprzepuszczalnych, dzielimy na dwa zasadnicze typy: ciężki i lekki, zaliczając do pierwszego przegrody, które przeciwdziałają siłom zewnętrznym przede wszystkim własnym ciężarem, nie wyzyskując w pełni wytrzymałości materiału budowlanego, do drugiego zaś te, których materiał budowlany wyzyskany jest w zupełności. Przegrody ciężkie wznosi się w równej mierze z materiałów sypkich (ziemia, narzut kamienny) jak i spójnych (mur, beton);

przegrody lekkie wyłącznie z materiałów spójnych, o wysokiej wytrzymałości (żelbet, żelazo).

1. Przegrody ciężkie z materiałów sypkich, t. zw. groble.

a) Groble ziemne. Przy należytem wykonaniu nie ustępują groble ziemne pod względem pewności i trwałości przegrodom murowanym.

Przegrody tego typu buduje się: 1. przy nieznacznej wytrzymałości gruntu w fundamencie, 2. przy braku na miejscu budowy materiałów zdalnych do wykonania przegrody innego typu, lub trudnym i kosztownym ich transporcie.

Wysokość grobel ziemnych jest ograniczona głównie kosztami budowy; obecnie wykonujemy groble do wysokości 90 m, najwyższa dotychczas wykonana ma 107 m wysokości.

Korona grobli powinna być należycie wysklepiona i posiadać szerokość = 1/10 wysokości, nie mniejszą jednak od 3 m. Korona grobli nie może być nigdy zatopiona i dlatego wznios korony nad zw. w. powinien być dostateczny i wynosić co najmniej 3 m, właściwą jednak tegoż miarą jest wysokość fali

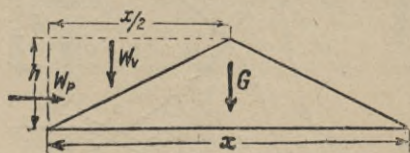


Fig. 111.

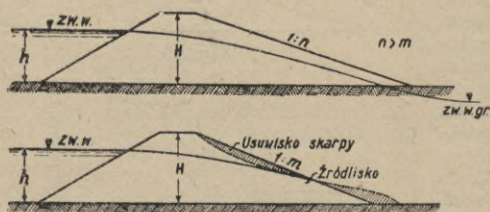


Fig. 112.

w zbiorniku, zależna od siły i kierunku wiatru, głębokości, oraz wielkości powierzchni zw. wody.

Oś budowy zakłada się zwykle wedle linii prostej; spotyka się jednak często groble i o osi łamanej. Przeciw przesunięciu grobli w szwie fundamentowym musi istnieć zawsze bezwzględna pewność.

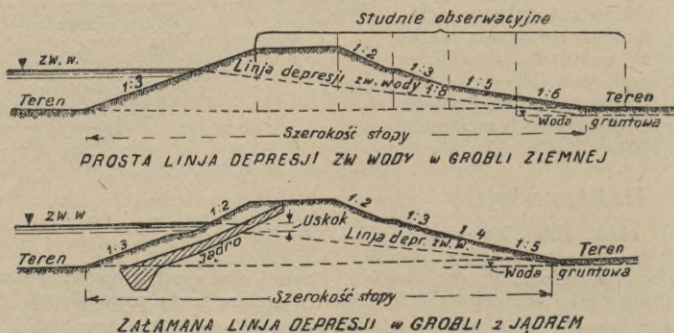


Fig. 113.

Oznaczając (fig. 111) przez G ciężar grobli, W_p parcie poziome wody, W_v ciężar wody przypadający na skarpe grobli, przez x szerokość podstawy grobli w fundamencie, przez μ współczynnik tarcia, a nie uwzględniając ciężaru

W_p dla zwiększenia pewności naszych obliczeń, możemy ustawić następujące warunki równowagi:

$$\mu G \geq W_p; \quad G = \frac{h x}{2} (\gamma_z - \gamma_w);$$

$$W_p = \gamma_w \frac{h^2}{2}; \quad \gamma_w = 1; \quad \gamma_z = 1,5$$

dla $\mu = 0,5$, $x \geq 4 h$, tj. skłon skarp $\geq 1:2$ (nasyt suchy);

dla $\mu = 0,25$, $x \geq 8 h$, tj. skłon skarp $\geq 1:4$ (nasyt nasycony wodą).

Przekrój grobli ziemnej trapezowy o tak łagodnym zawsze skłonie skarp, aby usuwiska nie powstawały nawet przy nasyceniu materiału grobli wodą (fig. 112); nadto skłon skarpy wewnętrznej łagodny w celu podniesienia odporności na uderzenie fali. Skłon skarpy wewnętrznej zwyczajnie 1:2 lub 1:3, zewnętrznej zaś łagodniejszy dla uzyskania odpowiedniej depresji zw. wody gruntowej w obrębie grobli (fig. 113); przy zastosowaniu jednak jądra

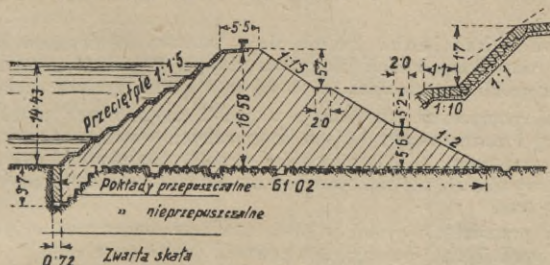


Fig. 114.

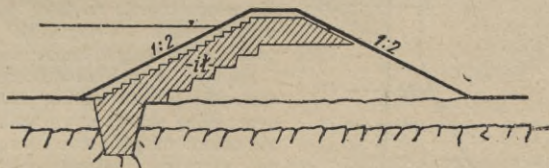


Fig. 115.

skłon skarpy nawet 1:1½—1:2½. U wysokich groblach stopniuje się skarpy (fig. 114), zwłaszcza wewnętrzne; odstęp pionowy stopni 2—6 m przy szerokości ławeczek 1—2 m. Od strony wody ubezpiecza się skarpy zawsze silnym brukiem o grubości 0,4—0,6 m lub narzutem kamiennym (ang. rip-rap), stosuje się również płyty żelazo-betonowe i mur na zaprawie cementowej. Trzy są typy grobli ziemnych: 1. francuski (fig. 114), z materiału starannie dobrego, nieprzepuszczalnego, sypanego w cienkich warstwach o grubości do 0,3 m, mocno ubijanych ręcznie, mechanicznie, lub też wałkowanych (zgeszczenie nasypu aż do cięż. gat. 1,7—1,8), 2. angielski, z materiału dowolnego, znajdującego się bezpośrednio na miejscu budowy, a więc często przepuszczalnego; uszczelnienie zawsze jądrem (fig. 115 i 128) z materiału nieprzepuszczalnego (ił, beton, żelbet, mur na zaprawie, blacha żelazna), zapuszczonym dostatecznie głęboko w nieprzepuszczalne pokłady; 3. amerykański, dla którego uzyskuje się materiał budowy jako osad (napływ) z namulistej wody.

Wybór właściwego materiału nasypu jest rzeczą zasadniczą, zwłaszcza u grobli bud. syst. francuskim i napływowym; najodpowiedniejsza jest mieszanina grubego piasku o różnej średnicy z dodatkiem takiej ilości gliny,

aby wypełniła dokładnie przestwory między ziarnami piasku (11—25%). Fig. 116 przedstawia skład granulometryczny materiałów ziemnych użytych do budowy najnowszych grobli amerykańskich.

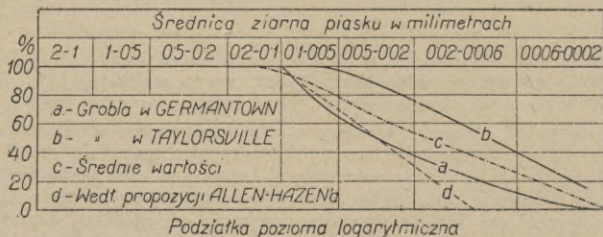


Fig. 116.

b) Groble kamienne buduje się z narzutu kamiennego lub muru suchego w warunkach takich jak groble ziemne. Wysokość piętrzenia sięga do 30 m u grobli narzutowych, a do 40 m u grobli z muru suchego.

Przekrój poprzeczny trapezowy; u grobli narzutowych sklon skarpy wewnętrznej i zewnętrznej 1:1 $\frac{1}{2}$, u murowanych wewnętrznej 1:1 $\frac{1}{2}$, przy szerokości podstawy > 1,7 wysokości grobli. Szerokość korony u obu typów $\frac{1}{10}$ wysokości, nie mniejsza jednak od 3 m; wznios korony nad zw. najw. w. ≥ 3 m.

Przeciw przesunięciu grobli w szwie fundamentowym pod wpływem parcia wody, musi istnieć bezwzględna pewność (patrz gr. ziemne).

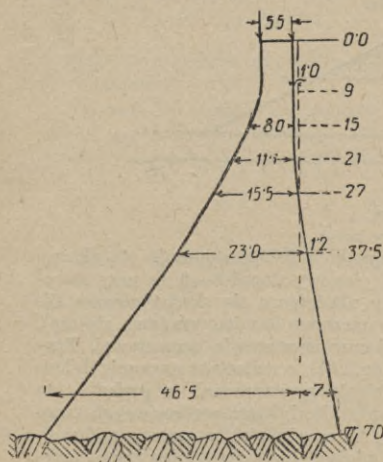


Fig. 117.

zwyż 200 m. Oś budowli: wedle prostej lub w łuku i wtedy przegroda zwrócona jest stroną wypukłą ku zbiornikowi. O zastosowaniu jednego z powyższych dwu założeń stanowi konfiguracja gardła doliny, oraz jakość i opad warstw skalnych w fundamencie i na stokach.

O ile rozwarcie doliny w poziomie korony przegrody przenosi 3 h (h wysokość przegrody), to stosowanie łuku jest bezcelowe i mur należy złożyć

Uszczelnienie przy pomocy muru betonowego lub płyt z żelbetu na skarpie wewnętrznej; rzadziej jądrem wewnątrz grobli. Uwzględnić osiadanie grobli, oraz wpływ zmian temperatury i złączyć z pokładami nieprzepuszczalnymi gruntu murem uszczelniającym; stope skarpy zewnętrznej wzmocnić zaś murem podporowym suchym lub na zaprawie, zapuszczonym dostatecznie w ziemię.

Kamień użyty do budowy musi być jakości pierwszorzędnej. Narzut wykonywa się z rusztowań wzniesionych nad koroną grobli. Przy budowie grobli z muru suchego, należy do budowy skarp użyć większych, regularnych bloków kamiennych, wiążąc je należycie między sobą.

2. Przegrody ciężkie z materiałów spójnych: murowane (fig. 117). Wysokość ich sięga 100 m i więcej; projektowane są zaś o wysokościach

w prostej, dając mu równocześnie typowy przekrój trójkątny. Gdy rozwarcie jest mniejsze, należy przegrodę założyć w łuku, uwzględniając równocześnie wpływ sklepienia, które pozwala na wybitne zmniejszenie przekroju, względnie przy zachowaniu pierwotnego przekroju, podnosi pewność budowli. Promień łuku niewielki, od 100 do 300 m przy kącie środkowym w granicach od 130° do 150° .

Trójkątny przekrój przegrody przy założeniu w prostej ma tę zaletę, że daje jasny obraz rozkładu sił wewnętrznych i umożliwia względnie dokładne obliczenie naprężeń w murze przegrody. Najnowsza instrukcja francuska nie zaleca w ogóle stosowania łuku dla przegród ciężkich, w przeciwnieństwie do dawniejszej włoskiej, która poleca jeszcze założenia łukowe.

Ze względu na brak dostatecznej liczby doświadczeń nad przebiegiem temperatury w przegrodzie, nie uwzględnia się obecnie wpływów temperatury przy obliczeniu naprężeń muru; należy jednakowoż stosować środki, które przeciwdziałają ich powstaniu i jako takie wskazuje się pionowe szwy kontrakcyjne, albo łuk w rysie poziomym (fig. 118 i 119).

Wyporowi wody należy zapobiedz przez odpowiednie urządzenia ochronne, do których zalicza się w szwie fundamentowym: mury fartuchowe, wstrzyki cementowe w skałę, oraz drenaż; w przegrodzie zapobiega się przez założenie murów płaszczowych i okładzinowych, warstw uszczelniających, oraz drenaż pionowy (dreny o średnicy 10—30 cm we wzajemnym odstępnie 1,5—3 m, przy odległości od ściany wewnętrznej od 2—4 m; fig. 119).

Kontrolę działania drenów w przegrodzie przeprowadza się odpowiednimi szymbami pionowymi i sztolniami poziomymi.

Przy stosowaniu zaś do budowy betonu, osiąga się uszczelnienie przegrody przez wykonanie tłustej warstwy betonu o grubości od 1,5 do 3,0 m, przy ścianie zewnętrznej.

Najnowsza instrukcja francuska dla przegród ciężkich, zalecając stosowanie wszystkich powyższych ubezpieczeń, nie uwzględnia zupełnie działania wyporu wody, natomiast włoska wprowadza go do obliczeń w zależności od jakości skały fundamentowej, wysokości przegrody i ważności zbiornika. Przy obliczeniu zatem wymiarów muru przegrody należy przyjąć działanie następujących sił zewnętrznych: ciężar muru i parcie wody; w pewnych zaś wypadkach uwzględnić wypór wody, parcie lodu, oraz wpływ temperatury.

Dla badań statycznych (fig. 120) należy zawsze przyjąć wierzchołek trójkąta w poziomie najwyższego zwierciadła wody zbiornika, oznaczyć dokładnie ciężar gatunkowy muru, oraz wielkość dopuszczalnych naprężeń na ściskanie, przyjmując naprężenia:

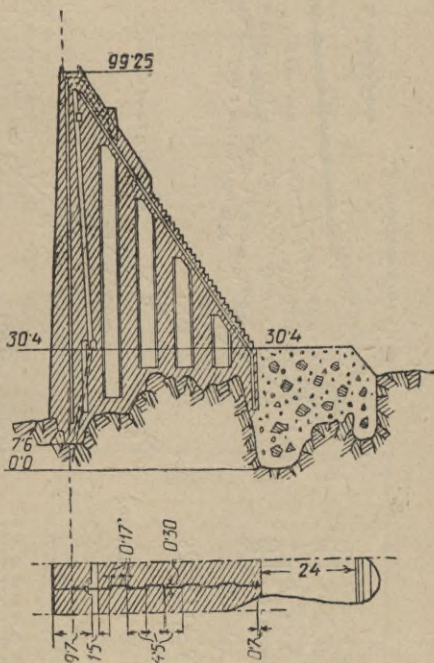


Fig. 118

Na podstawie powyższych założeń oznacza się skłony m i n obu skarp muru przegrody, przyczem między szerokością b dowolnego szwu poziomego, tegoż głębokością y pod zw. w. a skłonem (skarp zachodzi następujący prosty związek (fig. 120):

$$b = (m + n) y$$

Związek między m i n oznaczymy z równania: $\sigma_2 = \sigma(1 + m^2) - \gamma_w y m^2$, kładąc $\sigma_2 = 0$, otrzymamy

$$\sigma = \gamma_w y \cdot \frac{m^2}{1 + m^2},$$

$$\text{a gdy } \sigma = \frac{6 M_z}{b^2} = \frac{6 M_z}{(m + n)^2 y^2}$$

to wstawiając wartość na M_z i wprowadzając współczynnik ζ na określenie miary wyporu wody, otrzymamy:

$$\begin{aligned} n^2 \left[\left(\frac{\gamma_m}{\gamma_w} - \zeta \right) (1 + m^2) - m^2 \right] + m \cdot n \left[\left(\frac{\gamma_m}{\gamma_w} - 2\zeta \right) (1 + m^2) + 2 \right] = \\ = 1 + \zeta m^2 (1 + m^2) \dots \dots \dots (1) \end{aligned}$$

Wypór wody, o rozkładzie w szwie poziomym wedle trójkąta, a wielkości $w = \frac{1}{2} \zeta y^2 (m + n)$, zależy od jakości skały fundamentowej, której wpływ określamy współczynnikiem ζ .

Instrukcja włoska poleca przyjmować dla ζ następujące wartości w zależności od jakości skały, oraz wysokości przegrody:

Wysokość przegrody	Kategoria skały		
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>
do 25 m	0	$\frac{1}{3}$	1
od 25—50 m	$\frac{1}{3}$	$\frac{2}{3}$	1
ponad 50 m	$\frac{1}{2}$	1	1

Kategoria *a* oznacza skałę zwartą i zupełnie zdrową, *b* zdrową lecz średnio zwartą, *c* zdrową lecz szczelinowatą.

Wartość max. naprężenia na ściskanie daje równanie:

$$\sigma_1 = \frac{-6 M_w}{y^2 (m + n)^2} (1 + n^2),$$

a po wstawieniu wartości na M_w otrzymamy:

$$\sigma_1 = \gamma_w y \frac{1 + n^2}{(m + n)^2} \left[\frac{\gamma_m}{\gamma_w} \cdot m(m + n) + 1 - m \cdot n \right] \dots \dots (2)$$

$$\text{gdym } M_z = \frac{1}{6} \gamma_w y^3 \left[\frac{\gamma_m}{\gamma_w} n(m + n) + (1 - \zeta)(m + n)^2 - (1 + n^2) \right]$$

$$- M_w = \frac{1}{6} \gamma_w y^3 \left[\frac{\gamma_m}{\gamma_w} \cdot m(m - n) + 1 + m \cdot n \right]$$

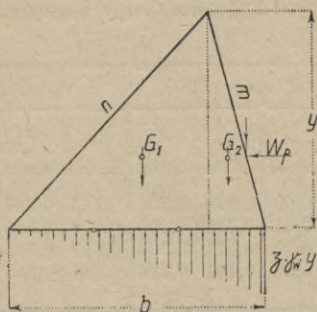


Fig. 120.

Zestawienie oparte na wzorach 1. i 2. pozwala łatwo oznaczyć dla danego skłonu skarpy wewnętrzz. m , naprężenia dopusz. k i wartości współczynnika ζ w granicach oznaczonych instrukcją włoską, przy cięż. gat. muru $\gamma_m = 2,3$, skłon skarpy zewnętrzz. n , oraz max. wysokość przegrody y .

ζ	0		$\frac{1}{3}$		$\frac{1}{2}$		$\frac{2}{3}$		1	
	n	$\frac{y}{k}$	n	$\frac{y}{k}$	n	$\frac{y}{k}$	n	$\frac{y}{k}$	n	$\frac{y}{k}$
0,00	0,659	0,303	0,713	0,337	0,745	0,357	0,783	0,380	0,877	0,435
0,05	0,614	0,306	0,669	0,340	0,701	0,360	0,739	0,382	0,835	0,435
0,10	0,571	0,309	0,627	0,343	0,660	0,363	0,698	0,384	0,797	0,437
0,20	0,491	0,316	0,551	0,350	0,585	0,369	0,627	0,391	0,732	0,441

I tak np. dla skarpy wewnętrzz. $m = 0,05$, $\zeta = \frac{1}{2}$ nachylenie skarpy zewnętrzz. $n = 0,701$, przy naprężeniu zaś dopuszczalnym $k = 150 t/m^2$, max. wysokość przegrody $y = 150 \cdot 0,360 = 54,0 m$.

Parcie lodu uwzględnia się i przyjmuje jako siłę poziomą w wysokości korony przelewów, o wielkości od 5 do 25 $t/m b$. zależnie od klimatu (wzniosu nad poziomem morza).

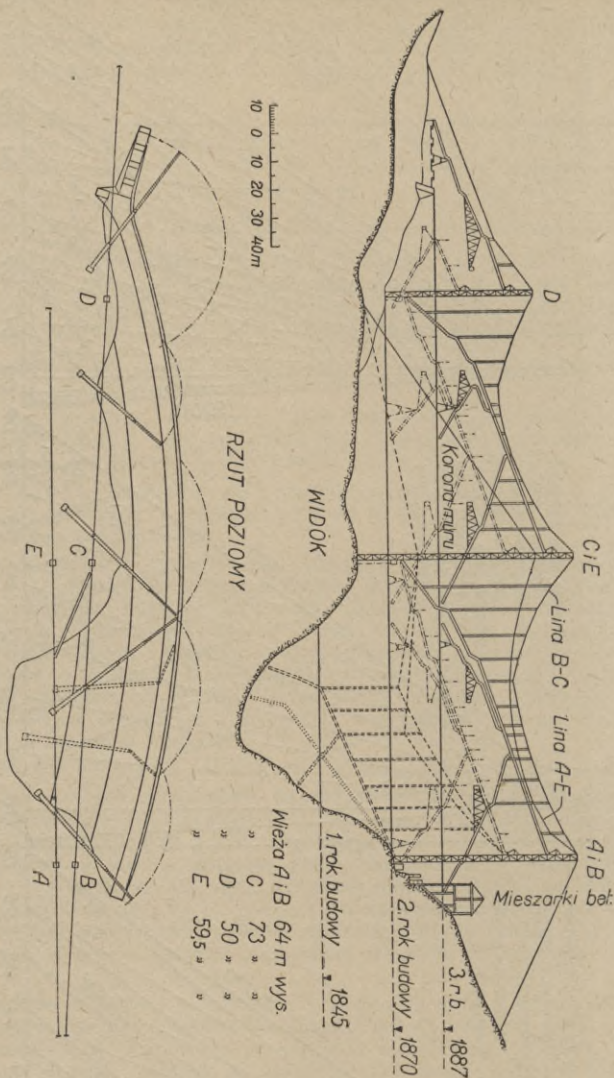
Wymiary przekroju sprawdza się zazwyczaj wykreślenie, wyznaczając, obok naprężeń normalnych, występujących w szwach poziomych, zawsze wielkość i kierunek naprężeń głównych. Rozkład naprężeń normalnych, przyjmuje się wedle prawa trapezu (Navier), każdy inny bowiem (hipotezy Wilsona, Gore'a, Atcherley'a) daje naprężenia główne tak co do wielkości jak i kierunku nieprawdopodobne. Wyznaczenie naprężeń stycznych wskazane. Załączony wykres podaje wielkości i kierunki naprężeń głównych normalnych i stycznych w przegrodzie 89 m wysokiej wedle nowej instrukcji francuskiej (fig. 121).

3. Przegrody lekkie dzielimy na *a*) szkieletowe i *b*) sklepieniowe.

a) Przegrody szkieletowe, fig. 123 (twórca Ambursen), dzielimy ze względu konstrukcyjnych na płytowe i sklepieniowe; u pierwszych (fig. 124) podstawą konstrukcji jest płyta żelazno-betonowa (właściwa ściana piętrząca), oparta o ściennie trójkątne filary, rozstawione w odstępach od 6 do 8 m ; u drugich (fig. 123 i 125) sklepienia również wsparte na filarach, pozwalające jednak nie tylko na poważne oszczędności w budowie, ale także i umożliwiające stosowanie wysokości dochodzących do 100 m , gdy przy pierzonym płytowym systemie Ambursena piętrzenie nie przenosiło z reguły 45 m .

Początkowo stosowano sklepienia kolebkowe pełne o osi pionowej, obecnie zakłada się sklepienia odcinkowe o osi nachylonej do poziomu, gdyż w ten sposób uzyskuje się racjonalne przeniesienie parcia wody na filary. Konstrukcja ta pozwala również na stosowanie większego rozstawu filarów, a to 8—18 m . Nachylenie boku trójkątnych filarów od strony zbiornika zgodne z przyjętym nachyleniem płyty lub osi sklepienia, zazwyczaj $\frac{2}{3}$ — $\frac{3}{4}$; od strony zaś dolnej $\frac{1}{3}$ — $\frac{1}{4}$, tak aby nachylenia boków uzupełniały się do jedności. Filary stęży się rozporami belkowymi lub sklepieniami dla ochrony przed wybočeniem, zwłaszcza przy naprężeniach na ściskanie przekraczających 15 kg/cm^2 . Z tych samych względów łączy się również filary w systemy ram przegubowych. Przy obliczaniu sklepień uwzględnia się obok parcia wody przedewszystkiem naprężenia wywołane zmianami tempe-

Fig. 122: Amerykański sposób pracy betonem lany przy budowie przegrody Barberine (system dwunwieżowy).



ratury. Naprężenia na rozciąganie znoszą w sklepieniach wkładki żelazne zakotwione w filarach.

Filary: albo ciężkie wykonane z muru lub betonu, albo lekkie z żelazobetonu. W filarach ciężkich nie dopuszcza się z reguły naprężeń na rozciąganie, wyjątkowo zbroi się filary ciężkie żelazem, dopuszczając naprężenia na rozciąganie do 4 kg/cm^2 .

Zadanie zbrojeń ogranicza się zazwyczaj tylko do przyjęcia ciągłości wywołanych zmianami i różnicami temperatur. Naprężenia dopuszczalne nie powinny przekraczać $\frac{1}{8}$ mocy betonu po 28 dniach tężenia (zwyczajnie do 35 kg/cm^2 na ściskanie, a 10 kg/cm^2 na rozciąganie); dla wkładek na rozciąganie do 1200 kg/cm^2 . Wymiary w poszczególnych zespołach nie poniżej 30 cm .

Fundament filarów należy szczególnie ściśle złączyć ze skałą zwartą, zdrową i dostatecznie wytrzymałą. Ścianę piętrzącą zapuszcza się zawsze w pokład nieprzepuszczalny. O ile przegrodę szkieletową, ze względu na niedostateczną wytrzymałość pokładów skalnych w fundamencie, wnosimy na płytę, to dla zniweczenia wyporu wody należy w niej pozostawić otwory należyście rozmieszczone i dostatecznie wielkie.

b) Przegrody sklepieniowe (fig. 126). Typ ten najbardziej ekonomiczny z pośród znanych, należy stosować w dolinach wąskich, przy stosunku

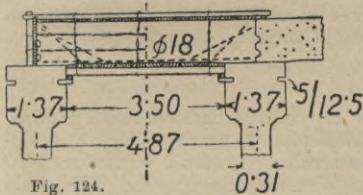


Fig. 124.

rozwartości gardła do wysokości przegrody nieprzekraczającym wartości 3. Przeważną część parcia wody dźwiga tu sklepienie bezprzegubowe, o końcach utwierdzonych. Konstrukcja ta wymaga wzmocnienia sklepienia u podóp, pozwalając równocześnie na nieznaczne wymiary teżoż w partii środkowej. Sklepienia takie odznaczają się znaczną sprężystością, a zatem i podatnością na działanie sił zewnętrznych i wewnętrznych, wywołanych zmianami objętości muru wskutek wahań temperatury, oraz kurczenia się i prężenia betonu pod wpływem wilgoci.

W dolinach o profilu V podatność przegród sklepieniowych jest mniejsza jak w dolinach rozwartych typu U, a wskutek tego działanie sklepienia często schodzi na plan drugi lub nawet zupełnie zanika, tak że profil przegrody zbliża się do typu przegrody ciężkiej.

Pod względem konstrukcyjnym rozróżniamy wskutek tego dwa rodzaje przegród sklepieniowych; pierwszy o stałym promieniu krzywizny grzbietu

(około 0,54 długości cięciwy), który stosować należy w dolinach typu U,

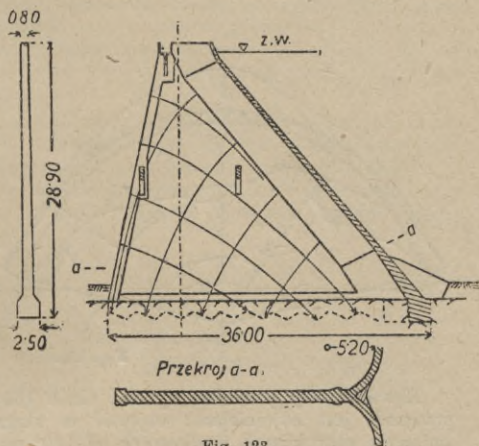


Fig. 123.

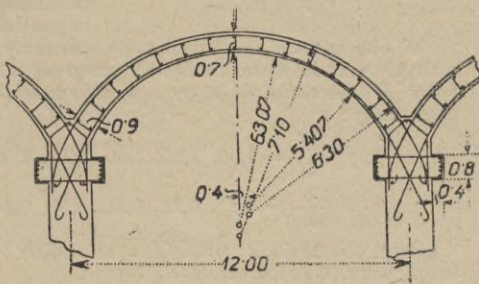


Fig. 125.

drugi o stałym kącie środkowym a zmiennym promieniu, który stosujemy w dolinach typu V.

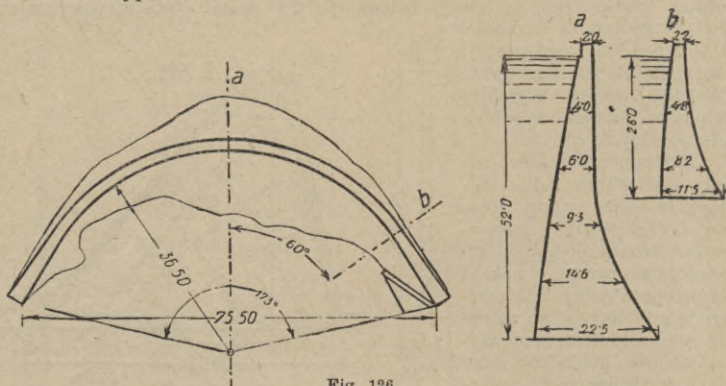


Fig. 126.

Kąt środkowy powinien wynosić około 135° , gdyż wtedy objętość muru przegrody jest najmniejsza; objętość ta ulega jednak tylko nieznacznym zmianom przy kątach środkowych od 120° do 170° .

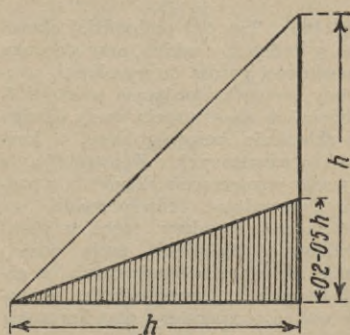


Fig. 127.

W obliczeniach wstępnych stopę obliczamy z zestawienia, które dla rozmaitych wartości stosunku ciężkości przegrody w koronie C do max. jej wysokości H daje szerokość stopy e w głębokości h pod najwyższym zwierciadłem wody:

$$\frac{C}{H} = 1,00, 1,25, 1,50, 1,75, 2,00, 2,50, 3,00;$$

$$\frac{e}{h} = 0,21, 0,26, 0,31, 0,35, 0,39, 0,45, 0,50.$$

Przy obliczeniach szczegółowych należy również uwzględnić wpływ temperatury, oraz kurczenia się betonu.

Wybór typu przegrody należy rozpatrywać pod względem technicznym i ekonomicznym, dając pierwszeństwo budowlom tanim, łatwym w wykonaniu, a budzącym ze względu na swą trwałość i pewność pełne zaufanie. Pod tym względem zajmują pierwsze miejsce przegrody ciężkie,

które tak pod względem taniaści, jak i krótkości czasu budowy ustępują jedynie przegrodom sklepieniowym. Przy wyborze typu pamiętać również należy i o odporności przegród ciężkich na wpływy atmosferyczne, oraz małej ich wrażliwości na sposób wykonania. Nadto przegrody ciężkie z materiałów sypkich można budować w warunkach geologicznych, niepozwalających na zastosowanie żadnego innego typu, załączony zaś schemat (fig. 128) wyjaśnia, który z typów należy w danych warunkach geologicznych stosować ze względów gospodarczych.

Gdy przegrody leżą przeważnie zdala od dróg i kolei żelaznych, w okolicach często niedostępnych, używać należy do ich budowy wyłącznie tych materiałów, jakie można uzyskać na miejscu w dostatecznej ilości i jakości. W ten sposób obniża się nietylko koszty przewozu, ale ułatwiając i przyspieszając wykonanie budowy, osiąga również też obniżenie kosztów budowy.

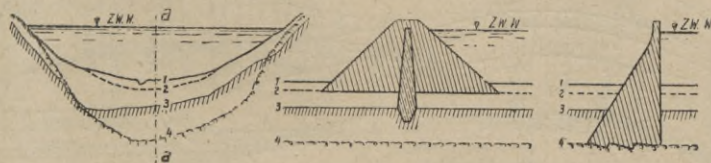


Fig. 128.

Przekrój doliny w miejscu budowy przegrody. 1 — teren, 2 — gr. pokładów wytrzymałych, 3 — gr. pokł. nieprzepuszczalnych, 4 — gr. zwartej skały o znacz. wytrzymałości.

Przekrój a-a grobli ziemnej, uszczelnionej jądrem z itu.

Przekrój a-a przegrody ciężkiej murywanej.

Przegrody sklepieniowe należy bezwzględnie stosować wszędzie tam, gdzie pozwalają na to względy topograficzne i geologiczna budowa gardła. Typ ten odznacza się taniaścią i pewnością.

Budowa przegród szkieletowych wskazana jest w szerokich dolinach, przy niezbyt wysokich piętrzeniach, w okolicach pozbawionych dogodnych środków komunikacyjnych, a wskutek tego trudnym i kosztownym transporcie materiałów budowlanych. Objętość muru tego typu wynosi zaledwie $\frac{1}{5}$ do $\frac{1}{3}$ przegród ciężkich, natomiast występują niewielkie różnice w kosztach budowy tych typów; zazwyczaj zaś bywa przegroda ciężka, zwłaszcza przy dogodnych warunkach transportu materiałów, tańsza od szkieletowej.

Przegrody szkieletowe posiadają znacznie mniejszą odporność na wpływy atmosferyczne i dlatego typu tego nie stosują obecnie w okolicach o ostrym klimacie, np. w wysokich górskich okolicach, o silnych mrozach i dużej amplitudzie temperatur.

W naszych warunkach technicznych i geologicznych należy dać bezwzględnie pierwszeństwo przegrodom ciężkim, starając się w jak najszerszej mierze budować groble ziemne, jako najprostsze w wykonaniu, a nie wymagające zbyt pomyślnych warunków geologicznych.

Ujęcie wody użytkowej i spusty. Ujęcie zawsze podwójne, każde na pełną objętość wody użytkowej (fig. 129). Wloty, chroniąc przed zamulaniem, umieszcza się w zbiornikach wodociagowych co najmniej w wysokości 6—8 m nad dnem zbiornika, pamiętając, że równocześnie powitien znajdować się wlot i dostatecznie głęboko pod każdoczesnem zwierciadłem wody ze względu na stałą i dostatecznie niską ciepłotę wody; ujęcie dla celów siły wodnej należy również umieścić tak wysoko, aby do turbin nie wprowadzać namulów i piasku, zwyczajnie w poz. zw. w. zapasu żelaznego. We wszystkich innych wypadkach umieszcza się wlot nisko i ujęcie jest

równocześnie także i spustem; spust w najniższym punkcie dna zbiornika u przegrody. (Na fig. 130 zastosowanie odskoku Bidone'a dla uspokojenia odpływu.) Wlot ochrania się często kratą gęstą (odstęp 50—70 mm). Ujęcia albo zupełnie omijają przegrody, zwłaszcza ziemne, albo też mieszczą się w samej przegrodzie (fig. 131), gdy ta jest z muru. Rurociągi ujęcia w obrębie przegrody umieszcza się zawsze w sztolniach, łatwo dostępnych, a specjalnie do tego celu zbudowanych; sztolnie od strony wody są zamknięte korkiem z betonu lub muru ceglanego na zaprawie cementowej, przez który przechodzą rury na zewnątrz. Wymiary ujęć liczy się dla największego użytkowego odpływu. Zasuwy rur zawsze łatwo dostępne i podwójne, z tych

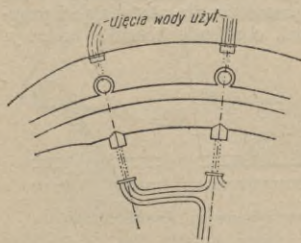


Fig. 129.

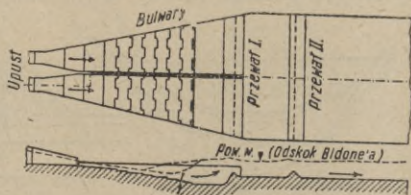


Fig. 130.

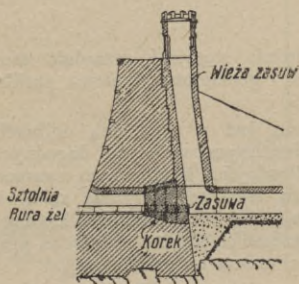


Fig. 131.

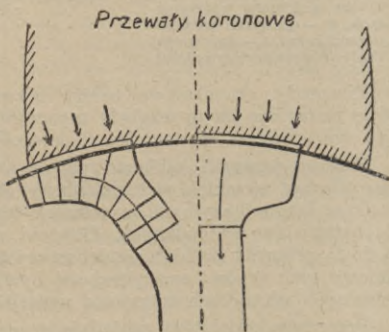


Fig. 132.

jedna u wlotu; dla rur o znacznych średnicach, a przy wielkich ciśnieniach, używa się zasuw specjalnych konstrukcji. Obsługa zasuw u wlotu przy pomocy tak zw. wież lub sztywów zasuwowych albo odrębnie ustawionych, albo też złączonych z przegrodą. Zasuwa zewnętrzna powinna mieć zawsze łatwy, bezpośredni dostęp; obsługa jednym robotnikiem.

Upusty. Urządzenia te, mając na celu wyłącznie odciążenie zbiornika od wód powodziowych, powinny być tak projektowane i wykonane, aby niedopuszczyć do zatopienia korony przegrody nawet podczas katastrofalnych wzebrań. Objętość w. w. przyjmując zatem w obliczeniach możliwie najwyższą. Dla zbiorników położonych powyżej osiedli, założyć dwa upusty; każdy na pełną objętość w. w., w zupełnej od siebie niezależności. Upusty powinny być o ile możności samoczynne, a pod wzgl. konstrukcyjnym zawsze możliwie proste, w działaniu niezawodne.

Z pośród obecnie stosowanych wyróżnić należy dwa typy, a to: *a*) samoczynne (przewały, syfony), i *b*) sterowane (śluzy).

1. Upusty samoczynne: *a*) Przewały koronowe i stokowe. Pierwsze (fig. 132) o krawędzi przelewu w osi korony przegrody i to, albo w środku (przewał centralny) albo przy stoku, (przewał boczny). Woda burzowa, spływając po ścianie przegrody odpowiednio do tego celu zbudowanej w przewale centralnym odpływa wprost do ścieku, w bocznym zaś, krótkim, zwyczajnie w stopniach założonym, kanałem. U przewalów stokowych, krawędź przelewu równoległa do stoku leży poza przegrodą, a wody burzowe odprowadza się do ścieku, albo otwar-

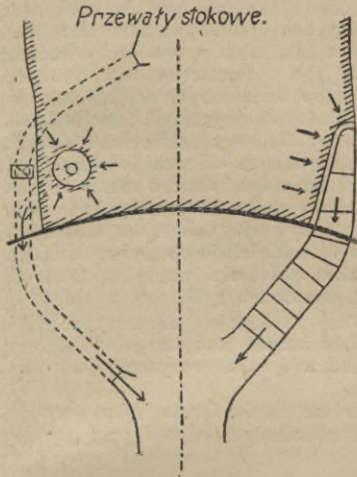


Fig. 133.

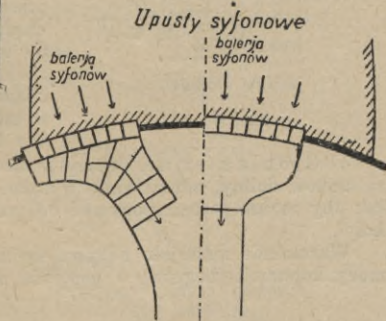


Fig. 134.

tym kanałem, albo też sztolnią obiegową (fig. 133). Obecnie stosują przewały koronowe najczęściej u przegród murowanych; przewalów stokowych używa się zwłaszcza w połączeniu ze sztolnią obiegową u przegród ziemnych. Wlot sztolni obiegowych należy założyć odpowiednio wysoko, a to ze względu na ochronę przed rumowiskiem i namulem, zbierającymi się w dolnych partjach zbiornika. Poziom korony przewału jest stale niższy o grubość przelewu od poziomu najw. dopuszczalnego wzniosu zwierciadła wody zbiornika, a gdy ta strefa jest stale próżna (wypełnia się tylko na krótko podczas powodzi), a zatem i bezużyteczna, przeto grubość przelewu powinna być jak najmniejsza, 0,5 do 2,00 m.

b) Upusty syfonowe, pozwalając wskutek swego działania na poważną redukcję strefy nieużytecznej, znalazły w ostatnich latach liczne zastosowania (fig. 134). Obecnie używane konstrukcje działają automatycznie i tak pewnie jak przelewy. Działanie syfonów rozpoczyna się prawie równocześnie z podniesieniem normalnego zw. w. w. w. zbiorniku, bezzwłocznie po zatopieniu i otworu powietrznego (fig. 135) umieszczonego właśnie w tym poziomie, a ustaje w chwili gdy napełnienie zbiornika wraca do normalnego. Usunięcie powietrza z przewodu syfonowego, zasadniczy warunek ruchu lewarowego, odbywa się automatycznie przez porwanie cząstek powietrza strugą płynącej wody, gdy początkowo syfon działa jak przewał.

Urządzenia syfonowe stosują na szeroką skalę w Ameryce, oraz w Europie (Włochy). Syfony pracują poprawnie, nawet w klimacie bardzo ostrym.

2. Upusty sterowane są śluzami (zasuwy, walce i klapy), które się w miarę faktycznej każdorazowej potrzeby otwiera lub zamyka. Śluzy, pozwalając teoretycznie na najlepsze wyzyskanie tak zbiorników wyrów-

nawczych (zwiększenie zapasu użytkowego) jak i powodziowych (najbardziej depresja fali powodziowej) zawodzą jednak często w praktyce, jako zależne od obowiązkowości i inteligencji załogi służbowej.

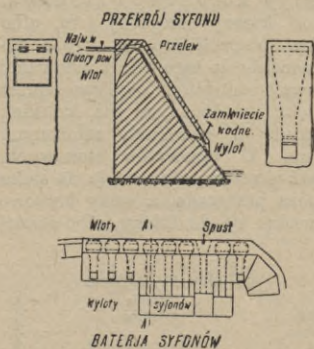


Fig. 135.

III. Budowa.

Budowa przegród posiada obok cech wspólnych wszystkim wielkim budowlom inżynierskim, także pewne cechy swoiste, wynikające z rozmiarów, oraz zużycia materiałów budowlanych w ilościach nieporównanie większych, niż inne budowle.

Koszty budowy zbiorników zależą przede wszystkim od cen jednostkowych nasypu lub muru, i dlatego należy używać do budowy tylko materiałów, które albo znajdują się wprost na miejscu, albo w najbliższym sąsiedztwie budowy, a nadto w takim położeniu względem budowli, aby transport ich był łatwy i tani.

a) Groble ziemne. Materjały ziemne pobiera się dla nasypu grobli ze stoków doliny, odpowiednio wysoko położonych nad miejscem budowy, tak aby można je transportować do grobli w spadku, wyzyskując siłę ciężkości.

Wzruszenie materiału odbywa się zawsze mechanicznie, albo przy pomocy kopaczek (bagrów) o popędzie mechanicznym, albo i przy pomocy

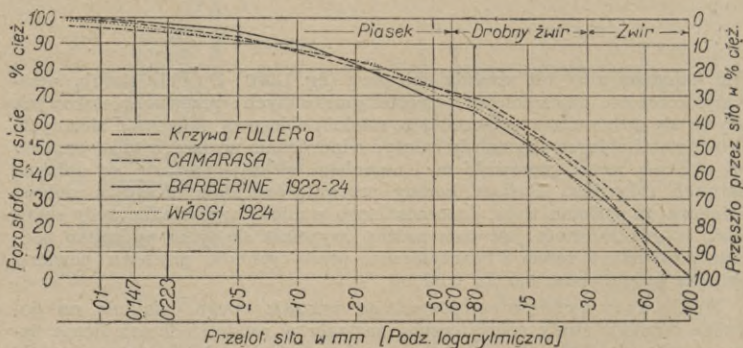


Fig. 136.

strumienia wody, — o objętości sekundowej od 100 do 500 l — wyrzucanego z hydrantów pod ciśnieniem kilku atmosfer, zależnie od rodzaju gruntu, który ma być wzruszony. Materiał nasypu uzyskany ze stoków doliny, przewozi się kolejkami roboczymi i z odpowiednich rusztowań sypie w groble i rozplanowuje w warstwy o grubości 15—30 cm, które się następnie zgnęca mechanicznie wałkami różnych typów. W systemie amerykańskim spławia się ten materiał zmieszany z wodą korytem wprost w groble, gdzie ujęty między przepuszczalne grobelki z narzutu kamiennego, osącza nadmiar wody i tworzy właściwy nasyp grobli. System budowy grobli metodą spławu (hydraulic fill) wypiera obecnie wszystkie inne, dzięki szybkości postępu budowy i taniości.

b) Przegrody murowane. Koszty budowy przegród murowanych, zwłaszcza ciężkich, zależą od ceny jednostkowej muru. Pierwotny mur z kamienia łamanego na zaprawie hydraulicznej lub cementowej wyparty został przez beton. Zastosowanie betonu wzmogło się nadto wskutek zastosowania cementów piaszkowych, które uzyskuje się na polu budowy przez przeziął na delikatną mączkę cementową klinkierów cementowych z 40% dodatkiem tłuczni twardej skał krystalicznych, oraz użycia betonu lanego.

W betonie ciasto cementowe musi wypełniać conajmniej z 15% nadmiarem pory mieszanki kruszywa i piasku. Należyty skład granulometryczny odgrywa pierwszorzędną rolę w wytrzymałości i zwartości (przepuszczalności) betonu (fig. 136). Znaczne oszczędności w cemencie uzyskuje się także przez zwiększenie średnicy ziarna (doświadczenia prof. Duff A. Abrams'a). W Ameryce zmniejszają również objętość betonu w murze przegród przez dodatek brył kamiennych (plumps) o objętościach od 0,5 do 1,5 m³ a w ilości dochodzącej do 20% objętości muru. Beton taki, t. zw. cyklopowy, nie daje jednak więk-

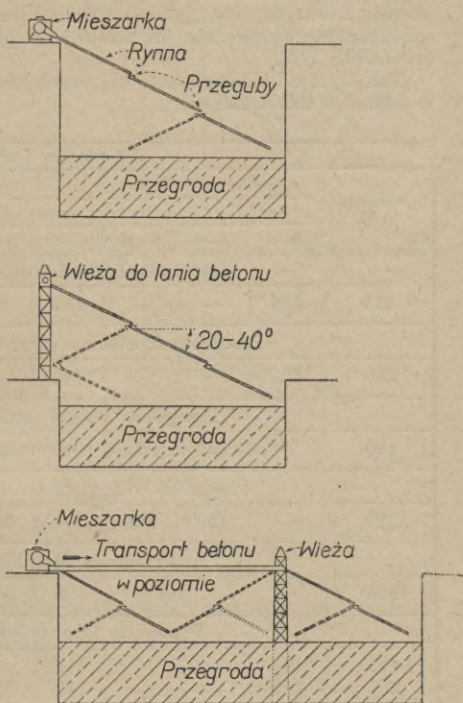


Fig. 137.

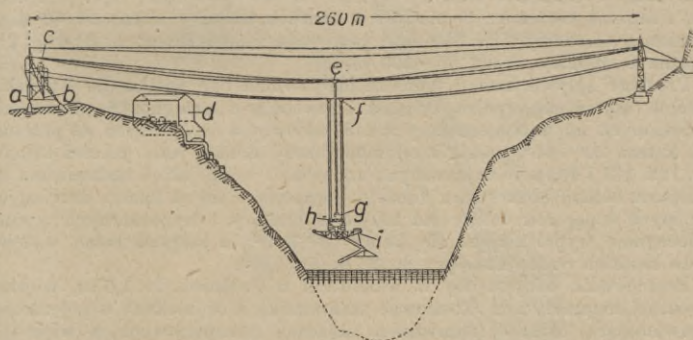


Fig. 138. a — dźwigarka żórawia linowego, b — mechanizm do przesuwania przyrządu do lania betonu, c — budka maszynisty, d — mieszarki betonu, e — wózek dla żórawia linowego, f — wózek dla przyrządu do lania betonu, g — kubel z ruchomym dnem, h — pomost do obsługi kubła, i — wysięgnica obrotowa z rywną do lania betonu.

szych oszczędności w kosztach budowy, wskutek kosztownych instalacji transportowych, a technicznie tylko nieznacznie zwiększa ciężar muru.

Przy użyciu betonu lanego objętość wkładki kamiennej nie dochodzi obecnie nawet do 10% głównie wskutek trudności transportu, a zadanie jej ogranicza się przeważnie do polepszenia połączeń poszczególnych bloków betonu (fig. 119).

Poniżej skład betonu lanego większych przegród europejskich zbudowanych w ostatnim dziesięcioleciu :

cementu w kg	I l o ś ć w 1 m ³							wody w litrach
	piasku w litrach			kruszywa w litrach				
	o średnicy ziarna w mm							
	0-8	0-2	2-10	8-80	10-40	40-80	60-100	
Przegroda Barberine (mur trzonu)								
210	459	—	—	757	—	—	—	177
Przegroda Barberine (mur okładzinowy)								
250	445	—	—	730	—	—	—	185
Przegroda Wäggi (mur trzonu)								
189	—	190	322	—	553	301	—	178
Przegroda Wäggi (mur okładzinowy)								
225	—	190	322	—	553	301	—	186
Przegroda Montejaque								
225	—	500	—	800	—	—	—	192
Przegroda Chancy—Pougny								
175	430	—	—	812				192
255	423	—	—	760				217

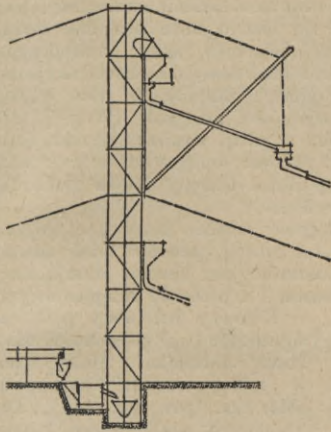
W Ameryce używają betonu, który zawiera obok składników normalnych także i tłučen o średnicy ziarna od 60—350 mm; np. przegroda Don Pedro: 1 cementu: 3 piasku: 6 żwiru o średnicy ziarna do 60 mm: 3 tłučenja o średnicy 60—350 mm; przegroda Snake River: 1: 3: 4¹/₂: 2¹/₂ tłučenja o średnicy ziarna 60—160 mm.

Prędkość spływu betonu rynnami nie powinna być wielka (do 3 m/sek.). Obecnie używa się rynien systemu Lakwood'a o przegubach pionowych, zawieszonych na linach drucianych nad budowlą, a nachylonych do poziomu pod kątem 20°—35°, zależnie od konfiguracji doliny, oraz jakości betonu, (fig. 122, 137 i 139). W najnowszych budowlach europejskich zastosowano do transportu betonu obok rynien żórawie, poruszające się na linach drucianych rozpiętych w poprzek doliny nad miejscem budowy, a wyposażonych w duże samoczynnie wypróżniające się kubły (3—5 m³), z których beton wylewa się do krótkich rynien o zasięgu do 25 m (fig. 138).

Betonowanie odbywa się w warstwach o grubości do 1,5 m, większe wysokości niepraktyczne (kosztowne szalowania), a w blokach o pojemności odpowiadającej dziennej sprawności urządzeń transportowych, a więc 400 i więcej m³. Fig. 140 podaje schemat urządzenia pola roboczego.

Laboratoryjne badania materiałów, oraz dostosowanie jakości betonu do wysokości naprężeń w przegrodzie zawsze wskazane. Przy budowie przegrody Barberine przyjęto moc betonu po 28 dniach tężenia na 100 kg/cm² jako wy-

amerykański



niemiecki

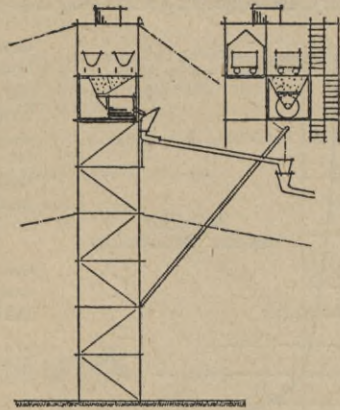


Fig. 139. Typy wież rozdzielczych dla betonu lanego.

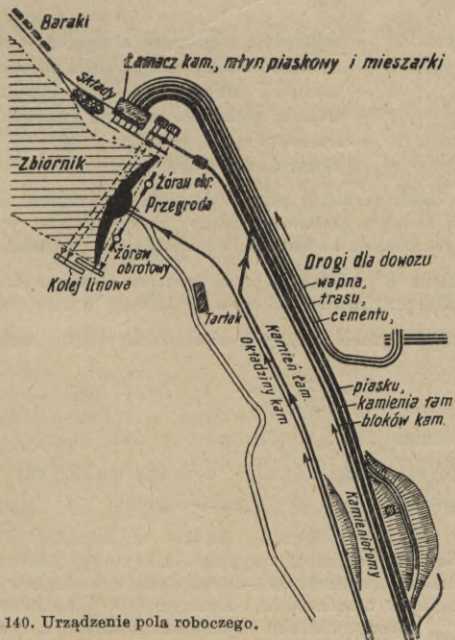


Fig. 140. Urządzenie pola roboczego.

starzejacą, Camaraza po 90 dniach na 150 kg/cm^2 ; w Ameryce istnieją normy, ustalające związek między napreżeniem dopuszczalnym a tegoż składem.

W celu umożliwienia swobodnego kurczenia się betonu musi posiadać każda budowla betonowa szwy kontrakcyjne (fig. 118 i 119). Szwy te, o konstrukcji możliwie prostej, zakłada się albo wzdłuż całej wysokości przegrody (Wäggi) albo też tylko w partji wzniesionej nad naturalnym terenem doliny (Barberine); wzajemne poziome odstępy szwów dochodzą do 20—30 m.

Przegrody ciężkie murowane, zwłaszcza o osi prostej, powinny mieć zawsze szwy kontrakcyjne; obecnie stosują szwy takie nawet i u przegród sklepieniowych.

Koszty budowy przelicza się zw. na 1 m^3 pojemności użytkowej zbiornika. Maleją one w miarę wzrostu pojemności zbiornika (por. fig. 141). Dla wstępnych preliminarzy kosztorysowych objętość muru przegrody ciężkiej z ujęciem oraz upustem można obliczyć wzorem

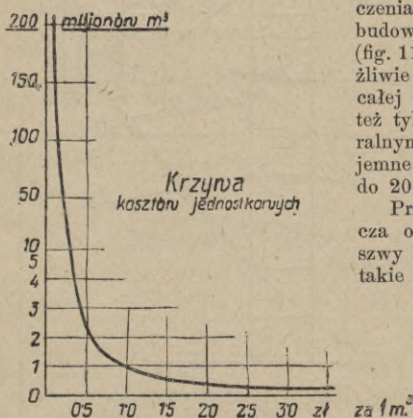


Fig. 141.

$$\text{Rehbocka} \quad V = \frac{(t+g)^2}{\sqrt{\gamma_m}} \cdot \left\{ 0,08 b + 0,44 b' + e \right\} + t b \text{ m}^3,$$

w którym oznacza: t — największą głębokość zbiornika w m ;
 b — szerokość doliny w wysokości najw. zw. wody w m ;
 b' — szerokość doliny w wysokości $0,2 t$ nad dnem w m ;
 g — średnią głębokość wykopu fundamentów w m ;
 e — średnie wcięcie w stoki w m ;
 γ_m — ciężar muru w t/m^3 .

Wzór ten daje dobre rezultaty przy wykopach fundamentu do $10 m$ i przy promieniu łuku równym szerokości doliny; uwzględniając wypór wody należy V zwiększyć, zależnie od warunków miejscowych (wartości ζ), o 10 — 33% .

Rehbock zaleca b' mierzyć wprost w terenie, zaś b odczytać z mapy (skala $1:25.000$), przyjmując dla wykopu średnią wartość około $5 m$.

Objętość nasypu grobli ziemnych oblicza się według wzoru:

$$V = \frac{b h}{15} \left[10 d + 4 (B + b) \right] \text{ m}^3,$$

w którym oznaczono w m :

B i b — długość skarp mierzoną w rzucie poziomym,
 d — szerokość korony, a h — wysokość grobli.

Katastrofy zbiornikowe (rzadkie w Europie, liczne natomiast w Ameryce). Na 100 katastrof, przypisać należy 61% błędom budowlanym, przede wszystkim niedostatecznemu uwzględnieniu warunków geologicznych; 16% niedostatecznym urządzeniom burzowym (100% katastrof przy groblach ziemnych); 12% nieodpowiednim wymiarom budowli, a tylko 11% użyciu złych materiałów budowlanych.

LITERATURA.

- Haponowicz Norbert: Natężenia w trójkątnych murach oporowych. Lwów 1913.
 Degove: Les grands barrages en maçonnerie. Paris 1922.
 Dumas: Des barrages-réservoirs. Paris 1911.
 Graef: Mouvements des eaux dans les réservoirs à alimentation variable. Paris 1873.
 Ministère des Travaux Publics. Circulaire Série B. N. 67, Paris, 19 octobre 1923.
 Pigeaud: Réservoirs pour atténuation des crues et des étiages. Paris 1916.
 Pigeaud: Sur l'utilisation des réserves d'eau. Paris 1918.
 Wilhelm: Du role des réservoirs. Paris 1916.
 Duff A. Abrams: Structural Materials Research Laboratory, Levis Institute Chicago
 Bulletins N. 1—9.
 Wegmann: The Design and Construction of Dams. New York 1922.
 Regio decreto, Roma, 24 Aprile 1921. N. 700.
 Mohr: Der Spannungszustand einer Staumauer. Wien 1908.
 Ziegler: Der Talsperrenbau. Berlin 1925.

Regulacja rzek.

Napisał

inż. Mieczysław Rybczyński,

profesor politechniki i wiceminister Robót Publicznych, Warszawa.

I. Zasady ogólne.

Ruch wody w korytach naturalnych. Cechą odróżniającą ruch wody w korytach naturalnych, jest ruchliwość podłoża. Do znanych czynników ruchu: (spadek, ilość wody, kształt przekroju) przybrywa zatem nowy w postaci ruchu rumowiska, zużywającego znaczną część energii wody płynącej.

Siła unoszenia (erozyjna) cząstek rumowiska wynosi:

$$S = \gamma i h \text{ kg/m}^2$$

gdzie γ = ciężar 1 m³ wody w kg,

i = spadek wyrażony w stosunku wysokości do odległości,

h = głębokość w m.

Z uwzględnieniem strat energii na pokonanie wewnętrznych oporów ruchu wody, wedle doświadczeń Engelsa należy wprowadzić do wzoru współczynnik mniejszy od jedności i wzrastający w miarę zwiększania się głębokości stąd:

$$S = a \gamma i h \text{ kg/m}^2.$$

Ruchliwość dna zależy od stosunku średnicy ziarn rumowiska do siły unoszenia. Dla porównania różnych rzek można tę ruchliwość scharakteryzować stosunkiem średnicy do spadku $\frac{d}{i}$. Im ta liczba jest większa, tem przy wyższym stanie rozpocznie się na danej rzece ruch rumowiska, tem równowaga jest stałsza.

Siłę unoszenia, przy której rozpoczyna się ruch rumowiska, nazywamy graniczną. Dla różnych rodzajów rumowiska można badać ją laboratoryjnie, lub obserwując graniczną prędkość, która zależy od tych samych czynników co siła unoszenia. Telford i Dubnat oznaczyli graniczne prędkości:

dla ziemi, iltu, namułu	0,08 do 0,15 m/sek.,
dla piasku	0,2 do 0,3 „
dla żwirów	0,3 „

Flamant podaje teoretyczny wzór na graniczną prędkość:

$$\frac{v^2}{2\gamma} = \frac{\Theta}{k} \frac{v}{F} \left(\frac{\gamma'}{\gamma} - 1 \right)$$

Θ zależy od kształtu ziarna i wynosi dla ciał nieregularnych 0,8; wówczas $k = 1$, v objętość F' przekrój γ , ciężar gat. ziarna. Upraszczając ten wzór Sainjou, i przyjmując $\gamma = 2500$, $\Theta = 0,8$, $k = 1$, oblicza:

$$v^2 = 25 d$$

więc dla $d = 0,0025$ 0,01 0,04 0,1 0,17 0,38 0,67 m/sek.

$v = 0,25$ 0,5 1,0 1,5 2,0 3,0 4,0 m/sek.

Jeżeli siłę unoszenia graniczną nazwiemy S_0 , zaś ilość toczzonego rumowiska q , to dla danego rumowiska stosunek $\frac{q}{S(S-S_0)} = \varphi$ jest ilością stałą.

Według Schoklitscha $\varphi = 0,54 \frac{\gamma}{\gamma-1}$ ($\gamma =$ ciężar gat. rumowiska).

Objętość toczzonego rumowiska w całym przekroju

$$Q = \int_{x=0}^{x=B} q dx = \varphi \int_0^B S(S-S_0) dx.$$

Siłę S_0 odpowiadać będzie głębokość h_0 , która oddziela w przekroju pole F_1 , którego środek ciężkości oddalony jest od linii granicznej CD o odległość e (fig. 1).

Wówczas można przyjąć przybliżoną wartość całki

$$Q = \varphi \cdot (1000 \cdot J)^2 \cdot F_1 (h_0 + 2e)$$

Rumowisko wprowadzone w ruch toczy się w znacznej części po dnie, częściowo jednak zostaje zawieszony w wodzie i w tej postaci porusza się dalej. Nastąpi to wówczas, kiedy burzliwość ruchu wody wzrasta i wytwarza siłę pionową zwróconą ku górze, w związku z znacznymi różnicami pomiędzy prędkościami poszczególnych strug wodnych.

Prędkość siłowa pionowa wynosi według doświadczeń $\frac{1}{30}$ do $\frac{1}{20}$ prędkości średniej. W stosunku do różnych rodzajów rumowiska i tu będziemy mieli prędkości graniczne, które obliczyć można z wzoru

$$v_p = \sqrt{2g \frac{2d}{3k} \left(\frac{\gamma'}{\gamma} - 1 \right)}$$

dla $\gamma_1 = 2500$ otrzymuje się wówczas

$d = 0,0002$ 0,001 0,005

$v_p = 0,03$ 0,1 0,15

Ilości części zawieszonych w rzekach nizinnych są bardzo znaczne np. w Durance 5% ilości wody, na Garonnie rocznie 5 milj. m^3 .

Wielkość siły unoszenia zmienia się ze zmianą stanu wody. Jeżeli stan wody nie ulega dłuższy czas zmianie, następuje samoczynnie stan równowagi, i ruch rumowiska ustaje. Tam bowiem, gdzie odbywa się erozja, następuje powiększenie profilu, zatem zmniejszenie prędkości, spadku, a więc i siły unoszenia aż do chwili ustania ruchu rumowiska. Tam natomiast, gdzie następuje osadzenie, zmniejszenie przekroju zwiększa prędkość, spadek a więc i siłę unoszenia aż do punktu ustania osadzania. Ruch rumowiska jest zatem tem większy, im większą jest zmienność stanów wód.

Bezpośredni następstwem ruchu rumowiska jest zmienność koryta rzeki, a więc to, co stanowi o jej dzikości i szkodliwości dla gruntów nadbrzeżnych.

Cel i zadania regulacji rzek. Właściwym celem regulacji rzek jest zmniejszenie ruchu rumowiska i ujednostajnienie warunków odpływu. Cel ten osiąga się przez:

1. zabudowanie dzikich potoków i wogóle miejsc, gdzie się tworzy rumowisko;
2. ujednostajnienie ilości wody przez budowę zbiorników powodziowych;
3. ujednostajnienie przekroju podłużnego i poprzecznego, przez nadanie regularnych form korytu rzeki.

Roboty regulacyjne prowadzi się albo wyłącznie w celu meljoracyjnym, dla uzyskania swobodnego odpływu wód, czasem pogłębiania koryta, ochrony gruntów nadbrzeżnych oraz ochrony przed powodzią, albo też również dla celów komunikacyjnych, tj. dla wytworzenia odpowiedniego koryta dla żeglugi i spławu.

II. Podstawy hydrologiczne projektu regulacji.

Projekt musi być ściśle przystosowany do charakteru rzeki, musi go zatem poprzedzić dokładne zbadanie naturalnych warunków odpływu.

Badanie rzeki obejmuje:

1. Dane fizjograficzne:
 - a) Opady, ich rozkład itd.
 - b) Konfiguracja dorzecza.
 - c) Szata roślinna.
 - d) Geologja, w szczególności miejsc powstawania rumowiska.
 - e) Jakość i kształt rumowiska.
2. Dane geodetyczne:
 - a) Sytuacja rzeki z możliwem uwzględnieniem zmian w czasie.
 - b) Przekrój podłużny.
 - c) Przekroje poprzeczne.
3. Dane hydrologiczne.
 - a) Obserwacje wodowskazowe.
 - b) Pomiaru ilości wody i krzywe odpływu.
 - c) Związki wodowskazowe i ilościowe z uwzględnieniem czasów trwania.
 - d) Naturalne przekroje normalne, z zupełną równowagą.

Wybór stanu normalnego. Projekt regulacji musi być przystosowany do wszelkiego rodzaju zmian w odpływie, jakie w danej rzece się zdarzają, niemniej przeto główną rolę będzie odgrywał pewien ściślej określony stan wody, ważny bądź to ze względu na cel, dla którego do robót przystępujemy, bądź też na jego znaczenie dla samej rzeki. Do tego t. zw. normalnego stanu dostosujemy przedewszystkiem budowlę regulacyjną. Wchodzą tu następujące stany charakterystyczne w grę:

1. Absolutnie najwyższy stan wody stanowi podstawę obliczeń rozstawu wałów powodziowych, oraz objętości zbiorników retencyjnych, mających na celu ochronę przed powodzią.
2. Średnia wysoka woda jest stanem normalnym dla zabudowania potoków i rzek górskich, tudzież dla rozstawu t. zw. wałów letnich, chroniących grunta przed zalewem tylko w porze wegetacji.
3. Wyższe wody wiosenne i letnie, przy których odbywają się — zwłaszcza w rzekach płynących z gór, posiadających lodowce — najwyższy ruch rumowiska, dają nam stan kształtujący koryto, który służy za podstawę do regulacji tych rzek. Stan ten otrzymamy, mnożąc objętości unoszonego rumowiska przy poszczególnych stanach wody, przez czas trwania tych stanów w ciągu roku i biorąc za podstawę stan, któremu odpowiada maksymalna wartość iloczynu.
4. Stany okresowe określa się ilością dni zwilżenia profilu objętego niemi w ciągu roku. Mają one znaczenie rzek regulowanych dla celów żeglugi, przyczem częste zamiast roku oblicza się je w stosunku do czasu trwania nawigacji w roku, a więc z pominięciem okresu zamarzania.

5. Stan średni niski, obliczony z dłuższego okresu, jest stanem normalnym dla regulacji na małą wodę rzek, używanych jako arterje komunikacyjne, wymagające pewnej głębokości w ciągu całego okresu nawigacyjnego.
6. Rzadziej bierze się w tym celu stan absolutnie najniższy.

Określając stan normalny dla poszczególnych wodowskazów w różnych punktach rzeki, otrzymuje się często niezgodności, które należy wyrównać, badając związki między wodowskazami, oraz przebieg współczynników odpływu. Najlepszą drogą do tego celu jest bezpośredni pomiar objętości przy stanach korespondujących, tj. równoczesne pomiary w kilku punktach rzeki, odpowiadające jednemu i temu samemu stanowi wody. Stosunek otrzymanych w ten sposób współczynników odpływu, pozwoli na skorygowanie współczynników otrzymanych z obliczeń na poszczególnych miejscach pomiarów.

Stan normalny dla jednej i tej samej rzeki może być różny w różnych jej odcinkach i zwykle obniża się z biegiem rzeki. Tak np. rzeka, wypływająca z wysokich gór, będzie regulowana u źródeł na wysoką wodę, następnie na stan średni, w dolnym biegu na stan niski, lub długo trwający stan okresowy (210–240 dni w okresie żeglugi) itd.

Na podstawie krzywych odpływu, oznacza się objętości wody i współczynniki odpływu, odpowiadające stanom normalnym, w poszczególnych odcinkach rzeki.

Oznaczenie spadku. Rzeka płynąca w jednostajnych warunkach geologicznych i przy jednostajnie wzrastającym dorzeczu, wytwarza z czasem spadek, zmniejszający się w dół rzeki według regularnej linii krzywej, zbliżonej do paraboli o osi pionowej, najczęściej wyższego rzędu $h - H = a(l + L)^n$ (fig. 143).

Na niejednostajne ukształtowanie się spadku wpływają zmienne warunki geologiczne, zmienne ilości odpływu, zwłaszcza w razie istnienia wielkich dopływów, zmiana kierunku rzeki w stosunku do ogólnego kierunku doliny, wreszcie przeszkody sztuczne w postaci jazów, progów, przegród itp.

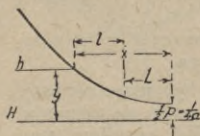


Fig. 143.

Przed ustaleniem spadku zatem, należy ustalić t. zw. punkty załomu spadku, a więc niejako punkty stałe dane z natury (progi skalne, dopływy) lub sztucznie utrwalone (jazy itp.), między którymi dopiero spadek da się dowolnie ukształtować.

Najczęściej zadaniem regulacji jest tylko wyrównanie istniejącego spadku, rzadziej jego zmniejszenia lub zwiększenia. W pierwszym wypadku projektowanie spadku polega na wyrównaniu między stałymi punktami według linii prostej, jeśli różnice w spadkach na początku i na końcu odcinka są na ogół nieznaczne, bądź też przy większych różnicach według linii krzywej.

Wyrównanie to musi uwzględniać zmiany, jakim mogą podlegać punkty załomów. Tak np. progi skalne ulegają szybszej lub wolniejszej erozji. Dopływ działa rozmaicie, zależnie od stosunku ilości wody i niesionego rumowiska.

Dopływ górski do rzeki nizinnej powiększa ilość doprowadzonego rumowiska, którego rzeka nie jest w stanie unieść, a stąd punkt załomu będzie się podnosił zwiększając ustawicznie spadek poniżej, a zmniejszając powyżej. Odwrotnie działa dopływ nizinny do rzeki górskiej.

Istniejący spadek naturalny zmieniamy w projekcie w następujących wypadkach: jeżeli siła unoszenia rzeki nie wystarcza do usunięcia nadchodzącego z góry lub z dopływów rumowiska, wówczas zwiększyć ją najłatwiej przez zwiększenie spadku, do czego dochodzi się przez skrócenie biegu rzeki. Jeżeli przeciwnie erozja dna i brzegów jest zbyt wielka, należy spadek zmniejszyć przez budowę progów, zapór itp.

Obliczenie profilu normalnego. Ustalone spadki i ilości wody, pozwalają podzielić rzekę na szereg odcinków, tak dobranych, ażeby wewnątrz każdego odcinka można było przyjąć ilość wody i spadek jako niezmiennie. Obrachowanie profilu normalnego musi nastąpić dla każdego odcinka osobno, a mimo to musi być zachowana ciągłość między sąsiednimi odcinkami.

Podstawą obliczenia jest ilość wody i spadek; zmienne mogą być powierzchnia przekroju i prędkość, zaś w powierzchni głębokość średnia i szerokość zwierciadła wody, natomiast między prędkością a spadkiem i głębokością istnieje znów ścisły związek. Stąd możliwość różnych rozwiązań, a więc konieczność dalszych założeń:

1. Kształt przekroju normalnego musi odpowiadać nie tylko wodzie normalnej, ale również mieścić objętości większe i mniejsze. Sprawdzeniem będzie tu wielkość siły unoszenia przy różnych stanach, w stosunku do tejże siły w korycie nieuregulowanym. Powoduje to odpowiedni dobór nachylenia skrajnych stycznych w przekroju parabolicznym, wzgl. nachylenie skarp w częściej używanym przekroju trapezowym. W nachyleniu tem rzadko przekraczamy stosunek 1:5, uciekając się raczej w razie potrzeby do profilu dwu lub trójdzielnego (dla wody małej, średniej i wielkiej, fig. 144).
2. Zmiany w prędkości i sile unoszenia w sąsiednich odcinkach mogą następować tylko w razie zmian w charakterze rumowiska. Przy tem samem rumowisku powinna się utrzymywać w przybliżeniu ta sama prędkość lub może nieznacznie wzrastać z biegiem rzeki. Ponieważ jednolite rumowisko utrzymuje się tylko przy mało zmiennym spadku, zatem w rzece takiej, głębokości w dół rzeki, mogą tylko nieznacznie wzrastać, a cały wzrost powierzchni, odzwierciedli się w powiększeniu szerokości zwierciadła wody. Stąd w rzekach takich stosunek szerokości normalnej do głębokości w dół rzeki wzrasta, i to tem szybciej, im jednostajniejszy będzie spadek, a szybszy wzrost objętości wody.

Najczęściej w dół rzeki maleje spadek, równocześnie maleje średnica ziarn rumowiska. Wówczas przy stałej ilości wody może stosunek szerokości do głębokości pozostać niezmienny. Każdy jednak wzrost objętości spowoduje konieczność powiększenia przekroju przez powiększenie szerokości i wzrost omawianego stosunku.

Stosunek szerokości do głębokości charakteryzuje więc najlepiej profil normalny, a ustalenie jego jest najlepszem założeniem dla obliczenia szerokości normalnej.

Przy regulacji meljoracyjnej, a więc mającej na celu ujednostajnienie istniejących stosunków odpływu, podstawą muszą być istniejące stosunki między czynnikami ruchu, w tych przestrzeniach rzeki, które uwidaczniają możliwie stałą równowagę tych czynników, i do których to przestrzeni chcielibyśmy całą rzekę upodobnić.

W tym celu z przekrojów regularnych takiej przestrzeni normalnej, w której spadki winny się zbliżać do przeciętnego, oblicza się średni stosunek szerokości do głębokości, który służy za podstawę obliczenia profilu normalnego.

Szerokości węższe od znalezionych w naturze w regularnych przestrzeniach, stosować można wówczas, gdy chodzi o zwiększenie siły unoszenia, np. dla pogłębienia łożyska rzeki.

Samo obliczenie następuje przy zastosowaniu dowolnego wzoru na prędkość, tak np. dla wzoru Chezy'ego $v = K\sqrt{HJ}$



Fig. 144.

$$H = \sqrt[5]{\left(\frac{Q}{Ka}\right)^2 \frac{1}{J}} \text{ przy trapezie, gdzie } a = \frac{B}{H}$$

$$\text{zaś } H = \sqrt[5]{\left(\frac{Q}{km}\right)^2 \frac{1}{36J}}$$

przy paraboli, gdzie m oznacza stosunek nachylenia stycznych.

Ponieważ prędkość zależy również od głębokości, przeto nie można się obejść bez kilkakrotnych obliczeń. Dlatego zamiast używania wzorów na głębokość oblicza się drogą prób, przyjmując głębokość i obliczając objętość, aż do otrzymania zgodności. Przyjmując następnie różne napełnienia ustalonego przekroju, należy zbadać, jak reaguje on na różne objętości, a przede wszystkim, jaki będzie stosunek nowych prędkości i sił unoszenia, w stosunku tych samych wartości w profilu nieregulowanym.

Na rzekach regulowanych dla celów żeglugi chodzi przede wszystkim o uzyskanie jak największej głębokości przy niskich stanach, zwłaszcza w t. zw. przejściach z jednej krzywizny w drugą.

Probiezmem naturalnym będą tu więc t. zw. dobre przejścia w naturze, tj. te przejścia, w których naturalny profil ukształtował się w sposób zupełnie dobry dla żeglugi. Jeżeli takich profilów naturalnych niema, ustala się je, przyjmując możliwie jak największą głębokość, na jaką pozwala zwiększenie prędkości i siły unoszenia, przy wyższym stanie, wypełniającym całe koryto. W pewnych wypadkach może określać granicę powiększania głębokości wzrost prędkości, utrudniający żeglugę.

Przy określeniu szerokości trasy wielkiej wody, a więc rozstawu wałów, są do pogodzenia dwa sprzeczne momenty, z jednej strony ochrona jak największej powierzchni gruntów, a więc możliwie wielkie zbliżenie do siebie obustronnych wałów, z drugiej fakt, że ściśnienie koryta wielkiej wody powoduje zwiększenie siły unoszenia. Ponieważ największa erozja odbywa się w korycie głównym, przeto rozpoczynamy obliczenie od części przekroju, obejmującej koryto średniej wody, przyjmując granicę dopuszczalnego spiętrzenia. Resztę objętości wody musimy zmieścić w terenie inundacyjnym, znając więc jego kształt i poziom wody, mamy określoną szerokość, a tem samem i rozstaw wałów.

III. Trasa regulacyjna.

Zasadniczym elementem trasy jest krzywizna. Proste służą tylko jako przejścia z jednej krzywizny w drugą, w większych rozmiarach stosuje się je wyjątkowo, np. tam, gdzie chodzi o powiększenie spadku przez skrócenie biegu rzeki.

Z badań Fargue'a wynika, że między krzywizną a głębokością zachodzi ścisły związek. Dla Garonny wyrażał on go równaniem:

$$\frac{d\rho}{dL} = \frac{155,3}{106} \left(\frac{dh}{dL}\right) + 11,4 \left(\frac{dh}{dL}\right)^2$$

Boussinesque natomiast doszedł teoretycznie do wzoru ogólnego:

$$\frac{d\rho}{dL} = \frac{2}{Bh_0} \left(\frac{C}{h}\right)^2 \left(\frac{h}{h_0} - 1\right) \frac{dh}{dL}$$

przyczem h_0 jest głębokością w prostej zaś $C = \frac{1}{k}$ (k z wzoru Chezy'ego).

Ścisły cyfrowy związek między głębokością o krzywizną musi być oznaczony dla każdej rzeki. Ogólne zasady tego związku t. zw. „prawa Fargue'a” są:

1. Zmienność krzywizny łuku powoduje zmienność głębokości, którą określa nachylenie stycznej krzywizny.

2. Dla wytworzenia się odpowiedniej dla danej krzywizny głębokości, potrzebna jest pewna długość tej krzywizny.
3. Największe głębokości i mielizny, przesunięte są w dół poniżej najmniejszej i największej krzywizny.

Z praw Fargue'a wynika konieczność unikania nagłych zmian krzywizny, tam gdzie chodzi o możliwie stałą głębokość, a więc przy regulacji dla żeglugi, zwłaszcza na małą wodę, zatem konieczność stosowania krzywych przejściowych, między prostą a łukiem, lub między różnymi łukami.

Hagen stosuje dla łuku wklęsłego krzywą:

$$y = x \cot \alpha - n x^2$$

gdzie x i y rzędne liczone na cięciwie krzywizny α jest połową kąta wierzchołkowego, n i z do wyznaczenia przez przyjęcie jeszcze jednego punktu krzywej stosownie do wymogów terenu.

Fargue stosuje bardziej zawiły kształt krzywej:

$$x = \int \cos \left(\rho_0 \frac{2 L_0}{\pi} \sin \frac{\pi L}{2 L_0} \right) d L + C$$

$$y = \int \sin \left(\rho_0 \frac{2 L_0}{\pi} \sin \frac{\pi L}{2 L_0} \right) d L + C$$

Na Odrze zastosowano krzywą przejściową paraboliczną o równaniu $y^2 = 2 p x$, biorąc p równe: od połowy do podwójnej szerokości trasy. Najlepsze wyniki dał parametr równy szerokości trasy.

Wzniesienie zwierciadła wody na brzegu wklęsłym skutkiem siły odśrodkowej określa Gocking stosunkiem:

$$y = 0,235 v^2 \log \left(1 + \frac{x}{R} \right)$$

gdzie R = promień łuku, y wzniesienie nad średnią wysokością, x odległość od środka koryta, v prędkość.

Objaw ten zwiększa jeszcze nieregularność ruchu w łuku, skutkiem odbijania się strug wody, wirów i tp.; stąd powiększenie oporów, zwiększenie erozji zmniejszenie spadku i konieczność zwiększenia przekroju przepływu.

Fargue radzi rozszerzać trasę w łuku i to w stosunku do zmniejszenia spadku, ażeby

$$\frac{dB}{B} = -\frac{1}{2} \frac{di}{i}. \text{ Praktycznie uskutecznia to przez}$$

większe rozwinięcie łuku wypukłego, tj. przesunięcie jego początku i końca łuku o mniej więcej 1 do 3 szerokości trasy (fig. 145).

Między dwoma łukami konieczną jest pewna minimalna długość prostej dla umożliwienia przejścia nurtu z jednego brzegu wklęsłego pod drugi, którą przy różnych promieniach określa wzór $L = \sqrt{B(R_1 + R_2)}$, dla $R_1 = R_2$

$$L = \sqrt{2BR}$$

gdzie R = promień nurtu, B = szerokość między linjami nurtu.

Najstosowniejszy dla danej przestrzeni rzeki promień łuku zależy od siły żywej wody, od prędkości. Trasa wielkiej wody winna mieć krzywizny

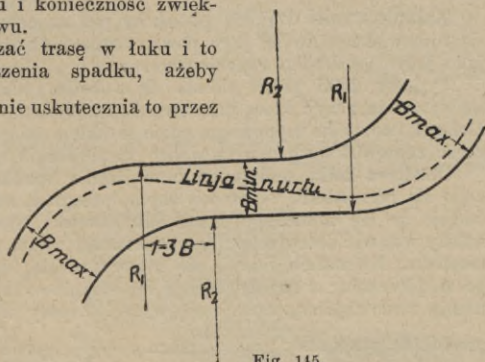


Fig. 145.

łagodniejsze. Stąd konieczność zbliżania do siebie trasy brzegów wklęsłych przy profilach dwu- lub trój-dzielnych (fig. 146).

Wybór odpowiedniego promienia przy stanie normalnym należy oprzeć na badaniach danego odcinka rzeki i spostrzeżeniach, przy jakim promieniu utrzymuje się nurt stale przy brzegu wklęsłym, bez śladów erozji brzegów.

Promień łuków i ich długość winny ulegać jak najmniejszym zmianom. Długość łuku powinna stać w pewnym stosunku do promienia i do szerokości trasy. Jeżeli konieczne jest stosowanie łuków zbyt łagodnych dla danej rzeki, należy je traktować przy obudowie jak proste. Bardzo ostre łuki winny się łączyć z prostymi zapomocą krzywych przejściowych.

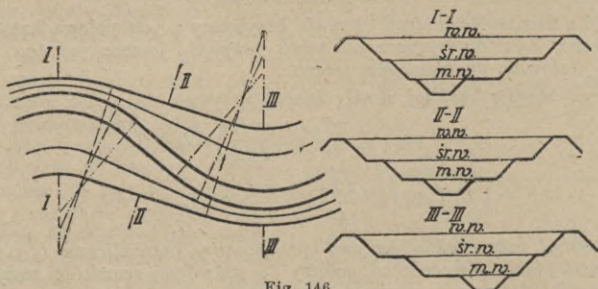


Fig. 146.

Jeżeli chodzi wyłącznie o żeglugę, można określić minimalny promień stosunkiem do szerokości trasy a mianowicie $R = 5 B$ do $6 B$.

Prowadzenie trasy winno o ile możności zbliżać się do naturalnego biegu, przyczem ważne jest zbliżanie wklęsłych brzegów na naturalnych wysokich brzegach.

Kierunek trasy wód wyższych nie powinien krzyżować się z kierunkiem trasy wód małych.

IV. Roboty regulacyjne.

Zabudowanie dzikich potoków ma na celu powstrzymanie tworzenia się rumowiska u źródeł jego powstawania i umożliwienie zalesienia stoków, jako jedyne go środka zapobiegawczego.

Typowy dziki potok składa się z kotła, gdzie przeważnie rumowisko się wytwarza, z szyji, którą przesuwają się rumowiska, zasilane ze stoków nowymi złożami, i ze stożka usypowego, gdzie skutkiem załamania linii spadku, znaczna część rumowiska się osadza wobec zmniejszenia się siły unoszenia.

Obudowa kotła polega na zmniejszeniu spadku i powstrzymaniu toczącego się rumowiska, zapomocą zapór, przegród, zamknięć dolin. Zasadniczo buduje je się z suchego muru lub drzewa; stosując mur na cemente, należy wstawić drewniane drenaże celem przepuszczania wody, a zatrzymania jedynie rumowiska. Normalnie buduje się zapory niskie, czasami podwyższa się je po załadowaniu; z reguły buduje się stopniowo od dołu, i w miarę wypełniania rumowiskiem, buduje się wyżej. Zapory kilkumetrowe mają kształt prostokąta, przyczem: grubość muru $g = \frac{h}{V\gamma}$, gdzie h = wysokości zapory, zaś

γ = ciężar gatunkowy muru. Wyższe buduje się w formie trapezu, przyczem grubość korony = $0,45 h$, zaś grubość podstawy = $0,9 h$. Wymiary zapór wyższych wyznacza się zapomocą linii ciśnienia. Teoretycznie kształt zapory powinien być trójkątny, w rzeczywistości wykonuje się ściany od ładu w linii łamanej, przyjmując zwykle $a = 1\frac{1}{2} k$, $z = g_0$ (fig. 147). Zapora wykonana w łuku, może otrzymać wymiary słabsze według wzoru $g = \frac{\gamma}{\rho} R x$,

gdzie γ = ciężar gatunkowy wody wraz z rumowiskiem, β = współczynnik wytrzymałości muru, R = promień łuku, x odległość od korony. Korona musi być z dobrego materiału, ze względu na ruch rumowiska. Umocowanie ze stokami następuje prócz wcięcia, przez skrzydła górne i dolne. Szczególną uwagę zwrócić na ubezpieczenie dna poniżej zapory. Najlepiej wytworzyć basen zapomocą progu piętrzącego poniżej zapory. Basen należy czyścić po przejściu każdej wielkiej wody z rumowiska, które tam się nagromadzi (fig. 148). Bardzo niskie zapory można wykonać z drzewa, *a*) w formie kilku rzędów płotków wypełnionych kamieniem, *b*) w formie bardzo prymitywnej: gałęzi opartych o poprzeczne kraglak i obciążonych kamieniem (fig. 149), *c*) w formie skrzyń, wypełnionych kamieniem (kaszycy), szczególnie chętnie używanych we wschodnich Karpatach (fig. 150), *d*) z kraglaków, używanych chętnie w Tyrolu (fig. 151).

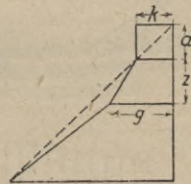


Fig. 147.

Obudowa gardła czyli szyji potoku, ma na celu zmniejszenie siły żywej wody, więc przede wszystkim zmniejszenie spadku. Przy dużych spadkach, uskuteczni się to znów zapomocą szeregu niskich zapór, które zarazem podniosą i ustalą dno, a przez to i stoki. Przy mniejszych wystarczy t. zw. korekcja progowa, tj. umieszczenie szeregu niskich stopni wykonanych z kamienia lub z drzewa (fig. 152 i 153).

Bardzo często zachodzi konieczność zmiany naturalnego kierunku biegu potoku, zwł. gdy podmywa on stoki. Rzadko stosujemy systematyczne ujęcie potoku w tamy regulacyjne, najczęściej wystarcza miejscowe odsunięcie brzegu zapomocą budowli miejscowych z kamienia lub z drzewa w połączeniu z kamieniem (fig. 154).

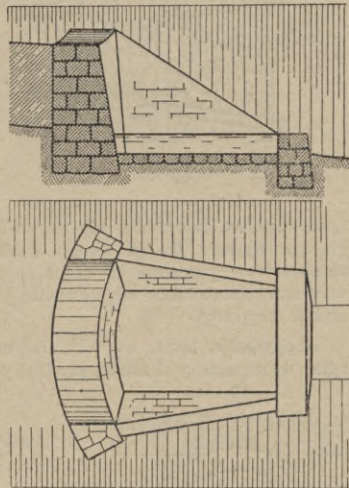


Fig. 148.

Obudowa stożka usypowego ma na celu zapobiedz osadzeniu się zbyt wielkiej ilości rumowiska w tej części potoku, a więc wymaga powiększenia

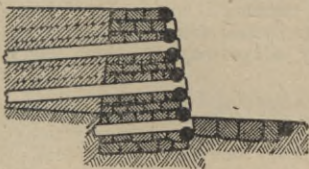


Fig. 149.

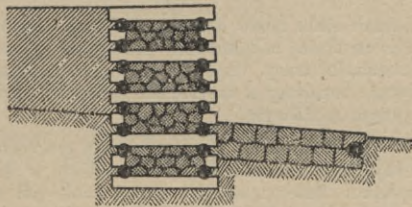


Fig. 150.

siły unoszenia. Uskuteczni się to z jednej strony przez ujęcie różnych odnóg w jedno sprostowane koryto, a zatem przez powiększenie ilości wody i spadku, z drugiej zaś strony przez zmniejszenie oporów tarcia, które można

osiągnąć przez możliwie gładką obudowę ścian i dna koryta. Najkorzystniejszy profil: trapez z łukiem na dnie (fig. 155). Jeśli nie potrafimy powstrzy-



Fig. 151.



Fig. 152.

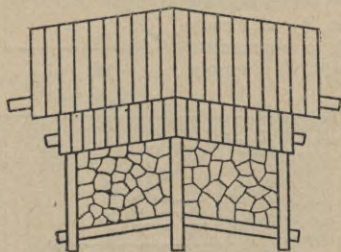


Fig. 153.

mać zupełnie tworzenia się rumowiska, a z różnych względów nie można go wprowadzać do głównego ścieku, urządza się specjalne składowiska rumoszków, czyszczone od czasu do czasu. Sposobu tego używa się zwłaszcza wówczas, skoro chce się uchronić linie komunikacyjne, przechodzące przez stożek usypowy.

Regulacja rzek we właściwym słowa znaczeniu polega na ujęciu koryta w regularny kształt profilu poprzecznego, kierunków i spadku, i na osiągnięciu przez to jednolitych warunków ruchu rumowiska.

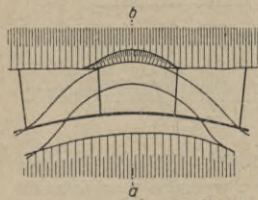


Fig. 154.



Rzekę ujmuje się zapomocą tam regulacyjnych, prowadzonych równoległe lub prostopadle do kierunku ruchu wody.

Ujęcie rzeki w dwustronne tamy równoległe (fig. 156) nadaje jej odrazu stałe nowe brzegi, wytwarza łagodną linię nurtu, stałe głębokości, ale utrudnia załadowanie przestrzeni poza tamami, i wrazie źle dobranej szerokości trasy, utrudnia późniejsze zmiany. System ten daje mimo to najlepsze rezultaty a w rzekach górskich, przy silnym naporze wody, jest jedynym możliwym.

Ujęcie rzeki w dwustronne tamy równoległe (fig. 156) nadaje jej

Obudowa rzeki zapomocą tam prostopadłych, których końce oznaczają linię regulacyjną, jest możliwą w dolnych biegach rzek przy małym spadku. Zalety: szybkie załadowanie pól między tamami i łatwość zmiany szerokości trasy; wady: dno kształtuje się bardzo nieregularnie, i trudno utrzymać nurt w pożądanym linjach, każda bowiem para tam powoduje piętrzenie i nieregularny ruch wody. Tamy prostopadle zakłada się prostopadle do trasy lub skośnie pod prąd, rzadziej za prądem (na początku przestrzeni regulowanej; fig. 157). Ukos 70° do 80° największy w prostych, najmniejszy w łukach wypukłych.

Korzyści obu systemów łączy system mieszany, polegający na zastosowaniu tam równoległych, tylko w łukach wklęsłych i częściowo w prostych (fig. 158).

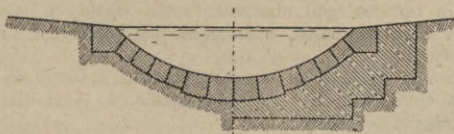


Fig. 155.

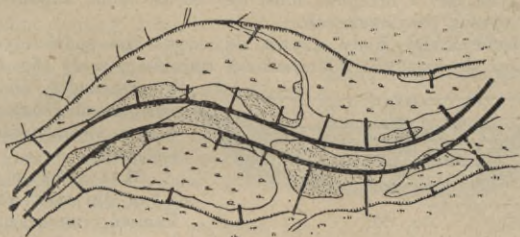


Fig. 156.



Fig. 157.

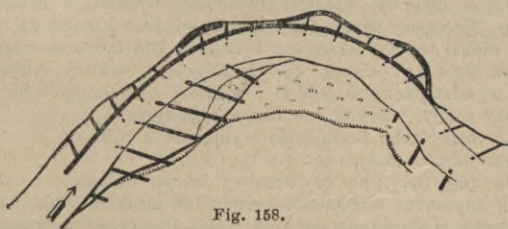


Fig. 158.

Tama równoległa lub opaska może sama dla siebie stanowić budowlę ochronną; tamy prostopadłe mogą być użyte, o ile stanowią pewną grupę budowli.

Tama zasadniczo ma kształt trapezu, odpowiednio do naporu wody. Te budowle bez fundamentów, opierające się naporowi wody własnym ciężarem i tarcieniem podstawy o dno, wymagają szerokiej podstawy, tj. łagodnych skarp. Przy tamach równoległych, skarpy od strony wody najmniej 1:2 lub 1:3, od łądu 1:1 lub 1:1 $\frac{1}{2}$. Dla prostopadłych obustronnie 1:1 lub 1:1 $\frac{1}{2}$, zależnie od siły prądu. To samo poprzeczne tamy łączące równoległe z brze-

giem. Skarpa głowy tamy prostopadłej 1:3 do 1:5. Tamy, zamykające boczne koryta, conajmniej 1:1 $\frac{1}{2}$.

Wzniesienie nad zwierciadłem wody normalnej zależne od wielkości rzeki, stanu, na który się reguluje, i położenia tamy. Przy regulacji na małą wodę wzniesienie tam na ogół nieznaczne, dla wyższych stanów większe. Dla danej rzeki i stanu, najw. wzniesienie mają tamy w łuku wklęsłym, najmniejsze w wypukłym.

Szerokość korony, zależna od charakteru rzeki, zmienia się od 1 m przy tamach kamiennych i rzekach o słabym prądzie, do 4 m dla tam faszynowych i rzek o silnym prądzie.

Tamy poprzeczne wznoszą się najcz. ku brzegowi 1:100 do 1:20, zależnie od szerokości rzeki i różnic objętościowych przy różnych stanach. Połączenie tych tam z brzegiem musi być bardzo silne, zapomocą wcięcia (wrzynki) i opasek przybrzeżnych.

Przy ujęciu małej wody używa się często tam podwodnych, których korona wznosi się zaledwie do wysokości najniższej wody (fig. 159). Tamy

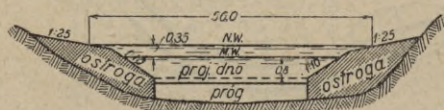


Fig. 159.

te przechodzą niekiedy odpowiednio obniżone przez całe koryto, tworząc niejako progi (Wezera).

Materiałem budowlanym dla rzek górskich jest kamień, czasem nawet w połączeniu z drzewem, dla bie-

gów średnich i nizinnych faszyna w połączeniu z kamieniem, dla małych rzek nizinnych nawet sama faszyna.

Kamień o możliwie wielkim ciężarze gatunkowym musi być odporny na działanie wody i zmiany temperatury. Najlepszy granit lub piaskowiec kwarcytowy. Forma konstrukcji: najcz. narzut z luźnych brył, wielkości przystosowanej do siły unoszenia. Korona i część skarpy od strony wody wyrównane, lub nawet brukowane. Zaprawy się nie używa, chyba do bruków na naturalnej skarpcie. 1 m³ narzutu wymaga 1,2 m³ kamienia.

Przy silnym prądzie, zwł. w tamach poprzecznych, kamień układa się między rzędami płotków lub szeregami palików tuż obok siebie bitych, a nawet niekiedy w ramach z drzewa ciosanego.

Faszyny są to wiązki jednolitych prostych gałęzi o długości 3—4 m, przeciętnie 0,3 m średnicy, wiązane trzykrotnie wtkami z młodszej wikliny lub leszczyny. Najlepszy materiał: wiklina (wierzba krzaczasta), pod wodą też wierzba, olcha, topola, leszczyna i świerk. Dla łączenia wiązek w jedną całość używa się t. zw. kiszek, tj. wiązanych z wikliny sznurów, o średnicy 0,15 w odstępach co 0,3 m i palików o średnicy 0,05 m dł. 1 m z dębu, brzozy olchy, wierzby lub drzew iglastych.

Części tam nad wodą, buduje się wyłącznie z wikliny.

Elementami tam z faszyn są:

Faszynada (fig. 160): są to warstwy faszyn układanych wachlarzowo i zatapiających zapomocą obciążenia żwirem lub piaskiem, tak, że najszerszy koniec wachlarza znajduje się na dnie rzeki. Poszczególne warstwy łączone z sobą kizskami i palikami. Górne warstwy nad wodą i tamy na płytkiej wodzie buduje się z t. zw. wyściółek, tj. luźnych pręci o grubości około 0,3 m, układanych poziomo i przybitych kilkoma rzędami kizsek.

1 m³ faszynady wymaga 4 do 6 faszyn i 12 do 15 palików.

Płotki: plecione z wikliny na palikach z drzewa twardego w odstępach około 0,3 m wysokości do 0,3 m, jeśli stanowią nadbudowę tamy, lub ubezpieczenie skarpy, zaś 0,6 do 1 m, jeśli stanowią korpus tamy. Wówczas buduje je się w kilku rzędach (2—4) w odstępach 0,6 do 0,8 m.

Walce (fig. 161): o średnicy 0,8 do 1,2 m, z wikliny, wypełnione wewnątrz kamieniem lub żwirem i wiązane co 0,5 m drutem, wykonywa się

w sztukach 6 do 10 m długich, które zatapia się dla utworzenia korpusu tamy, lub jako walce ciągle dla ubezpieczenia stopki tam przed podmywaniem. Zamiast faszyny i drutu, używa się siatek drucianych, ale wówczas zwykle przekrój nie okrągły, ale kwadratowy lub prostokątny.

Materace: są to płyty z faszyn układanych na sztelażu z łat, lub na pomoście na siatce z kiszek, umocnione z góry także siatką, wiązane drutem i przybite palikami, zatapiane zapomocą obciążenia ziemią lub kamieniem. Stanowią często podłoże tam prostopadłych, jako zabezpieczenie przed podmyciem lub ochronę zerwistego brzegu.

Brzegosłon (obitka brzegu): jest to ściółka przeci wiklowych, przybita kiskami do skarpy brzegu.

Tamy faszynowe otrzymują najczęściej od strony wody narzut kamienny, chroniący je przed zniszczeniem i przed podmyciem, natomiast korony tam faszynowych narażonych na uszkodzenie lodami, pokrywa się często brukiem kamiennym.

Obok stałych budowli używane są też prowizoryczne, służące do wyrobienia koryta, załadowania bocznych odnóg itp. Tu należą t. zw. zasłony Wolffa: są to faszyny wiszące na łątach poziomych przymocowanych do pali, i skutkiem tego ścieśniające przepływ od góry, co powoduje ruch rumowiska poza zasłonę. Ten sam skutek sprowadzają t. zw. parkany Auduin'a lub pale z plecionkami (Loara), galary z zasuwaniami Jankowskiego, siatki z drutu na sztelarzach żelaznych, wreszcie drzewa zatapiane (Mississippi), używane na bardzo wielkich głębokościach.

Obok tych głównych elementów budowy, których zastosowanie zależy od charakteru rzeki, do robót regulacyjnych należą też przekopy.

Przekopy powodują zawsze zwiększenie siły unoszenia i pogłębienie. Prędkość μ_1 w przekopie, który skraca bieg rzeki o długości l na l_1 , będzie

$$\mu_1 = \mu k \sqrt[3]{\frac{l}{l_1}}$$

odpowiednio zmniejszy się głębokość

$$H_1 = H k \sqrt[3]{\frac{l_1}{l}}$$

Przekopy stosujemy zatem tylko, jeżeli:

1. silna krzywizna w łuku nie da się utrzymać,
2. zbyt mały spadek powoduje osiadanie rumowiska i zabagnienia,
3. koniecznie jest ogólne zwiększenie spadku rzeki,
4. niekorzystne położenie ujścia rzeki wymaga zmiany.

W każdym przekopie nastąpi u góry pogłębienie, u dołu podniesienie zwierciadła wody skutkiem dążenia rzeki do naturalnej równowagi.

Przekop wykonywa się w całej szerokości i na projektowaną głębokość tylko przy bardzo ciężkim materiale, i słabej sile unoszenia. Zwykle wykonywa się kinetę o szerokości $\frac{1}{3}$ do $\frac{1}{5}$ szerokości projektowanej trasy, położonej w osi trasy regulacyjnej, jeśli łuk jest łagodny lub prosty. W łukach ostrych przesuwają się ku brzegowi wypukłemu. Jeśli zachodzi obawa zbyt

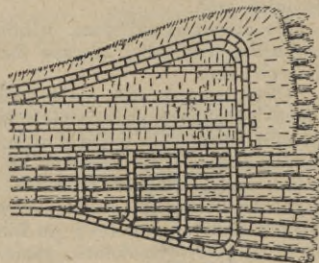
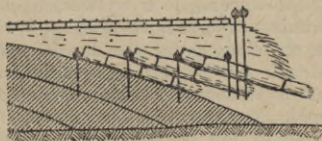


Fig. 160.

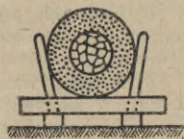


Fig. 161.

szybkiej realizacji, wykonać można przy brzegu wklęsłym, budując równocześnie opaskę ochronną. Wlot winien się zgadzać z kierunkiem nurtu powyżej przekopu, wylot powinien skierowywać materiał tam, gdzie go chcemy złożyć.

Równocześnie z wytworzeniem nowego koryta, należy dążyć do załadowania przestrzeni za tamami, i odciętych przekopami koryt, tudzież bocznych odnóg przez obsadzanie tworzących się odsypisk wikliną, która następnie chwytą namul, i przyspiesza załadowanie oraz podwyższenie odsypisk, aż do wysokości, którą chcemy otrzymać, licząc się z odpływem wielkich wód. Po uzyskaniu żądanej wysokości terenu (kolmatacji), należy kulturę zmienić, lub wikle utrzymywać nisko, przynajmniej na szerokości przepływu średnich wód.

Do obsadzeń najlepsze: wiklina biała (*salix alba*), czerwona (*rubra*) kowszycarska (*viminalis*), rzeczna (*helix*), falowa (*undulata*), migdałowa (*amygdalina*) i inne.

Cięte co trzy lata, dają znakomity materiał do budowy i na koszyki. Cięcie od połowy października do końca marca. Czas sadzenia w jesieni do mrozów, wiosną do połowy maja. W jesieni obsadza się odsypiska wyższe, wiosną niższe, i nie narażone na lód. Sadzenie w rzędach prostopadłych do prądu wody, długość sadzonek 40—60 *cm* układa się je w rowach lub wtyka się w miękki grunt, pochylone za prądem wody. W odsypiskach żwirowych sadzi się gęściej i po kilka sadzonek, zaś w kamienistych, w gniazdach, tj. głębszych dołach, gdzie wkłada się kilkanaście prętów, i zasypuje ziemią lub piaskiem.

Regulacja dla żeglugi. Rozróżnić można trzy różne systemy.

1. Pierwszy polega na ulepszeniu samej drogi jezdnej (nurtu), niezależnie od całości koryta rzeki. Do tego służą:

a) Usuwanie przeszkód żeglugi w postaci pni, karczwy, resztek pali itp. najczęściej zapomocą przyrządów mechanicznych (ekskawatorów, dźwigów, debiarek, prądówek itd.), wysadzanie skał podwodnych.

b) Przekopywanie podwodnych mielizn zapomocą pogłębiarek kubelkowych lub ssących, zależnie od materiału dna. Przekop wykonywa się na szerokość potrzebną dla żeglugi i na głębokość zwykle większą. Poprzedzić musi dokładne zbadanie dna (linje równych głębokości), gdyż tylko zastosowany do układu dna koryta przekop, może się utrzymać, bez natychmiastowego załadowania. Nieumiejętne zastosowanie przekopania progu może spowodować wystąpienie nowej płycizny powyżej, przez obniżenie zwierciadła wody.

Wydajność pogłębiarek rzecznych zastosowuje się do wielkości rzeki i wynosi od kilkudziesięciu do kilkuset *m*³ na godzinę.

Na progach skalistych wykonuje się pod wodą kinetę o potrzebnych rozmiarach (Ren, Dunaj), a dla zmniejszenia wzmożonej prędkości przedłuża się kinetę w górę i w dół zapomocą tam równoległych, poza rozciągłość progu. Wykonanie podwodnej kinety bardzo zwykle kosztowne, muszą poprzedzić bardzo ściśle badania dna, zapomocą specjalnych statków (Żelazna Brama).

c) Zmiana kierunku nurtu, i wpływanie na kierunek posuwania się i kształt mielizn, zapomocą budowli ruchomych (zasłony Wolffa, parkany, galary Jankowskiego itp.).

System ten nadaje się dla rzek wielkich, przy których koszty regulacji nie stałyby w żadnym stosunku do korzyści (Wolga, Mississippi), oraz wówczas, gdy na oku mamy jedynie żegluge.

2. Drugi system polega w zasadzie na pozostawieniu rzeki w jej naturalnym łożysku. Ponieważ w łukach głębokość jest zazwyczaj wystarczającą dla żeglugi, przeto poprzestaje się na ubezpieczeniu istniejącego brzegu wklęsłego i ustaleniu odsypisk na brzegu wypukłym. Całą uwagę poświęca

się uregulowaniu t. zw. przejść, stanowiących zwykle jedyne przeszkody dla wielkiej żeglugi, biorąc pod uwagę najniższe stany wody, najkorzystniejsze dla żeglugi.

Fargue stosuje ten system przy pomocy zmiennej szerokości trasy regulacyjnej, natomiast Girardon stosuje równoczesne pietrzenie wody na przejściach i poniekąd ustalenie dna zapomocą ostróg podwodnych, skierowanych pod prąd i dochodzących nieraz do środka koryta, a przesuniętych aż do łuku wklęsłego.

System ten możliwy jest w rzekach skoncentrowanych w jednym korycie, bez wędrownych ławic, w którym łożysko małej wody nie ulega ciągłym zmianom, a stan spadku nie wymaga zmian.

3. Trzeci system polega na systematycznym ujęciu rzeki w budowę regulacyjne, według z góry zaprojektowanej trasy o oznaczonej szerokości, przy wzięciu za podstawę niskich stanów, trwających w okresie żeglugi 215 do 245 dni.

Wskazany jest dla rzek dzikich, zmieniających ustawicznie łożysko wód niskich, a nadto tam, gdzie prócz żeglugi, mamy również cele meljoracyjne na oku, jak ochronę brzegów, zakulturowanie nieużytków, pogłębienie i ustalenie łożyska rzeki i ułatwienie odpływu wielkich wód.

Przy ustaleniu głębokości dla żeglugi pamiętać należy, że nie osiągniemy nigdy zapomocą regulacji głębokości większej, niż ją rzeka posiada w naturze, ale tylko ujednostajnienie głębokości, zwiększenie jej na przejściach, a zmniejszenie w łukach da wystarczającą korzyść dla żeglugi.

Również brać należy pod uwagę, niemożliwość zupełnego ujednostajnienia głębokości, z powodu zmian w spadku, zależnych od krzywizny trasy.

Ujście rzek. Kąt, pod jakim dopływ doprowadzamy do rzeki głównej, zależy od stosunku ilościowego objętości wody i toczonego rumowiska w rzece i w dopływie. Małe dopływy, nawet z wielką ilością rumowiska, mogą wpływać nawet prostopadle. Dopływy większe muszą wpływać pod kątem. Jeśli rzeka główna może z łatwością przynoszone rumowiska usuwać, kąt winien być tępy (około 60°); jeśli nie, musi się zastosować kąt ostrzejszy, ale wówczas konieczne bagrowanie. Jeśli dopływ nie toczy rumowiska, ale toczy go rzeka główna, musi być kąt tępy; jeśli żadna z rzek nie toczy rumowiska — lepszy kąt ostry. Specjalnego traktowania wymaga ujście do morza. Jeśli morze bez przyływu, to przy wielkiej wodzie spadek ogromnie się powiększa, a tem samem i erozja. Dla zapobieżenia, konieczne znaczne rozszerzenie przekroju. Natomiast mała woda przy zmniejszającym się spadku, wymaga coraz większego skoncentrowania. Stąd przy ujściu musi się zwęzić profil małych wód, a więc koryta żeglownego, natomiast musi się rozszerzać profil wód wielkich, a nawet średnich. Przy ujściu rzek do morza o silnym przyływie powiększa się trudność przez cofanie się fali w czasie przyływu w głąb ładu. Ponieważ jednak w czasie przyływu głębokość będzie zawsze wystarczającą, a w czasie odpływu spadek się powiększy i zwiększona erozja samoczynnie wyczyści koryto, przeto wystarczy rozszerzenie koryta wód wielkich i unikanie nagłych skrętów, rozwidleń itp. dla łatwiejszego przenoszenia się fali, ale nie jest konieczne zwięźenie koryta małych wód. Przy wielkiej ilości unoszonego rumowiska do morza, należy tamy ujmujące przeciągnąć aż do odpowiedniej głębokości morza.

Ochrona przed powodzią. Regulacja rzek może zmniejszyć falę powodziową przez ułatwienie odpływu i pogłębienie koryta rzeki, nadto zmniejsza skutki powodzi przez ustalenie koryta i umocnienie brzegów.

Zapobiedz w zupełności powodziom może tylko ujednostajnienie odpływu przez budowę zbiorników retencyjnych. Możliwe to jednak tylko przy odpowiedniej konfiguracji terenu, stosunkach geologicznych i wobec wielkich kosztów, przy możności wykorzystania zbiorników jako źródeł energii.

Zbiorniki takie przyczyniają się równocześnie do powiększenia żeglowności rzek, powiększając ilość minimalnego odpływu.

Objętość zbiorników retencyjnych, oblicza się w środkowej Europie na 46.000 m³ na km² dorzecza w terenie pagórkowatym, zaś do 100.000 m³/km² w terenie górzystym. Stąd wypadają koszty 25.000 do 50.000 złotych na 1 km² dorzecza.

Ostatecznym środkiem ochrony przed powodzią są obwałowania. Ponieważ obwałowanie przeszkadza należytej melioracji doliny, nadto zwiększa erozję, nieraz podnosi falę powodziową przez zniesienie retencji, koncentrując cały namul w korycie może też podnieść zbyt wysoko teren między wałami (Pad), przeto stosuje się wały tylko jako ostateczny środek, i w ścisłym związku z regulacją rzeki, jako regulację systematyczną na wielką wodę.

Wały więc można budować, jeżeli:

1. nie wywołają zwiększenia znacznego fali powodziowej,
2. gruntu nadbrzeżne nie potrzebują stałego namulania,
3. powiększenie wartości gruntów wyrówna kosztą obwałowania,
4. potrzebne są dla całości systemu regulacji.

Wały oblicza się albo na wody najwyższe, albo na powódzie w czasie wegetacji (wały letnie); wówczas wiosenną wodę przelewami przepuszcza się na teren obwałowany.

Ilość wody zwiększyć należy o kubaturę, mieszczącą się na terenie obwałowanym, w stosunku do czasu, w jakim się tam dostaje, będzie to właśnie uwzględnieniem zniesienia retencji. Przyjmując następnie dopuszczalne spiętrzenie wałami, ze względu na zwiększenie erozji, oblicza się odstęp wałów, biorąc pod uwagę względy gospodarcze (osady, budynki itd.).

Materiał. Wały sypie się z materiału, jaki jest do dyspozycji, w warstwach 0,2 do 0,3 m ubijanych ręcznie. Jeśli materiałem jest czysty piasek lub żwirek, konieczne jest uszczelnienie warstwą łu od wody, lub założenie rdzenia nieprzepuszczalnego, zwykle w grunt zapuszczonego.

Połączenie z gruntem zapomocą zdjęcia roślinności, zorania i ewentualnie wykopania rowków. Wał z dobrego materiału otrzymuje podstawę równą poczwórnej wysokości. Wał z materiału sypkiego lub na niepewnym terenie (torf) rozszerza się przez danie łagodnych skarp lub ławeczki. Ze względu na osiadanie sypie się wał wyżej o $\frac{1}{12}$ do $\frac{1}{4}$ wysokości projektowanej, zależnie od materiału i wysokości.

Korona wału wznosi się nad zwierciadłem wielkiej wody o 0,3 do 0,6 m. Jeśli rzeka szeroka i ma fale do 0,9 m, przy przejściu miast do 1,2 m, wreszcie w miejscach, gdzie stale powtarzają się zatory, podwyższamy koronę wału aż do 3,0 m nad w. w.

Szerokość korony na rzekach małych 1,5 do 2,5 m na wielkich 2,5 do 5,0, jeśli służą do komunikacji.

Nachylenie skarp od wody przy dobrym materiale 1:1 $\frac{1}{2}$ do 1:3, przy piasku nawet do 1:6. Od ładu 1:1 do 1:2. Wzdłuż wałów wolny pas 2 do 10 m szerokości. Rowy materiałowe od wody, przecinane progami dla łatwiejszego zamulenia.

Skarpy darniowane lub obsiane, korona żywirowana. Przy silnych prądach bruk lub płyty betonowe. Na wałach morskich często płyty żelbetowe. Na przelewach rozszerza się koronę aż do 10 m. Skarpy daje się łagodne 1:10 i więcej i często pokrywa się brukiem. Przejazdy od strony wody zakłada się po skarpię za wodą. Wysokie wały mają często rampę obniżoną i zamykaną podwójną ścianą, zakładaną balami i uszczelnioną wewnątrz, na czas wielkiej wody.

Czasowe podniesienie wałów w czasie zatorów wykonywa się zapomocą pojedynczej lub podwójnej grodzy.

Przepusty dla odwodnienia doliny (fig. 162), dawniej drewniane, obecnie najczęściej betonowe, zamykane samoczynną klapą lub wrotami śluzowemi.

Jeżeli wodę ma się dla celów meljoracyjnych wprowadzać za wały, wówczas przepust zamykamy zastawką do regulowania.

Obliczenie przepustu w stosunku do czasu, w jakim należy nagromadzoną za wałami wodę wypuścić z uwzględnieniem zmiennego ciśnienia. Przy długotrwałej wodzie wielkiej konieczny zakład pompowy, przyczem oblicza się na 1 ha 100 mm wody do odprowadzania w ciągu 14 dni.

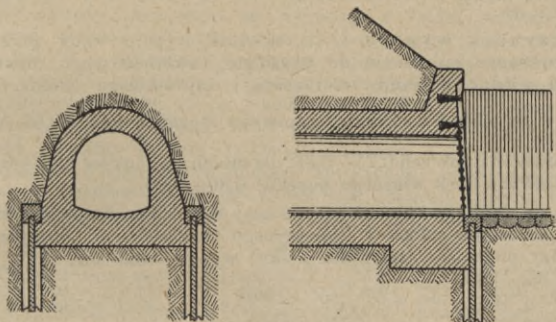


Fig. 162.

Przy budowie obiektów najważniejsze należyte uszczelnienie i połączenie z korpusem wałów, a w razie przepuszczalnego podłoża konieczne zamknięcie ścianką szczelną, przynajmniej od strony wody.

Większych ścieków nie przepuszcza się przez wał, ale buduje się t. zw. wały wsteczne, tj. przedłuża się wały główne z obu stron ścieku na odległość działania cofki.

LITERATURA.

- Matakiewicz: Regulacja rzek, Lwów 1923.
 Flamant: Hydraulique, Paris 1900.
 Bubendey: Gewässerkunde. Leipzig 1911.
 Engels: Handbuch des Wasserbaues. Leipzig 1923.
 Forchheimer: Hydraulik, Berlin 1914.
 Friedrich: Kulturtechnischer Wasserbau, Berlin 1908.
 Wang: Grundriss der Wildbachverbauung. Leipzig 1908.

Drogi wodne.

Napisał

Dr. inż. Adam Rożański,

profesor Uniwersytetu Jagiellońskiego, Kraków.

I. Żegluga śródlądowa i spław drzewa.

Statki. Charakterystyczne linje statku:

1. Linja zanurzenia próżnego statku, czyli dolna wodnica, jest to linja przecięcia się zwierciadła wody z kadłubem statku wyposażonego w osprzęt, węgiel i załogę, lecz bez ładunku.
2. Linja zanurzenia pełnego statku, czyli górna wodnica, jest to linja zanurzenia statku z osprzętem, węglem, załogą i pełnym ładunkiem.

3. Długość statku (t. zw. między pionami) jest mierzona w linii pełnego zanurzenia, a długość statku całkowita na pokładzie górnym od końca dziuba do końca rufy.
4. Szerokość statku mierzy się w głównym żebrze (głównym szpuncie) bez listew, szerokość największą statku z uwzględnieniem tych listew.
5. Wzniesienie burty ponad linię pełnego zanurzenia (t. zw. wolna burta) winno mierzyć na statkach o pojemności powyżej 15 t: 25 cm, poniżej 15 t: 15 cm.

Spółczynnik wyporu δ (tj. stosunek wyporu wody przez statek przy największym zanurzeniu do przyzmatu czworobocznego, utworzonego z długości między pionami, szerokości, i największego zanurzenia, więc $\delta = \frac{V}{LB t_l}$) wynosi dla szybkich parowców ręcznych 0,60—0,65, dla holujących parowców kołowych 0,75—0,85, dla takich śrubowców 0,45—0,65, a dla łodzi parowowych (bez własnego popędu) 0,80—0,90.

Spółczynnik pełności poziomej statku α (stosunek powierzchni przekroju poziomego statku w linii pełnego zanurzenia do iloczynu z długości między pionami i szerokości statku) wynosi około 0,9.

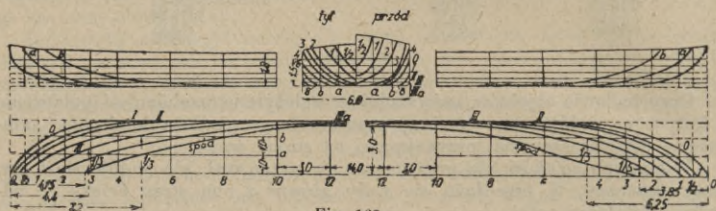


Fig. 163.

Spółczynnik pełności poprzecznej statku β (stosunek powierzchni przekroju poprzecznego statku do iloczynu z szerokości statku i największego zanurzenia) dochodzi 1.

Stosunek współczynników δ , α i β do siebie jest $\delta = \alpha \beta$, gdzie α dla statków śródlądowych szybkich wynosi 0,83—0,85, dla powolnych 0,9—0,95.

Nośność (pojemność) statku N , tj. wypór wody przy największym zanurzeniu mniej ciężar martwy statku (ciężar statku, z osprzętem, węglem i załogą), podaje się w żegludze śródlądowej w tonach ciężarowych (1 t = 1000 kg), rzadziej w tonach przestrzennych czyli rejestrowanych (1 t = 100 stóp³ ang. = 2.832 m³)

$$N = \delta L B [t_l - t_p]$$

gdzie t_p = zanurzenie statku próżnego, zaś inne oznaczenia jak wyżej. Np. dla łodzi towarowych 65 m dł., 8 m szer., o zanurzeniu najw.: 1,75 m,

$$\text{a } t_p = \frac{1}{5} t_l \text{ i } \delta = 0,9, N = 0,9 \cdot 65 \cdot 8 \cdot 1,75 \cdot 0,8 = 655 t.$$

Cechowanie. Statki towarowe cechuje się, tj. oznacza pojemność w tonnach co 2 cm zanurzenia od dolnej do górnej wodnicy. Dolną wodnicę oznacza się na obu bokach 3 znakami, nad którymi, a często i pod którymi jest przybita podziałka. Znaki wolnej burty są zarazem znakami górnej wodnicy. Jako zanurzenie statku przyjmuje się średnią z odczytów sześciu podziałek.

Kształt i materiał kadłuba. Łodzie towarowe (bez własnego popędu) mają dno płaskie, ściany boczne pionowe, przód łyżkowaty lub klinowaty (fig. 163 i 164). Stosunek największego zanurzenia do szerokości i długości łodzi kanałowych 1 : 4,5 : 36, a łodzi rzecznych 1 : 5,5 : 36.

Łodzie drewniane mają zwykle dno ze świerka, boki z przodu i z tyłu z dębiny, w środku także z drzewa miękkiego, wyjąwszy świerka, wręgi (czyli żebra spodnie), szpanty (żebra boczne) i rozpornice z dębiny lub sosny, zwornice dębowe, podłogę świerkową lub jodłową, a pokład sosnowy. Z zagranicznych drzew używa się na boki i wewnętrzne belki drzewa pitchpine (*pinus palustris, australis*), wytrzymującego dobrze wilgoć (nie nadaje się na ten cel *p. rigida*, sadzona i u nas a podawana często jako pitchpine).

Łodzie żelazne lub stalowe są wykonane z żelaza spawanego lub ze stali zlewnej Siemens-Martina. Łodzie żelazne mogą mieć dno drewniane. W odległości 2 m od zwornicy przedniej winno być wykonane dla bezpieczeństwa szczelne przepierzenie (grodzia) t. zw. kolizyjne, którego krawędź powinna sięgać najmniej 50 cm ponad linię największego zanurzenia.

Statki o własnym popędzie mają kształt i budowę kadłuba podobną jak łodzie bez własnego popędu; tylko tył kołowców o kole z tyłu i śrubowców o tyle tunelowym jest odmienniej konstrukcji. Statki z własnym popędem są usztywnione silniej, niż łodzie bez własnego popędu. Przód i tył są zwykle pod wodą klinowate, rzadziej stosuje się kształt łyżkowaty.

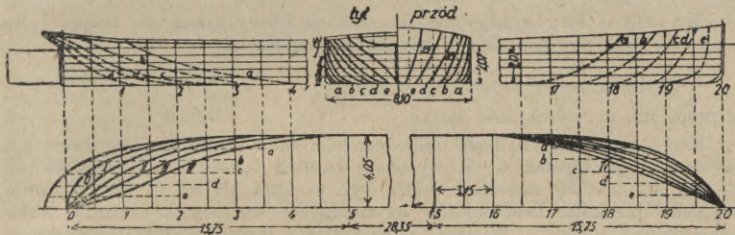


Fig. 164.

Wielkość statków. Wymiary łodzi towarowych, bez własnego popędu:

	najw. dług. <i>m</i>	najw. szer. <i>m</i>	najw. zanurz. <i>m</i>	nośność <i>t</i>
łodzie kurońskie	25—35	5—6,4	1,6—1,8	100—250
na kanale Kłodnickim	34,28	3,95	1,62	162
Péniche (Francja i Belgja)	38,5	5,0	1,80	280—300
na kanale Bydgoskim	55,0	7,40	1,40	400
na kan. Dortmund—Ems	65,0 66,75	8,0 8,2	1,75 2,0	600 (zw.) 1000
na Łabie (Plauer Mass)	65,0	8,20	1,75—2,00	750
na Odrze (Breslauer Mass)	55,0	8,0	1,75—1,97	536—692
nowo projektowane niem.	80	9,2	1,75	1000

Holowniki powinny być tak wielkie, aby przy oznaczonym zanurzeniu wypór równał się ciężarowi statku, wraz z osprzętem, obsługą i zapasem węgla, zaś dla statków towarowych i osobowych także wraz z ładunkiem.

Praktykowane stosunki wymiarów parowców:

	<i>L: B</i>	δ	α	β
1. Śrubowce osobowe	6,5—8,5	0,45—0,65	0,74—0,80	0,79—0,88
2. „ holujące	4,5—5,5	0,45—0,68	0,71—0,85	0,75—0,95
3. „ towarowe	7—7,5	0,75—0,87	0,80—0,82	0,96—0,98
4. Kołowce osobowe	10—12	0,60—0,64	0,72—0,75	0,95—0,99
5. „ holujące	7—9,5	0,70—0,88	0,85—0,88	0,96—0,99
6. „ holujące (o kole tylnym)	6—7	0,75—0,82	0,85—0,88	0,97—0,99

Iloczyn *LB* wyznacza się z równania: $V = \delta L B t_p$. Jeżeli *B* nieograniczone np. śluzami komorowemi, przyjmuje się *L: B* jak wyżej podano. Wysokość boków parowców śrubowych 1,8—2,2 m, kołowców 2,2—3 m.

Towarzystwa asekuracyjne i żeglugowe wydają przepisy, dotyczące budowy statków (dla Wisły w b. zaborze pruskim przed wojną: „Geschäftsstelle der Vereinigten Transport-Versicherungsgesellschaften“ w Berlinie i „Germanischer Lloyd“ w Berlinie).

Ciężar martwy łodzi towarowej bez własnego popędu wynosi 0,20, ciężar kadłuba holowników parowca śrubowego 0,35—0,45, parowca kołowego o kołach bocznych 0,45—0,55, o kole tylnem 0,48—0,52 wyporu przy najwyższym zanurzeniu; ciężar osprzętu, załogi, środków żywności itp. 0,07—0,1 wyporu przy największym zanurzeniu.

Ster. W żegludze śródlądowej używa się steru obracającego się około osi pionowej (ster stały), albo steru wahadłowego, tj. osadzonego na zworniu i obracającego się w płaszczyźnie poziomej i pionowej. Szerokość steru, zwana w żegludze śródlądowej długością, wynosi 0,04—0,08 długości statku lub 0,2—0,4 szerokości statku.

Kotwice. Obecnie łodzie mają kotwice na przodzie i tyle, a wielkie łodzie po 2 kotwice na przodzie i tyle i pomocnicze. Ciężar kotwic razem 110—150 kg na 100 t nośności statku lub 0,4—1,4 kg na 100 m³ pojemności.

Maszty i żagle używane na rzekach blisko ujścia do morza i na jeziorach; nie powinno się ich używać na kanałach.

Propelery. Usług $s = \frac{u-v}{u}$, gdzie u = chyżość wody wychodzącej z propelera, a v = chyżość statku.

Koło łopatkowe. Koła umieszczone z boku statku mają średnicę 2,5 do 4 m, ilość łopatek 6—9, wysokość łopatek 0,8—0,9 m, szerokość ich 2—3,5 m. Jeżeliby szerokość miała być większa, niż 3,5 h, wtedy stosuje się podwójne koła. Ilość obrotów na minutę 30—50. Łopatki blaszane, lekko zakrzywione, ruchome. Wielkość powierzchni i łopatki oblicza się ze wzoru Seatona

$$f = k \frac{N_i}{d},$$

gdzie k dla ruchomych łopatek = 0,0085—0,01, N_i = sprawność indukowana maszyny parowej, a d ilość obrotów w jednej minucie. Usług przy łopatkach stałych 0,2—0,3, przy łopatkach ruchomych 0,1—0,2, u holowników do 0,3, a nawet 0,5; na kanałach i tam, gdzie jest mała odległość dna statku od dna drogi, usług zwiększa się o 0,10.

Spółczynnik sprawności $\eta_{jp} = 0,6—0,7$.

Lżejsze koła mają wał ujęty w łożyska, umieszczone na zewnątrz kadłuba statku, i nie łączą się z obudową ochronną.

Krażek mimośrod, służącego do zmiany położenia łopatek, osadza się na boku statku. Dla większych kół umieszcza się drugie łożyska na zewnętrznej ścianie obudowy, wzmocnionej wtedy 2 silnymi belkami blaszanymi. Większe statki mają u boków specjalne dźwigi kratowe, przechodzące ponad pokładem w wysokości pomostu kierownika statku.

Statki o jednym kole w tyle są dogodnie na wąskich drogach wodnych, ale są trudniejsze do kierowania, mają większy usług i mniejszą sprawność, utrudniony ruch wsteczny i maszynę bliżej tyłu. Używa się także 2 kół z tyłu, między którymi kadłub statku jest wydłużony, przez co ster ma lepsze umieszczenie, a maszyna jest w środku statku.

Śruba. Ilość skrzydeł 2—4. Zwykle śruby prawobieżne; przy 2 śrubach prawa biegnie w prawo, a lewa w lewo. Powierzchnia odwinięta skrzydła jest u statków głęboko zanurzających się prawie eliptyczna (fig. 165), u płytkich holowników i statków towarowych skrzydła rozszerzone (fig. 166). Stosunek powierzchni skutecznej śruby do powierzchni koła, które opisują końce skrzydeł, jest tem więcej zbliżony do jedności, czem większa spraw-

ność statku i czem mniejsza średnica śruby (u holowników = 0,6—1,0). W przybliżeniu powierzchnie koła śruby = $\frac{1}{3}$ powierzchni zanurzonego przekroju poprzecznego statku. Stosunek kroku śruby do jej średnicy $\frac{H}{D}$

wynosi u małych szybkich łodzi około 1,2, u statków towarowych 1—1,1, u holowników 1,2—1,3. Ilość obrotów śruby u statków powolnych 180—200, u osobowych 200—300 na minutę. Uślizg wynosi 0,1—0,5, u płytko zanurzających się statków towarowych i holowników 0,35—0,50; $\eta_p = 0,65—0,75$, na płytkich i wąskich drogach wodnych 0,45—0,55 i mniej.

Skrzydła wykonywa się z brązu, stali lanej, żelaza kutego lub żeliwa. Ostatni materiał najczęście używany z powodu taniości; w razie uderzenia niszczy skrzydło, a ratuje się drogi wał. Mniejsze śruby statków żeglugi śródlądowej mają skrzydła ulane razem z piastą. Statki powoli płynące na płytkich drogach wodnych mają śruby z skrzydłami przynitowanymi do piasty.

Tył statku tunelowy zmniejsza głębokość wody potrzebną dla śruby (fig. 167); w czasie obrotu śruby tunel wypełnia się wodą w miejsce powietrza.

Popęd. 1. Maszyna parowa. Na kołowcach bocznych maszyny są ułożone skośnie; na silniejszych statkach maszyny dwuprzężne ze skraplaczami i trójprężne, a nawet czteroprzężne, na kołowcach tylnych maszyny poziome trójprężne.

Na śrubowcach maszyny stojące; na małych statkach maszyny o wysokim ciśnieniu bez kondensacji z wydmuchem; na większych statkach maszyny dwuprzężne z kondensacją. Od 150 HP i wzwyż używa się maszyn trójprężnych, a na bardzo silnych holownikach czteroprzężnych.

Spółczynnik sprawności maszyn parowych $\eta = 0,7—0,9$.

Zużycie smarów na godzinę jazdy na kołowcach o maszynach dwuprzężnych 0,5—0,8 kg, o maszynach trójprężnych 1—1,2 kg, na śrubowcach 0,8 do 1,5 kg.

Kotły parowe w żegludze śródlądowej prawie wyłącznie walcowe o 2—3 rurach płomiennych, w ostatnich latach z przegrzewaczami.

Zużycie węgla powinno wynosić wedle próbnych jazd:

w maszynach poniżej 200 HP_i: 0,90—1,2 kg/godz., i 1 HP_i

„ „ o 200—800 HP_i: 0,70—1,0 kg/godz. i 1 HP_i;

przy zastosowaniu pary przegrzanej mniej. Faktycznie zużycie węgla jest nieco większe. Wielkie holowniki biorą zapas węgla 20—25 ton, mniejsze 5—10 ton.

Ciężar maszyny na 1 HP podaje tablica 1.

Kołowce tylne mają urządzenie maszynowe o około 10 kg na 1 HP_i; cięższe, niż kołowce boczne.

W obliczeniu przybliżonem przyjmuje się ciężar całego urządzenia maszynowego na 1 HP_i na śrubowcach = 170 kg, na kołowcach bocznych

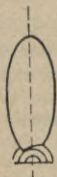


Fig. 165.

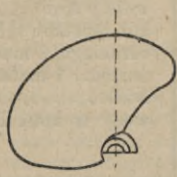


Fig. 166.

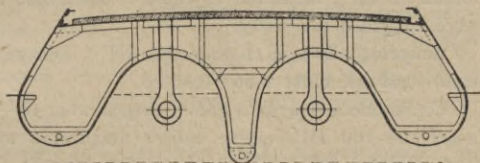


Fig. 167.

Tablica 1.

C i ę ż a r	na śrubowcach	na kołowcach bocznych.
maszyny samej	35—40 <i>kg</i>	42—45 <i>kg</i>
wału i śrub	7—8 <i>kg</i>	—
kół łopatkowych	—	14—16 <i>kg</i>
ruruciągu i maszyn pomocniczych	5—7 <i>kg</i>	5—7 <i>kg</i>
narzędzi i materiałów zapasów	3—5 <i>kg</i>	4—5 <i>kg</i>
kotła	80—85 <i>kg</i>	80—85 <i>kg</i>
wody w kotle i maszynie	25—30 <i>kg</i>	25—30 <i>kg</i>
Razem	155—175 <i>kg</i>	170—188 <i>kg</i>

= 200 *kg*, na kołowcach tylnych 210 *kg*, na małych łodziach śrubowych = 125 *kg*.

2. Motory wybuchowe: a) Motory benzynowe na małych łodziach 2 lub 4 cylindrowe, przyczem 1 cylindrem osiąga się 20 HP_e, a w małych motorach 10 HP_e. Zapalniki najczęściej elektryczne. Zamiast benzyny można użyć spirytusu lub nafty.

Zużycie paliwa na 1 godz. i 1 HP_e: benzyny 0,30—0,35 *kg*, spirytusu 0,45—0,55 *kg*, nafty 0,35—0,45 *kg*.

Ciężar motoru wraz z kołem rozpedowem 40—18 *kg* na 1 HP_e przy dzielności 10—100 HP, ciężar całego urządzenia maszynowego wraz z śrubą (bez paliwa i bez wody do chłodzenia) 60—30 *kg* na 1 HP.

b) Motory ropne korzystne ze względu na małą cenę paliwa. Używane motory Diesla 2 lub 4 taktowe o 4—8 cylindrach do 1000 HP_e i wyżej. Ciężar motoru z ubocznymi urządzeniami około 40 *kg* na 1 HP_e. Zużycie ropy na 1 godz. i 1 HP_e: 0,2—0,225 *kg*.

c) Motory ssąco-gazowe o sile 30—200 HP_e o 4—6 cylindrach. Zużycie antracytu na 1 godz. i 1 HP_e: 0,38—0,42 *kg*. Ciężar całego urządzenia 120—250 *kg* na 1 HP_e.

Zmiana kierunku jazdy na przeciwny następuje albo przy pomocy urządzenia zwrotnego, włączonego między wał korbowy i wał śruby, albo przez zwrotność skrzydeł śruby przy pomocy pręta, poruszanego wewnątrz wydrążonej osi, albo przez zwrotność samej maszyny (ostatni sposób jeszcze bardzo skomplikowany).

Spółczynnik sprawności motorów gazowych większych $\eta_m = 0,7—0,8$, mniejszych 0,6—0,65.

Motorów gazowych używa się w żegludze śródlądowej jako maszyn pomocniczych na statkach (do 20 HP), do poruszania łodzi służbowych (8 do 20 HP), rzadziej do uruchomienia większych statków osobowych i towarowych lub holowników — najwięcej jeszcze na jeziorach.

3. Motory elektryczne. Popęd akumulatorowy jest bardzo korzystny, ale odległość jazdy ograniczona zależnie od chyżości do 100 *km*. Statki pobierające prąd przewodem górą nie są właściwie statkami o własnym popędzie. Połączenie dynamo z baterją akumulatorów i motorem gazowym jest bardzo rzadko używane w żegludze śródlądowej.

Sprawność statków o własnym popędzie. Siła indykowana N_i maszyny parowej w HP z równania $N_i = \frac{Wv}{75 \eta_p \cdot \eta_m}$, gdzie W = opór

statku (łącznie z oporem łodzi holowanych), v = chyżość statku względem brzegów, $\eta_p \cdot \eta_m$ wynosi dla parowców kołowych 0,4—0,6, dla śrubowych 0,3—0,5, a na kanałach nawet 0,2.

Jeżeli statek płynie w rzece pod wodę, należy do v dodać chyżość wody, a przy jeździe w dół odjąć tę chyżość. Do obliczenia należy wprowadzić nie chyżość średnią przekroju łożyska rzeki, lecz chyżość największą.

Sposoby uruchomienia łodzi bez własnego popędu (trakeja).

1. Holowanie ludźmi lub zwierzętami. Długość liny na rzekach rozmaita, na kanałach 70—80 m, odchylenie od brzegu 10° — 40° .

Siła pociągowa człowieka wynosi około 30 kg przy chyżości 0,3 m/sek., sprawność 9 kgm/sek. Siła pociągowa jednego konia około 80 kg przy chyżości 0,6 m/sek., sprawność 50 kgm/sek. Para ludzi może wyholować dziennie na kanale żeglugi 100 t na odległość 9—15 km, para koni na odległość 20—30 km. Użycie większej ilości koni niż 6 jest nieekonomiczne. Szerokość drogi holowniczej 2—4 m.

2. Holowanie mechaniczne. Systemy:

a) Lina wędrowna bez końca (system Lévy i pochodne we Francji) może być zastosowana na krótkich stanowiskach szczytowych kanałów.

b) Wózek elektryczny. T. zw. koń elektryczny Galliota, Denéfle'a i Gérarda o 3 kołach (ciężar 2,48 t), elektromotor 10 HP, przewód górny, współczynnik całkowity dzielności około 0,4. W Belgji wózki 4 kołowe. Wózek systemu Otis-Pifre (inż. Derungs) 3 kołowy, próbowany w roku 1920 na kanale Saint-Maurice, kierowany przez 2 liny umieszczone na drodze holowniczej, z których jedna ustala bieg wzdłuż kanału, a druga niweczy parcie poziome do wody. Popęd motorem elektrycznym.

Utrzymanie drogi holowniczej jest kosztowne, zwłaszcza przy pierwszym systemie.

c) Lokomotywa elektryczna. We Francji system Chanay, lokomotywa 8 t wagi na szynach, motor 20 HP, prąd stały 550 V, pociąg z 3 łodzi po 300 t. System Chéneau (w próbach): motor o wadze 0,6 t po linie na 2 kołach pionowych, a 2 koła poziome przyciskają do siebie linę, aby uzyskać tarcie. W Niemczech (kanał Teltowski) system Köttgen: ciężar 7,5 t, prąd stały 500—600 V, połączenie z przewodem górnym jak w tramwajach, pociąg z 2 łodzi po 600 t z chyżością 4—5 km/godz., tor na obu brzegach.

d) Śrubowce poruszane prądem elektrycznym, pobieranym z przewodu górnego. System nie do polecenia.

3. Holowanie statkami, poruszającymi się przy pomocy łańcucha leżącego na dnie drogi wodnej. Łańcuch stanowi oparcie dla statku swym ciężarem i tarcieniem o dno drogi. Dla otwarcia łańcucha specjalne zamki co 1 lub $\frac{1}{2}$ km. Chyżość holowania 4—5 km/godz. Wymijanie statków: albo statki oddają sobie łodzie i wracają, albo statek jadący w dół porzuca łańcuch, co jest połączone z dość uciążliwą manipulacją. Jeżeli zaś przy pomocy łańcucha statki płyną tylko pod górę, wtedy łańcuch wędruje z każdym statkiem o około 40 m do góry i przesuwa się ku brzegom wypukłym. Dla wyrównania napięcia w łańcuchu służy skrzynia na statku do gromadzenia chwilowego nadmiaru łańcucha. W śluzach komorowych łańcuch przechodzi przez małe wycięcie u dołu słupów wspornych. W przybliżeniu:

$$\frac{N}{N_t} = \frac{2(v + v_w)}{v},$$

gdzie N i N_t = siła maszyny statku wolno płynącego i statku używającego łańcucha, v = chyżość statku względem brzegów rzeki, a v_w = chyżość wody.

Łańcuch może być zastosowany na rzekach o większym i nieregularnym spadzie (ponad $0,3\%$) i nie noszących rumowiska, oraz na kanałach w długich stanowiskach, zwłaszcza szczytowych w tunelach.

Próby użycia liny drucianej zamiast łańcucha nie udały się. Natomiast używa się liny w odmienny sposób na Rodanie między Serres a Pont-St. Esprit i na Dunaju w Żelaznej Bramie, a mianowicie na odcinkach o długości kilku do kilkunastu *km*. Lina jest umocowana do dna rzeki w górnym końcu, a statek holujący nawija dolny koniec liny na bęben.

4. Holowanie statkami o własnym popędzie. Na rzekach pod górę płynie zwykle jednorzędowy pociąg. Jeżeli jest dość miejsca, mogą płynąć po 2 łodzie związane obok siebie, albo jak na Dunaju holownik ciągnie pociąg łodzi na osobnych linach. Łączenie łodzi do holownika po obu jego bokach jest przy jeździe pod górę nieodpowiednie. W dół rzeki holownik ciągnie zazwyczaj jedną łódź, do której są przyłączone z boków 2—4 łodzi, a także do holownika 1—2 łodzi, jeżeli szerokość szlaku na to pozwala; w przeciwnym razie płynie pociąg, złożony z 2 łodzi złączonych jedna z drugą, z przyłączoną 1 łodzią do każdej z nich z boku. Dłuższy pociąg łodzi płynących w dół rzeki nie jest wskazany.

Na kanałach unika się użycia silniejszych holowników, a zatem dłuższych pociągów; najczęściej pociąg składa się z 2 łodzi.

Najkorzystniejszy sposób holowania: Na rzekach otwartych najodpowiedniejsze holowanie statkami o własnym popędzie, o ile spady nie są większe, niż $0,5\%$ i nie ma progów.

Według Suppána w górnym biegu rzeki o głębokości najmniej 0,6—0,8 *m* są najodpowiedniejsze jako holowniki parowce kołowe o zanurzeniu 0,6—0,7 *m* i sile 120—150 HP_i (łodzi towarowe 100—200 *t*); na wąskiej drodze parowce o kole tylnym. W średnim biegu rzeki o głębokości conajmniej 1,5 *m* parowce kołowe o zanurzeniu 0,80 *m* i sile 400 HP_i, a śrubowce dopiero na głębokościach większych, niż 1,50 (łodzi 400 *t*). W dolnym biegu śrubowce o sile 200—400 HP_i, zwłaszcza dwuśrubowce (i łodzi 600—1000 *t*).

Holowanie kołmi może być stosowane na rzekach uregulowanych i mających odpowiednie drogi holownicze.

Na kanałach holuje się zwierzętami lub śrubowcami o sile około 100 HP lub wreszcie ma zastosowanie trakcja mechaniczna. Jeżeli kanał żeglugi ma gęsto śluzy komorowe, to podróż trwa krócej przy holowaniu zwierzętami i jest na ogół korzystniejsza. Trakcja elektryczna rentowała się przed wojną przy ruchu powyżej czterech milionów ton rocznie, obecnie przy znacznie większym ruchu.

Opory ruchu statków. 1. Opór statku jest zależny od kształtu statku; statki o przodzie łyżkowatym lub klinowatym powodują najmniejsze opory.

2. Opór jest tem większy, czem większy przekrój poprzeczny statku.

3. Długość łodzi nie ma wpływu na wielkość oporu, gdy $l = 5b$ do 15 *b* (zależnie od chyżości); gdy $l = 2b$ do 3 *b*, opór jest nieco mniejszy; gdy $l \leq 2,5b$, zdolność sterowania jest gorsza, a znów nadmierna długość statku utrudnia przejście pod mostami.

4. Opór jest tem większy, czem bardziej szorstka jest powierzchnia statku; statek drewniany powoduje większy opór niż żelazny, a statek starszy większy opór niż statek nowszy.

5. Opór jest tem większy, czem mniejszy jest stosunek *n* powierzchni zwilżonej przekroju poprzecznego drogi wodnej do powierzchni zanurzonej przekroju poprzecznego statku.

6. Odległość dna statku od dna drogi wodnej mniej więcej poniżej jednego metra wpływa na wielkość oporu w odwrotnym stosunku.

7. Przekrój poprzeczny kanału żeglugi nieckowaty, zwarty, powoduje najmniejsze opory.

8. Złe prowadzenie steru może zwiększyć znacznie opory, wskutek kręcenia się statku.

Wzory na opory statków. 1. Wzory Sonne'go.

a) Dla kanałów żeglugi:
$$W = k f \left(\frac{n}{n - (1 + 0,2 \delta^2 v^2)} \right)^{2,25} v^{2,25}$$

b) na rzece: $W = k f (v + v_w)^{2,25}$, gdzie W = opór statku w kg , f = przekrój poprzeczny statku poniżej linii zanurzenia w m^2 , $n = \frac{F'}{f}$, F' = przekrój

zwilżony kanału (wzór ważny dla $3 < \frac{F'}{n} < 10$; dla $\frac{F'}{n} > 10$ wartość w nawiasie raczej = 1), δ = współczynnik wyporu (wzór ważny dla $\delta \leq 0,95$), v = chyżość statku względem brzegów drogi w $m/sek.$, v_w = chyżość wody w $m/sek.$, współczynnik k = dla łodzi dobrze zbudowanych 11—14, zwykłych 18—20, dobrych parowców rzecznych 8—10. Wzory ważne dla średnich głębokości zanurzenia statków. Małe (wielkie) odległości dna statku od dna drogi powodują zwiększenie (zmniejszenie) oporów dochodzące 20%.

2. Wzory Gebersa. a) Dla kanałów żeglugi:

Gdy odstęp dna statku od dna kanału jest większy niż jeden metr, dla nowych łodzi (dla starych więcej)

$$W = (k f + \zeta_0) (v + v_r)^{2,25} \dots \dots \dots 1$$

Gdy odstęp ten jest mniejszy, niż jeden metr

$$W = (k f + \zeta_b O_b + \zeta_d O_d) (v + v_r)^{2,25} \dots \dots \dots 2$$

w których to wzorach W = opór statku w kg , f = przekrój poprzeczny statku po linii zanurzenia w m^2 , O = powierzchnia statku zanurzona w wodzie w m^2 , O_b = powierzchnia boków statku zanurzona w m^2 , O_d = powierzchnia dna w m^2 (= 0,7 lb dla ostrych a 0,8 lb dla tępych łodzi), v = chyżość statku względem brzegów drogi w $m/sek.$, v_r = chyżość prądu wstecznego w $m/sek.$, tj. wody wypchniętej przez statek i płynącej wstecz obok i pod dnem statku, k = współczynnik oporu, zależny od kształtu statku, wynoszący od 1,7 (dla statków ostrych, parowców osobowych, często próżnych łodzi) do 3,5 (dla statków tępych, załadowanych łodzi towarowych), ζ = współczynnik oporu, zależny od szorstkości powierzchni statku i od głębokości wody pod dnem statku, ζ_b i ζ_d = także współczynniki dla boków i dna statku, przy czem ζ i ζ_b wynoszą od 0,14 (dla statków żelaznych, dobrze pomalowanych) do 0,28 i więcej (dla statków drewnianych o szorstkim dnie), zaś ζ_d dla statków gładkich, żelaznych wynosi: 0,140 dla głębokości wody pod dnem statku 1,00 m , 0,185 dla gł. 0,75 m , 0,258 dla gł. 0,50 m , 0,350 dla gł. 0,25 m i rośnie ze zwiększającą się szorstkością dna.

We wzorach powyższych można przyjąć:

$$f = \beta b t, O = 0,85 l (b + 2 t), O_d = \alpha l b, O_b = O - O_d$$

gdzie l = długość (między pionami), b = szerokość statku, t = największe zanurzenie, α i β = współczynniki pełności poziomej i poprzecznej.

Chyżość prądu wstecznego z równania (fig. 168):

$$(f + f_s) v = (F - f - f_s) v_r$$

tj. ilość wody wypchniętej z chyżością statku v równa się ilości wody płynącej wstecz resztą przekroju w kanale z chyżością v_r . Stąd w przybliżeniu dla $f_s = 0$

$$v_r = v \cdot \frac{f}{F-f} = \frac{v}{n-1}, \text{ gdzie } n = \frac{F}{f}.$$

Licząc dokładniej, należy wyznaczyć obniżenie zwierciadła wody s z wzoru:

$$s = \frac{(v + v_r)^2 - v^2}{2g}$$

gdzie g = przyspieszenie ziemskie, zaś na v_r należy wstawić wartość przybliżoną $\frac{v}{n-1}$, następnie wyznacza się $fs = B \cdot s$ i dokładniejszą wartość v_r z równania wyżej podanego.

b) Na rzece:

$$W = (kf + \zeta_b O_b + \zeta_d O_d)(v + v_r \pm v_w)^{2.25}$$

w którym to wzorze v_w oznacza chyżość wody, a na v_r można przyjąć wartość przybliżoną $\frac{v}{n-1}$, a nawet na większej rzece ją opuścić, jako bardzo małą.

Do wartości obliczonej powyższym wzorem należy przy większych spadach rzeki doliczyć opór, spowodowany ślizganiem się statku, równy składowej wyporu statku równoległej do zwierciadła wody, tj. $V \sin \varphi \approx V J$, czyli = wyporowi statku \times spadek wody w rzece.

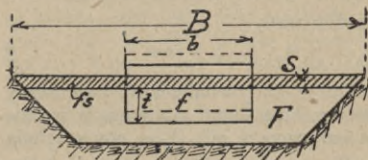


Fig. 168.

Przykład: Jakie wymiary i jak silną maszynę powinien mieć parowiec kołowy, przeznaczony do holowania pociągów, złożonych z trzech łodzi żelaznych, każda o pojemności 400 ton, z chyżością 4 km/godz. na rzece o głębokości najmniej 1,65 m i spadzie 0,2‰?

Średnia chyżość wody z wzoru Matakiewicza = 0,74 m/sek., chyżość największa = $\frac{3}{2} \times 0,74 = 1,11$ m/sek.

Dla łodzi o $l = 55$ m, $b = 8$ m, $t = 1,40$ m, $\alpha = 0,85$, $\beta = 0,98$, ze wzoru Gebersa: dla $k = 3,5$, $\zeta_b = 0,2$ i $\zeta_d = 0,35$

$$W_t = 1156 \text{ kg.}$$

Przyjmując narazie opór holownika = 400 kg, otrzymamy $W = 3868$ kg.

$$N_t = \frac{W(v + v_w)}{\eta_p \cdot \eta_m \cdot 75} = \frac{3868 \times 2.22}{0.5 \times 75} \approx 230 \text{ HP.}$$

Przyjmując wymiary holownika: największą długość = 42,0 m, szerokość (bez obudowy kół) = 6,00 m, zanurzenie robocze 0,90 m, $\delta = 0,8$, otrzymujemy wypór:

$$V = 0,8 \times 42 \times 6 \times 0,9 = 181,4 \text{ t,}$$

zaś ciężar własny w przybliżeniu $181,4 \times 0,5 = 90,7$ t,
ciężar urządzenia maszynowego około $0,2 \times 230 = 46,0$ t,
ciężar zapasu węgla = 10,0 t,
ciężar obsługi, osprzętu itp. $0,1 \times 181,4 = 18,1$ t.

Razem 164,8 t.

Użytkane w powyższy sposób dane służą do ogólnej orientacji co do siły i wymiarów holownika i jako pierwsze przyjęcie przy szczegółowym obliczeniu jego siły i wymiarów.

Ruch żeglugowy. Chyżość statków. Najmniejsza dozwolona chyżość 2 km/godz. — największa na kanałach żeglugi 4—5 km/godz., a wyjątkowo dla samych statków o własnym popędzie 5—7 km, jeżeli dno i brzegi kanału przez to nie ucierpią. Przeciętna dzienna ilość godzin pracy w żegludze śródlądowej wynosiła przed wojną w zachodniej Europie 15 godzin, w środkowej 17 godzin, a czas faktycznej jazdy o jedną godzinę mniej.

Czas jednej podróży składa się z czasu jazdy 30—60 km dziennie, z czasu na załadowanie i zładowanie — jak niżej, i z czasu straconego na czekanie (około dwu dni).

Odległości taryfowe. Przejście statku przez pojedynczą służę komorową wymaga 30 min., co odpowiada 2,5 km drogi, przejście pociągu złożonego z jednego holownika i dwóch łodzi towarowych przez służę pociągową 43 min. czyli 3,5 km drogi, przez służę pojedynczą 95 min., tj. 8 km drogi. W przybliżeniu w obliczeniach można przyjąć jako długość taryfową drogi wodnej jej długość zwiększoną o 4—5 km za każdą służę komorową.

Okres nawigacji. Wisła: Według dat z roku 1886—1894 nie było żeglugi przeciętnie w roku przez 3 dni z powodu wielkiej wody i przez 101 dni z powodu mrozów, tak, iż okres roczny nawigacji obejmował 261 dni, z czego przez 230 dni odbywała się faktycznie żegluga.

Odra: W latach 1874—1894 nie było żeglugi przeciętnie w roku przez 3 dni z powodu wielkiej wody i przez 78 dni z powodu mrozów, okres nawigacji trwał 284 dni, z czego 250 dni faktycznego ruchu.

Czas ładowania. Według przepisów niemieckich, obowiązujących w byłym zaborze pruskim, czas przeznaczony na załadowanie i zładowanie wynosi, o ile inaczej się nie umówiono: dla ładunku 30 t — 2 dni, 150 t — 3 dni, 200 t — 4 dni, za każde dalsze 50 t 1 dzień więcej, tak, iż dla 500 t — 12 dni, poczem za każde dalsze 100 t — 1 dzień więcej.

Koszty przewozu (bez kosztów ubocznych, tj. opłat portowych, kosztów przeładowania z kolei na łódź i odwrotnie, oraz kosztów ubezpieczenia ładunku, oraz bez opłat wodnych) — według Symphera (przed wojną):

a) na kanałach żeglownych:

	Statki o pojemności:			
	150 t	300 t	400 t	600 t
w dorzeczu Wisły (230 dni w 8½ mies.)	koszty przewozu na 1 t km taryfowy w fenigach			
ruch dzienny i nocny	$\frac{180}{n} + 0,87$	$\frac{120}{n} + 0,53$	$\frac{105}{n} + 0,46$	$\frac{95}{n} + 0,37$
ruch dzienny	$\frac{130}{n} + 0,80$	$\frac{80}{n} + 0,47$	$\frac{80}{n} + 0,47$	$\frac{80}{n} + 0,39$
w dorzeczu Odry (250 dni w 9 mies.)	koszty przewozu na 1 t km taryfowy w fenigach			
ruch dzienny i nocny	$\frac{160}{n} + 0,84$	$\frac{110}{n} + 0,49$	$\frac{100}{n} + 0,42$	$\frac{90}{n} + 0,33$
ruch dzienny	$\frac{115}{n} + 0,79$	$\frac{75}{n} + 0,51$	$\frac{75}{n} + 0,44$	$\frac{75}{n} + 0,37$

b) na rzekach:

Koszt przewozu na 1 t/km taryfowy w fenigach na Wiśle, dla statków o pojemności 150 t: $\frac{175}{n} + 1,38$, 400 t: $\frac{105}{n} + 0,74$. Na Odrze: 250 t: $\frac{120}{n} + 0,92$, 400 t: $\frac{105}{n} + 0,70$.

We wzorach powyższych n = ilość przebytych km taryfowych.

Najmniejsze wymiary dróg wodnych: Najmniejszy odstęp dna statku od dna rzeki 0,2 m, od dna kanału 0,5 m. Jako szerokość szlaku wodnego na rzece (np. światło przesła mostowego, przeznaczonego dla żeglugi) liczy się na każdą łódź podwojną jej szerokość, dla kołowców bocznych 1,5 szerokości, wliczając obudowę kół. Na kanałach morskich najmniejszy odstęp dna statku od dna drogi por. str. 653, najmniejsze światło mostów por. str. 654.

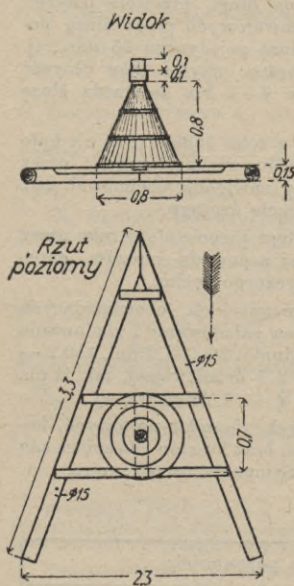


Fig. 169.

Wzniesienie spodu konstrukcji mostów nad rzekami wynosi według rozporządzenia Min. Rob. Publ. 5,5 m ponad najwyższym stanem żeglugi, a na rzekach spławnych 2,5 m ponad najwyższym stanem, przy którym spław jeszcze się odbywa. Nadto jak dla wszystkich rzek wzniesienie spodu konstrukcji 0,5 m nad stanem katastrofalnej w. w., a jeżeli zachodzi obawa, że w czasie powodzi mogą płynąć pnie i inne przedmioty, 1,0 m nad tym stanem. Wreszcie należy mieć na uwadze, żeby pogłębiarki, pracujące na odnośnym odcinku rzeki, mogły przejść pod mostami przy niskim stanie wody.

Na kanałach żeglugi spód konstrukcji mostów winien być wzniesiony 4,5 m ponad najwyższym stanem wody w kanale, a około 3 m nad drogą holowniczą. Wzniesienie konstrukcji mostów na kanałach morskich por. str. 655.

Znaki ostrzegawcze. Na rzekach uregulowanych znaki ostrzegawcze z reguły na

brzegach, na rzekach nieuregulowanych na brzegach i w wodzie tyki i bakeny (fig. 169). Tymczasowe przepisy żeglugi w „Monitorze“ nr. 174—178 z r. 1919 i w „Robotach Publicznych“ zeszyt 5 i 6 z r. 1919. Tabor żeglugi śródlądowej podlega w Polsce obowiązkowi spisu dla celów statystycznych (Rozp. Rady Min. z 30./12. 1925, Dz. U. R. P. Nr. 6 z r. 1926).

Opłaty od statków, tratw i spustu drzewa luźnego na wodach publ. śródlądowych nałożone rozp. Min. Rob. Publ. i Skarbu z 2./6. 1924 (Dz. U. R. P. Nr. 52 z r. 1924).

Spław drzewa. Rozróżniamy: a) spław drzewa niewiązanego, spław dziki, czyli spust drzewa, b) spław drzewa wiązane. Spław drzewa niewiązanego jest coraz więcej ograniczany, gdyż niszczy grunty nadbrzeżne i budowle regulacyjne.

Wiązanie czyli zbijanie drzewa w tratwy: kłoc drzewa łączy się jeden obok drugiego w tafle, tafle złączone z sobą jedna za drugą tworzą pas (sznur), kilka pasów obok siebie tratwę. Ilość pasów w tratwie zależy od wielkości rzeki i od światła otworów mostów. Najmniejsza głębokość wody, wymagana dla spławu drzewa: 30—50 cm.

Z fig. 171 widać, że $l = \frac{y + t - T}{J}$.

Ilość i wysokość stopni zależą od wysokości brzegów i od dopuszczalnego podniesienia wody gruntowej.

Urządzenia kanalizacyjne nie mogą przeszkadzać przepływowi wody i pochodowi łodów ze szkodą dla gruntów nadbrzeżnych.

Urządzenia kanalizacyjne składają się: z jazu z przepustem dla statków i przejściem dla ryb, śluzy komorowej (jednej lub dwóch) i ewentualnie kanału bocznego, przepustu dla tratw, zakładu do wyzyskania siły wodnej, rowów osuszających, budynków administracyjnych i dróg dojazdowych.

Stopień kanalizacyjny może być utworzony także przez próg naturalny w rzece.

Jazy najczęściej ruchome i ze względu na wyzyskanie siły wodnej szczelne, np. zasuwę Stoney'a, a nie iglice. Wielka woda powinna przepływać przez otwory jazowe bez użycia śluzy komorowej. Jeden z przedziałów jazowych służy jako przepust dla statków (a zarazem jako śluza gruntowa), którego używają statki przy wyższych stanach wody. Przepust ma próg założony 0,6—0,8 m poniżej najniższego stanu wody w rzece i szerokość 30—65 m.

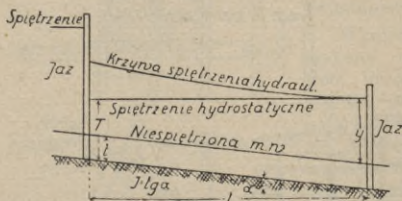


Fig. 171.

Śluza komorowa dla pociągu łodzi z wrotami pośrednimi, dla pojedynczej łodzi z pozostawieniem miejsca na późniejszą dobudowę śluzy pociągowej. Por. str. 635 i nast.

Usytuowanie śluzy komorowej: a) poza łożyskiem rzeki, zwłaszcza w przekopie; z rzeką łączy śluzę kanał, którym omija się przestrzeń rzeki o większym spadzie; szerokość kanału dojazdowego w dnie równa się zwykle podwójnej szerokości pojedynczej śluzy komorowej;

b) w łożysku rzeki, bezpośrednio przy jazie, od którego oddziela ją filar; najodpowiedniej opręć śluzę o jaz głową dolną, przez co zmniejsza się niebezpieczeństwo dla statków; tamy kierujące wprowadzają statki do śluzy.

Śluza komorowa powinna być umieszczona o ile możliwości przy brzegu wklęsłym i połączona z drogą holowniczą. Ze względu na wyzyskanie siły wodnej, śluzy pociągowe miewają trzecie wrota, jeżeli nie ma obok śluzy pojedynczej.

Gdy ruch jest znaczniejszy, buduje się osobne przepusty dla tratw przy przeciwnym brzegu.

Przy oznaczaniu wpływu kanalizacji na wysokość stanu wody gruntowej, a więc na utrudnienie odpływu dla ścieków, bierze się pod uwagę spiętrzenie faktyczne według krzywej spiętrzenia hydraulicznego.

Turbiny mogą być założone albo w samym jazie, albo w kanale bocznym, zależnie od miejscowych stosunków.

Jeżeli rowy osuszające, drenaż, kanały miejskie straciły odpływ, należy je przedłużyć poza jaz.

Odszkodowanie za podtopienie gruntów należy przyznać tam, gdzie woda gruntowa zostanie podniesiona na gruntach ornych wyżej, niż 1,20 m, a 0,5 m na łąkach pod powierzchnią terenu.

Dla należytej oceny pretensji właścicieli gruntów należy przed rozpoczęciem robót ustalić stan wody gruntowej zapomoć sond.

III. Kanały żeglugi.

Rozróżniamy:

1. Kanały dla statków żeglugi śródlądowej o stanowiskach poziomych, czyli t. zw. kanały żeglugi bez spadów.
2. Kanały dla takich statków, ale o stanowiskach ze spadem, t. zw. kanały żeglugi ze spadem.
3. Kanały dla statków morskich, t. zw. kanały morskie.

1. Kanały żeglugi bez spadów.

Przekrój poprzeczny kanału. Stosunek n powierzchni zwilżonego przekroju poprzecznego kanału do powierzchni przekroju poprzecznego statku po linię największego zanurzenia winien wynosić wwyż 4—5. Najodpowiedniejszy kształt przekroju poprzecznego kanału jest nieckowaty, możliwie zwarty (o jak najmniejszym obwodzie zwilżonym). Nadmiernie wielka szerokość zwierciadła wody nie jest wskazana.

Kanały są z reguły dwustatkowe.

Szerokość dna = podwójnej szerokości łodzi + często 2 m; głębokość wody pod dnem statku w osi kanału najmniej 1 m; w nasypach głębokość wody większa o 0,5—1 m, niż w przekopach, celem zmniejszenia robót ziemnych i wpływu fal. Wały obustronnych nasypów winny być wniesione 1,5 m nad zwierciadłem wody niespiętrzonej, mają szerokość w koronie 3—5 m (zależnie od wysokości i jakości materiału) i służą jako drogi holownicze. Skarpy zewnętrzne o nachyleniu 1:2 do 1:3. Poza wałami rowy osuszające o głębokości 1,5 m w gruntach ornych, a 0,8 m na łąkach — jeżeli kanał przeszkadza odwodnieniu gruntów; w przeciwnym razie rowy, jak przy drogach. W przekopach droga holownicza w wysokości 1,2 do 3 m nad

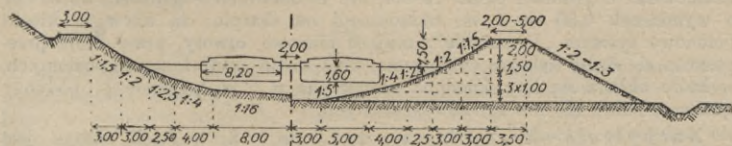


Fig. 172.

zwierciadłem wody normalnej, zależnie od wyrównania mas; szerokość w koronie 3 m, poza drogą zwyczajny rów drogowy, a za nim skarpa wykopu o nachyleniu 1:1 do 1:2, zależnie od jej wysokości i jakości materiału (fig. 172). Dopuszcza się piętrzenie wody w kanale o 0,20—0,50 m nad stan normalny.

Zmiany przekroju poprzecznego. Rozszerzenie przekroju potrzebne przed i za każdą śluzą, na przeladowniach, na stanowiskach zbyt krótkich, aby uniknąć wielkich wahań zwierciadła wody, wreszcie w krzywiznach.

Rozszerzenie przekroju poprzecznego w krzywiznach wyznacza się następująco (fig. 173). Wprowadzając oznaczenia: L = styczna do osi kanału $L = 5$ do $6 \times$ największa długość statku, R = promień krzywizny, x = odstęp końca stycznej osi, s = szerokość użyteczna normalna, e = rozszerzenie, otrzymujemy:

$$e = \sqrt{R^2 + \frac{L^2}{4}} - R - \frac{s}{2}.$$

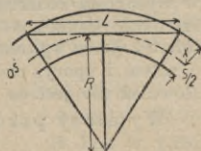


Fig. 173.

Jeżeli $x \leq \frac{s}{2}$, rozszerzenie jest niepotrzebne. Rozszerzenie daje się po stronie zewnętrznej, około 100 m przed początkiem łuku.

Formuła francuska na rozszerzenie przekroju kanału dla łodzi 300 tonowych: $\frac{380}{R}$, 600 tonowych: $\frac{920}{R}$, 900 tonowych: $\frac{1440}{R}$, 1200 tonowych: $\frac{2100}{R}$.

Należy unikać zważenia przekroju; jeżeli się to dopuści z konieczności, ze względu na grunta zabudowane, należy wyrównać powierzchnię przez odpowiednie pogłębienia przekroju i przez danie prostopadłych ścian.

Uszczelnienie. Nasypy musi się wykonać bardzo starannie i z zastosowaniem ostrożności, przewidzianych przy budowie przegród ziemnych. Jeżeli materiał, z którego wykonywa się nasypy, nie jest dość szczelny, lub gdyby w przekopie woda uciekała z kanału ze szkodą dla napełnienia kanału, lub powodując zabagnienie przyległych gruntów, należy kanał uszczelnić:

1. zapomocą warstwy iłu o grubości 30—60 cm, nakrytej warstwą grubego piasku, lub rumowiska rzecznoego o grubości 30—50 cm, lub

2. jeżeli nieszczelność jest bardzo wielka na dłuższej partji, a dowóz iłu zbyt kosztowny — płytami betonowymi o grubości 15—20 cm, o powierzchni 2—3 m², zazwyczaj z wkładką drucianą, które ubija się na miejscu; grunt musi być nie osiadający się lub nasypy już usiadłe; na płyty daje się warstwę ziemi o grubości 20—30 cm, jako ochronę.

Ubezpieczenie skarp kanału: Na wysokości 1 m pod zwierciadłem wody i 0,5 nad niem ubezpiecza się skarpe przed działaniem fal wywołanych przez statki: 1. narzutem kamiennym na pokładzie ze żwiru o grubości 20—30 cm, o ile grunt jest piaszczysty, jako ochrona przed wypłukaniem dziur pod narzutem, lub 2. warstwą dobrze wycalonej cegły, ułożonej na kant (cała lub $\frac{1}{2}$ cegły) na podkładzie jak pod 1., lub wreszcie 3. płytami betonowymi o grubości około 15 cm, lub żelbetowemi o grubości do 10 cm, o wymiarach 0,50 do 1 m, układanemi na skarpie; są używane klocki betonowe systemu „Décauville“, mające pionowe otwory, przez które przepuszczają się druty żelazne cynkowane, oraz rowki wzdłuż stosug poziomych, w które układa się liny konopne namoczone w mazi pogazowej; podobny system „Villa“ nie ma rowków poziomych.

Nachylenie skarpy daje się 1:1,5 do 1:2, a jeżeli skarpa jest bardziej stroma, opieramy te ubezpieczenia o rząd pali zabitych w małych odstępach, lub o lekką palisadę, albo o ścianę zakładaną, o grubą kiszkę faszynową, przytwierdzoną kołami go skarpy, lub wreszcie o płoty. Płyty betonowe mogą być zakotwione zapomocą drutów zabetonowanych w dziurach, wybitych kołami w skarpie pod płytami (system Möllera).

Nie jest odpowiednie łagodzenie nachylenia skarpy zapomocą ławeczek w wysokości zwierciadła wody, gdyż powiększa się przez to niepotrzebnie szerokość kanału, ani chronienie skarpy przez sadzenie trzciny lub sitowia, lub też przez wykonanie obitki, gdyż zwiększa się przez to szorstkość skarpy, a zatem i opory, nadto rozluźnia się skarpe i utrudnia kontrolę szczelności. Również nie jest do polecenia ubezpieczenie skarpy ciągłą płytą betonową.

Wymiary przekrojów poprzecznych niektórych kanałów podajemy w tabl. 2.

Na fig. 174 konstrukcja przekroju nieckowatego, podana przez Symphera dla kanałów 1000 tonowych, którą można zastosować z odpowiednią zmianą dla mniejszych kanałów.

Przekrój podłużny kanału. O ile konfiguracja terenu pozwala, należy projektować ile możności długie stanowiska, a śluzy o większym spadzie i zgrupowane bliżej siebie, przyczem najmniejsza odległość śluzy od śluzy powinna być taka, aby opróżnianie i napełnianie śluz nie powodowało nad-

Tablica 2.

N o ś n o ś ć statków kursujących	Szer. zw. wody	Szer. dna	Głęb. pow.	Przekr. zwiłż.	n
300 t (we Francji) . . .	16,80 m	10 m	2,0 m	26,0 m ²	2,9
400 t (Kanał Bydgoski)	27,00 m	17 m	2,0 m	44,0 m ²	3,9
600 t (Dortmund-Ems)	29,50 m	18 m	2,5 m	59,0 m ²	4,2
(Małopolski)	29,40 m	16 m	3,0 m	63,1 m ²	4,3
1000 t (proponowane przez Symphera) . . .	33,00 m	16 m	3,5 m	80,0 m ²	4,4

miernego wahania poziomu wody w stanowiskach pośrednich, jeżeli nie dopuszcza się rozszerzenia przekroju poprzecznego kanału ($b_1 = \frac{l}{l_1} \cdot b$) lub większego zużycia wody. Dno kanału w ogóle w poziomie; nieznaczny spad ułatwia opróżnienie kanału (około 0,01‰).

Sytuacja. Przedewszystkiem należy ustalić sytuację stanowisk szczytowych, przekroczeń większych rzek, kolei, miejsca pod śluzy komorowe.

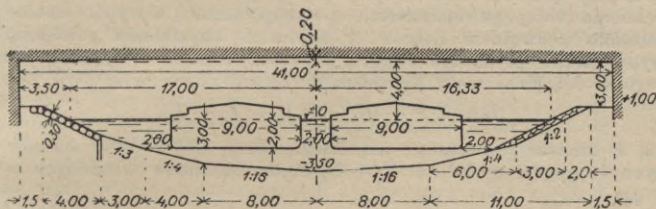


Fig. 174.

Jeżeli dorzecze położone wyżej najniższej przełęczy może zaopatrzyć wystarczająco w wodę stanowisko szczytowe, należy założyć je w tej przełęczy w głębokim przekopie. Jeżeli wyższe grzbiety górskie tworzą dział wód, należy zbadać, czy niema wąskiego grzbietu, choćby wyższego, niż przełęcze, i czy przez poprowadzenie kanału tunelem nie da się uzyskać trasy tańszej, która będzie lepiej w wodę zaopatrzona.

Wielkie rzeki przekracza kanał mostami t. zw. kanałowymi, dla których należy wybrać miejsca o zwartem łóżysku rzeki z odpowiednio nisko wzniesionem zwierciadłem wielkiej wody. Na terenie inundacyjnym wypadają większe nasypy kanałowe.

Potoki przeprowadza się popod kanałem przepustami, wzgl. lewarami, przyczem łóżyska potoków koryguje się stosownie do trasy kanału, a objekty wykonuje prostopadłe do osi kanału. Małe ścieki wodne wpuszcza się do kanału.

Koleje i drogi przeprowadza się z reguły mostami nad kanałem.

Oś kanału należy złożyć z możliwie długich prostych i krótkich łuków kołowych o promieniu najmniejszym:

na kanałach dla statków	300 tonowych	300 m
"	" " 600 "	525 m
"	" " 900 "	820 m
"	" " 1200 "	1070 m

Łuki odwrotne należy przedzielić linjami prostymi o długości conajmniej 200 m.

Trasowanie osi kanału (fig. 175). Przyjmuje się przeciętnie dla danej partji nachylenie terenu w kierunku poprzecznym do osi kanału

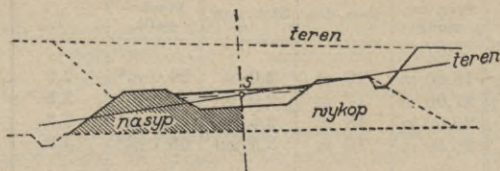


Fig. 175.

i wkreśla teren w przekrój normalny kanału tak, aby nasypy wyrównywały się z przekopami (ze względu na pniaki i korzenie lepiej dać małą nadwyżkę wykopów). Punkt *S* przecięcia się terenu z osią kanału wypada zazwyczaj

kilkadziesiąt *cm* poniżej zwierciadła wody w kanale. Mając daną rzędną punktu *S*, szuka się punktów na terenie o tej wysokości i w nie wkłada się następnie trasę kanału.

W terenie przepuszczalnym lepiej jest dla uprawy gruntów przyległych, i dla samego kanału, jeżeli zwierciadło wody w kanale leży niżej zwierciadła wody gruntowej. Nasypy lepiej projektować na gruntach nieprzepuszczalnych.

Zapotrzebowanie wody: *a*) do śluzowania statków. Ilość wody zużyta przy przesłuzowaniu statku płynącego w górę (w dół), równa się napełnieniu śluzy powiększonemu (pomniejszonemu) o wypór statku. Przy śluzowaniu podwójnym ilość wody równa się napełnieniu powiększonemu o wypór statku płynącego w górę, a pomniejszonemu o wypór statku płynącego w dół. Ilość wody potrzebna równa się zatem (w m^3)

$$Q = \Sigma F + (G - D) M + T_g - T_d,$$

gdzie *F* oznacza jednorazowe napełnienie śluzy, *G* i *D* ilość statków płynących do góry i w dół, a T_g i T_d ciężar ładunków wiezionych w górę i w dół.

Jeżeli $G = D$, wtedy $Q = \Sigma F + T_g - T_d$.

W przybliżonym obliczeniu zapotrzebowania wody przyjmuje się zwykle $Q = \Sigma F$, a ilość śluzowań dziennie oznacza się z rocznego ruchu przy przyjęciu, że 50—80% statków mija się w śluzach i że w jednym kierunku płyną pełne statki, a w drugim z $\frac{1}{5}$ ładunku lub puste (kanały węglowe).

Jeżeli stanowiska są zbyt krótkie, a przekrój nie jest rozszerzony, zapotrzebowanie wody jest większe, gdyż już po kilku śluzowaniach trzeba wodę spuścić do niższych stanowisk, wzgl. doprowadzić z wyższych stanowisk bez użycia do śluzowania.

Śluzy sprzężone, przy których zatem długość stanowiska pośredniego równa się zero, zużywają więcej wody, niż dwie śluzy o tym samym łącznym spadzie oddzielone stanowiskiem, jeżeli statki się w nich krzyżują; jeżeli jest śluzowanie pojedyncze, zużycie wody jest jednakie. Jeżeli zaopatrzenie w wodę stanowisk górnych jest skąpe, a dolnych dostatnie, należy projektować śluzy w górnych stanowiskach o mniejszym spadzie, niż w dolnych, i unikać w górnych stanowiskach śluz sprzężonych, chyba że w dół mają płynąć przeważnie pełne statki, a w górę próżne.

b) Strata wody z powodu nieszczelności wrót śluzy wynosi około 400 m^3 wody na dzień i 1 *m* spadu wody w śluzie; uwzględnia się ją tylko przy śluzie najwyższej położonej.

c) Strata wody z powodu parowania w lecie: około 10 m^3 wody na dzień, na 1 *km* kanału i 1 *m* szerokości zwierciadła wody w kanale.

d) Strata wody z powodu wsiąkania. Należy ją uwzględnić, gdy zwierciadło wody w kanale leży ponad zwierciadłem wody gruntowej. Można przyjąć ok. 30 m^3 wody na dzień, na 1 *km* kanału i 1 *m* szerokości łożyska kanału.

e) Zużycie wody z kanału dla sąsiednich stawów rybnych i do nawodnienia łąk i pastwisk. Na te cele oddaje się wodę z kanału tylko, jeżeli to jest możliwe bez nadmiernych kosztów. Na kanale małopolskim przyznano dla stawów rybnych: na marzec 7 l/sek. i *ha*, na inne miesiące po 1 l/sek. i *ha*, dla nawodnienia łąk i pastwisk: na kwiecień, październik i połowę listopada po 10 l/sek. i *ha*.

f) Straty wody w kanałach zasilających oblicza się podobnie jak dla kanału głównego.

g) Pierwsze napełnienie kanału z powodu strat przez wsiąkanie wymaga znacznie więcej wody, niż to wypada z obliczenia kubatury wody w kanale.

Dostarczenie wody. Pobór wody. Pobiera się znacznie więcej wody, niż potrzeba normalnie, aby można zastąpić sąsiednie ujęcie czasowo nieczynne, i aby nie powodować zbyt długiego czasu napełnienia kanału, wrazie czasowego opróżnienia (czas napełnienia powinien wynosić około 3 dni).

Ujmuje się wodę: 1. z rzek (w pierwszym rzędzie), przyczem w miejscu ujęcia buduje się jaz, celem ustalenia poziomu wody w kanale zasilkowym, 2. z jezior i zbiorników sztucznych utworzonych przez przegrody dolin (co do zbiorników sztucznych decyduje okoliczność, czy jest możliwe wybudowanie w danym miejscu przegrody), 3. gruntową, przyczem należy zbadać, jaki jej zapas jest bezwzględnie stały.

Kanały zasilkowe. Przepływ kanału zasilającego stosuje się do ilości ujętej wody. Spad dna w ziemi około 0,1‰, w murowanych skarpach i zamkniętych przewodach 0,2‰, w tunelach 0,6‰. Na początku słuza do regulowania dopływu wody i dla ochrony przed w. w. — najczęściej z zasuwami, a na dłuższym kanale zasilającym słuzy spustowe; wody potoków, krzyżujących się z kanałem zasilającym, można także użyć do zasilania kanału. Na końcu dłuższego kanału zasilkowego słuza spustowa z przelewem i spustem do rowu, celem odprowadzenia nadmiernej ilości wody. Woda, wpływając do kanału żeglugi, nie powinna mieć większej chyżości, niż 0,2 m/sek.

Pompy. Jeżeli ujęcie wody leży za nisko, stosuje się z konieczności pompy, przeważnie centryfugalne. Rurę pod ciśnieniem oddziela od kanału zasilającego komora wodna, zamknięta od strony kanału kłapami samoczynnymi. Dobrze jest wykorzystać do uruchomienia pomp siłę wodną, nawet dalej położoną, natomiast nie opłaca się używać do tego celu energii wody spadającej w słuzech kanału, nawet przy zastosowaniu akumulatorów.

Objekty kanałowe. a) Słuzy komorowe dla pociągu łodzi (holownik i 2 łodzie), z wrotami pośrednimi, lub jeżeli trudno z góry oznaczyć wielkość ruchu, słuza dla łodzi pojedynczej z pozostawieniem miejsca na późniejszą dobudowę słuzy pociągowej. Co do słuzy komorowych i podnośni mechanicznych por. str. 655 i nast.

b) Wpusty do kanału żeglugi: 1. przy ujściu kanału zasilającego do kanału, 2. na skrzyżowaniu potoków z kanałem, 3. przy wprowadzeniu ścieku do kanału. Budowane jako przepusty, pod drogę holowniczą, większe z kamienia, betonu lub żelbetu, mniejsze z rur betonowanych i zaopatrzone w urządzenia do regulowania dopływu wody. Przed progiem znajduje się namulnik.

c) Przelewy i spusty urządza się przy ujściu kanałów zasilających, przy słuzech, tudzież przy skrzyżowaniu potoków z kanałem.

Przelewy w kształcie szybu podłużnego, którego krawędź leży w wysokości zwierciadła wody w kanale lub o 0,50 m niżej i jest opatrzona zastawką. Są także przelewy samoczynne w kształcie lewarów do góry zwróconych szczytem.

Spusty wykonywa się jak przepusty betonowe, zamykane zasuwami najczęściej ręcznie poruszanymi, lub jako rury żelazne zamykane wentylami. Tam, gdzie ma być zabrana woda z kanału do nawodnienia stawów rybnych

lub łąk i pastwisk (poziom wody w kanale musi mieć odpowiednią wysokość), urządza się rury zamykane do odprowadzenia wody.

d) Przepusty dla potoków, z kamienia, betonu, żelbetu, według ogólnych zasad.

e) Lewary dla mniejszych potoków urządza się tam, gdzie niema wystarczającego wzniesienia kanału nad łożyskiem potoku. Wykonywa się je z kamienia łomanego, betonu, żelbetu, a przewód także z kilku rur żelaznych. Wskazane urządzenie lewarów przelazowych, zatem o średnicy conajmniej 60 cm. Chyżość przepływu wielkiej wody potoku w lewarze około 2 m/sek.

f) Bramy bezpieczeństwa daje się na początku i końcu większych nasypów, tudzież większych mostów kanałowych. Wykonywa się je: jako wrota wsporne, klapowe, segmentowe lub jazy iglicowe pod najbliższym mostem drogowym.

g) Tunele powinny być na ruchliwych kanałach dwułodzowe; z oszczędności są jednołodzowe o głębszym przekroju, przyczem $n = 2,3-2,8$, co powoduje zmniejszenie chyżości statków. Często drogi holownicze na wspornikach, aby nie zmniejszać przekroju poprzecznego wody.

h) Mosty kanałowe. Na większych kanałach dwułodzowe, o szerokości użytecznej równej conajmniej podwójnej szerokości śluzy jednołodzowej.

Cechą tych mostów jest, że: 1. obciążenie jest jednostajne, stałe i bez wstrząśnień, 2. ściany boczne stosunkowo wysokie i pełne, zatem parcie wiatru znacznie większe, niż przy innych mostach, 3. łożysko kanału na moście musi być zupełnie szczelne, połączone szczelnie z kanałem, a mimo to musi dozwalać na dylatację mostu, 4. mają urządzenia do szczelnego zamknięcia na początku i końcu i urządzenia do napełnienia wodą i opróżnienia. Wykonywa się je z kamienia lub żelbetu, a z żelaza, gdy nie można wykonać mostu sklepionego.

Uszczelnienie mostów kamiennych i żelbetowych uskutecznia się płytami ołowianymi o grubości 2—3 mm, spoczywającymi na papie asfaltowej i nakrytymi warstwą ochronną w dnie, np. z cegieł na papie lub z płyt betonowych na warstwie iltu, na ścianach zaś bocznych okładziną drewnianą.

W wielkich mostach żelaznych koryto kanału niezależne od dźwigarów mostowych. Przy mniejszych rozpiętościach skrzynia dwułodzowa może spoczywać na szeregu dźwigarów blaszanych, przy większych rozpiętościach mogą być 2 skrzynie jednołodzowe, każda zawieszona między dwoma dźwigarami. Drogi holownicze o szer. 2,5 m biegną w mostach kamiennych na murach bocznych, w żelaznych, mniejszych na osobowych dźwigarach (użycie wsporników jest ze względów statycznych nieodpowiednie), w mostach większych na górnem połączeniu dźwigarów głównych, z mniejszemi dźwigarami umieszczonemi po bokach tychże.

i) Mosty kolejowe i drogowe nad kanałami żeglugi nie powinny zwaćć przekroju poprzecznego wody i nie powinny mieć filarów; drogi holownicze można znacznie zwiężyć, a często umieszcza się je na wspornikach nad wodą w kanale. Wzniesienie spodu konstrukcji nad zwierciadłem wody por. str. 644.

W terenach kopalnianych szczególnie ostrożności; więc mosty żelazne o belkach wolno podpartych, przyczółki o długich i możliwych do podwyższenia miejscach dla łożysk, wzniesienie spodu konstrukcji nad zwierciadłem wody większe, niż wymagane.

2. Kanały żeglugi ze spadem.

Służą równocześnie dla żeglugi, dla odwodnienia lub nawodnienia większych obszarów, lub też dla wyzyskania siły wodnej.

Według dotychczasowego stanu badań należałoby spad wody w kanale oznaczyć z następujących warunków:

a) Chyżość łodzi płynącej luzem w razie oderwania się nie powinna przekraczać chyżości, z jaką wolno statkom wymijać się na danej drodze (zwykle $\frac{1}{2}$ do $\frac{1}{3}$ chyżości normalnej).

b) Opór statku płynącego pod wodę nie powinien być tak wielki, aby ruch jego był nieekonomiczny, przyczem należy mieć na uwadze, w jakim kierunku odbywa się ruch statkami bardziej załadowanemi, w górę, czy w dół.

c) Chyżość wody na dnie kanału nie powinna powodować podmycia dna, przyczem oczywiście, czem większa jest chyżość wody na dnie kanału, tem kosztowniejsze jest ubezpieczenie dna i skarp.

Ponieważ środek ciężkości statku leży prawie w punkcie największej chyżości wody w przekroju poprzecznym kanału, przeto należy przyjąć wielkość tej chyżości równą $\frac{1}{2}$ do $\frac{1}{3}$ chyżości normalnej dla danej drogi, z niej obliczyć średnią chyżość wody dla przekroju kanału i następnie odnośny spad, wreszcie chyżość wody na dnie kanału, a stąd wielkość wymaganą ziarn materiału dna, celem sprawdzenia, czy dno jest dość wytrzymałe, względnie celem zaprojektowania odpowiedniego ubezpieczenia. Według doświadczeń czeskich z r. 1921 grubość ziarn materiału na dnie

$$\bar{d} = \frac{v^2}{k^2}$$

gdzie v oznacza chyżość wody na dnie, a współczynnik $k = 5$.

Według opinii znawców na kongresie żeglugi w Londynie z r. 1923, największa chyżość wody na kanałach o stosunku $n = F' : f = 8$ do 12 nie powinna przekraczać 0,50 do 0,80 m/sek., zatem chyżość średnia powinna wynosić 0,4—0,6 m/sek. Kanał Jonage (1892—1902) o długości 18,845 km ujmuje 103 m³/sek. wody z Rodanu powyżej Lyonu, ma spad 0,1%, średnią chyżość 0,68 m/sek., szerokość w dnie 60 m, w zwierciadle wody 71,5 m, głębokość 2,3 m i 1 stopień o wys. 14 m, służę komorową dwustopniową (188 × 16 m i głęb. 2 m); zakład silnicowy daje 12000 HP.

Obecnie ma być wykonany kanał, omijający próg skalny na Renie pod Istein (9 km poniżej Bazylei) o długości 7 km, o szerokości w dnie wzwyz 80 m, a ponad 130 m w zwierciadle wody, głębokości wody wzwyz 10 m; chyżość wody 1,20 m/sek., (Szwajcarja żądała 0,70 m/sek.), spad na turbinach 10,5 do 15 m, ilość wody przy średnim stanie 800 m³/sek., a siła ponad 60000 HP.

Komorę turbin umieszcza się w kanale żeglugi obok śluzy komorowej i z tego powodu rozszerza się kanał powyżej i poniżej łuk, aby średnia chyżość wody nie wynosiła więcej, niż 40 cm/sek. Długość rozszerzenia powyżej śluzy winna być tak wielka, aby statek mógł się zatrzymać bez hamowania, poniżej może być rozszerzenie nieco mniejsze.

Celem umożliwienia przepływu wody, gdy wszystkie lub niektóre turbiny są nieczynne, urządza się na całej długości komory turbin przelew zamknięty samoczynną klapą.

3. Kanały morskie.

Cel: 1. doprowadzenie statków morskich w głąb łądu; 2. skrócenie drogi morskiej; 3. ominięcie szczególnie niebezpiecznej części mórz; 4. udostępnienie części mórz lub wód śródlądowych głębiej zanurzającym się statkom morskim.

Trasa kanału w możliwie długich linjach prostych połączonych krótkimi łukami.

Przekrój poprzeczny. Przeważnie kanały jednostatkowe z wymiajłaniami (dwustatkowe: Panamski i Amsterdamski). Na kanałe o szerokości dna conajmniej 100 m mogą mijać się w biegu większe statki, ale nie największe. Dno kanału w poziomie, skarpy u dołu o nachyleniu 1 : 3 — 1 : 4 w górze bystrzejsze; przekrój nieekowaty byłby odpowiedniejszy. Stosunek $n = F' : f = 5$. Głębokość wody pod stępką statku ≥ 1 m, przy szybkości statków nie większej, niż 10 km 1 godz. (mniejszej chyżości nie można stosować ze względu na ster).

Według Leemansa wymiary kanałów, *a*) uczęszczanych przez statki zawijające do wielkich portów Stanów Zjednoczonych Ameryki Północnej i Kanady i *b*) uczęszczanych przez statki innych dróg morskich, powinny być następujące:

	a)	b)
szerokość dna w liniach prostych	120 m	80 m
szerokość dna w łukach	140 m	90 m
głębokość	15 m	11 m
nachylenie skarp	1 : 3	do 1 : 3,5
światło mostów	70 m	55 m
wzniesienie mostów nad zwierciadło wody	70 m	60 m
długość użyteczna śluz	470 m	250 m
szerokość	55 m	35 m
głębokość	15 m	12 m

Kanał Suezki (160,7 km dł.) obecnie szeroki w dnie 45 m, w zwierc. wody 91 m, głęb. 12 m (postanowione dalsze pogłębienie do 13 m).

Kanał Panamski (81 km dł.) najmniejsza szer. w dnie 91,4 m, głęb. 12,5—13,7 m, służy komorowe o wymiarach 305 × 33,52 m i głęb. 12,5 m (na progach).

Jeżeli kanał ma służyć dla statków przepływających kanał Suezki lub Panamski, wymiary jego należy dostosować do wymiarów tych kanałów.

Rozszerzenia: W łukach na kanale Suezkim według wzoru dla kanałów dla statków żeglugi śródlądowej (str. 647), przyczem $L = 4$ krotna szerokość statku.

Wymijalnie: Na kanale Suezkim co 5—7 km o długości 750 m rozszerzenie o 15 m, na obu końcach przejścia po 300 m długie. Na kanale Wilhelma wymijalnie średnio co 8,4 km (zwrotne co 23 km) o długości 600—1100 m przez rozszerzenie dna kanału z 44 m do 134 m, a w 4 zwrotnych do 164 m. O ile przewiduje się późniejsze zwiększenie przekroju kanału należy projektować wymijalnie ile możliwości po tymsamym brzegu.

Ubezpieczenie skarp: narzutem kamiennym o grub. 40—50 cm sięgającym 2 m poniżej zwierciadła wody (kanał Wilhelma i brzeg azjatycki kanału Suezkiego) lub murami pochyłymi sięgającymi 2 do 2,5 m niżej zwierc. wody (brzeg afryk. kan. Suezkiego) lub ścianą żelbetową spoczywającą na ścianie palisadowej (kanał z Gandawy do Terneuzen) lub wreszcie płytami żelbetowymi system Muralta stosowanymi w Holandji do ubezpieczenia brzegów morskich i wałów nadmorskich.

Śluzy komorowe. Zamknięcie kanału służy komorową od strony morza konieczne, jeżeli różnice przyływu i odpływu morza lub fali wywołane wiatrem są znaczne (ze słuźami: kanał Wilhelma, kanał Amsterdamski, bez słuź: kanał Suezki). Również konieczne służy, gdy kanał pokonuje znaczniejsze różnice terenu. Por. str. 655 i nad.

Ruchy wody w kanale otwartym, jak w rzece przy ujściu do morza. Do określenia kształtu fal wywołanych w kanale przepływem morza, który to kształt potrzebny do oznaczenia chyżości wody w kanale można użyć formuły Scotta-Russela.

$$v = \sqrt{g(H+h)} \pm u,$$

gdzie v = chyżość postępu fali, H = głęb. wody przy niskim stanie, h = każdorazowe wzniesienie elementu fali ponad stan niski, u = pierwotna chyżość wody w kanale.

Mosty raczej o jednym otworze w osi kanału, chociażby wielkie statki nie mogły się minąć pod mostem. Szerokość otworu mostowego dla jednego statku najmniej = podwójnej szerokości najw. statku, dla minięcia się dwóch statków najmniej = poczwórnej szerokości statku. Na kanale Wilhelma

= 80 m. Wzniesienie konstrukcji mostowej ponad zwierciadło wody najmniej 76 m. Najczęściej mosty zwodzone lub promy.

Zaopatrzenie kanału w wodę: z morza, rzek, jezior lub sztucznych zbiorników, np. zapotrzebowanie kanału Panamskiego 118,7 m³/sek. wody jest pokrywane ze zbiornika powstałego przez wybudowanie grobli na rzece Chagres pod Gatun o poj. 900 milj. m³ wody.

IV. Śluzy komorowe i podnośnie mechaniczne statków.

1. Śluzy komorowe.

Wymiary śluz. Wielkość odstępów między ścianami i dnem śluzy, a statkami:

	na dług.	na szer.	na głęb.
śluzы kanałowe pojed.	2 × 1,0 m	2 × 0,5 m	1,25 m
" " pociąg.	2 × 2,5 m	2 × 1,0 m	1,25 m
" rzeczne pojed.	2 × 1,5 m	2 × 1,0 m	1,25 m
" " pociąg.	2 × 4,5 m	2 × 1,5 m	1,25 m
" morskie	2 × 10,0 — 2 × 5,0 m	2 × 1,5 m	1,50 m

Odstępy między statkami w pociągu najmniej 1,5 m.

Wymiary istniejących śluz komorowych:

a) kanałowe pojedyncze:

	dług.	szer.	głęb. (w głowach)
francuskie dla statków 300 t			
wedł. ustawy z 1879	38,5 m	5,2 m	2,5 m
nowsze	41,0 m	6,0 m	2,5 m
niemieckie (400 t)	55,0—57,0 m	8,6 m	3,0 m
" (600 t)	67,0 m	8,6—9,6 m	3,5 m (w gł. górn.) 3,0 m (w gł. doln.)
" (1000 t)	100,0 m	10,0 m	3,5 m

b) kanałowe pociągowe:

francuskie (Canal du Nord) dla statków 300 t. (2 łodzie bez holownika):
dług. 85,0 m,
niemieckie (600 t). (2 łodzie i holownik): dług. 165 m.

c) rzeczne:

czeskie na Weltawie i Łabie (700 t), pojedyncze: dług. 73 m szer., 11 m
głęb. 3 m w gł. górn. 2,5 m w gł. doln., pociągowe: dług. 134—146 m,
szer. w głowach 11 m, komory 20—22 m,
belgijskie na Skaldzie (600 t), pociągowe: dług. 125 m, podzielone wrotami
pośrednimi na 41 + 84 m, szer. 14 m, głęb. 2,75 m,
włoskie, na Adydze i na Padzie (600 t, 1 łódź i holownik, lub 2 łodzie
bez holownika) dług. 137 m (56 + 81 — wrota pośrednie), szer. 10 m,
głęb. 4 m.

d) morskie:

śluzа Kruischans, łącząca port w Antwerpii ze Skaldą: dług. 270 m,
szer. 35 m, głęb. 12,5 m (przy śr. w. w.);
śluzа portowa w Bremerhaven: dług. 223,2 m, szer. 28 m, głęb. 10,56 m
(przy śr. w. w.);
śluzы (nowe) kanału Wilhelma: dług. 330 m, szer. 45 m, głęb. 13,77 m
(przy śr. w. w.);
śluzы na kanale Panamskim: dług. 305 m, szer. 33,52 m, głęb. 12,50 m
(przy śr. w. w.).

Wrota powinny wznosić się ponad najwyższy stan wody, który mają wspierać:

w śluzach kanałowych	o	0,15 do 0,30 m
" rzecznych	o	0,30 do 0,50 m
" morskich	o	1,00 do 1,50 m

Mury śluz należy wyprowadzić ponad wrota o 0,3 do 1,0 m, zależnie od tego, czy są to śluzy kanałowe, rzeczne czy morskie.

Obliczenie wymiarów dna i ścian śluzy zależy od sposobu wykonania. Najkorzystniej wykonać najpierw ściany boczne, a po ich osiądnięciu się założyć dno i następnie wypełnić zewnątrz dół fundamentowy.

Wykonanie dna i ścian jako jednej bryły stosuje się, gdy grunt mniej wytrzymały i gdy wymaga się szczelności komory. Jeżeli robota na suchu niemożliwa (np. budowa w rzece), albo jeżeliby obniżenie zwierciadła wody gruntowej przez pompowanie mogło wywołać szkodliwe ruchy ziemi, należy płytę fundamentową wykonać podwodnie, po zabiciu ścian palisadowych i wybagrowaniu dołu fundamentowego. Często po stężeniu betonu obniżamy częściowo wysokość wody gruntowej i utrzymujemy ją stale w tej wysokości podczas budowy, aby po wypompowaniu wody z dołu fundamentu dno śluzy nie podniosło się do góry wskutek parcia wody; wysokość zwierciadła wody nad górną powierzchnią dna śluzy powinna zatem równać się jego grubości.

Ściany boczne liczy się jak mury oporowe. Gdzie wewnątrz muru bocznego kanał obiegowy, tam

a) jeżeli szerokość kanału jest mała w porównaniu do szerokości muru, można uważać, że szew jest tylko osłabiony otworem i naprężenie w nim

$$\tau = \frac{P}{F} \left(1 + \frac{F c}{J z} \right)$$

gdzie P = składowa pionowa wypadkowej sił, F = powierzchnia szwu osłabiana kanałem, J = moment bezwładności szwu względem osi pionowej, c = odległość punktu zaczepienia siły P od osi pionowej, a z = odległość krawędzi otworu w szwie od osi pionowej;

b) jeżeli szerokość kanału znaczna, wyznaczyć figurę obciążeń w szwie poziomym stycznym do szczytu przekroju kanału, rozdzielić ją na 2 części osi pionową i przyjąć, że na lewą stronę muru przypada część obciążenia $abed$, a na prawą część $befe$. Siły S_1 i S_2 zaczepiają w punktach przecięcia poziomą ab pionowych, poprowadzonych przez środki ciężkości s_1 i s_2 ; S_3 i S_4 wypadkowe sił zewnętrznych poniżej linii ab ; z ostatnich sił S_5 i S_6 wyznaczyć naprężenia w szwach gh i ij . Uwzględnić należy ciśnienie wody w kanale obiegowym (fig. 176);

c) przyjmuje się, że nad kanałem obiegowym mur wykonany w kształcie sklepienia o idealnych prze-gubach; mur zostaje podzielony na część ograniczoną płaszczyznami przechodzącymi przez najcieńsze przekroje murów przyczółkowych i górną powierzchnię sklepienia, na sklepienie i na dwa mury przyczółkowe; trapez sił dzielimy linjami równoległymi do wypadkowej na 3 części, które działają na mury przyczółkowe i sklepienie (sposób inż. Tolmanna podany przez Klira w czasopiśmie „Allg. Bauzeitung“, 1901).

Napór ziemi na ścianę śluzy z wzoru Rankine'a

$$H = \frac{\gamma_z h^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

gdzie γ_z = ciężar właściwy materiału, wypełniającego dół fundamentu z zewnątrz ściany, a φ = kąt naturalnej skarpy tego materiału.

Można przyjąć:

	γ_z w t/m^3	φ^0
dla piasku suchego	1,6	30—35
" " nasyconego wodą	2,0	20—29
" ziemi ilastej suchej	1,5	40
" " " mokrej	2,0	17

Jeżeli zewnątrz śluzy woda gruntowa, przyjmując ciężar właściwy ziemi w wodzie = $(\gamma_z - 1)$ i osobno uwzględnić parcie wody.

Przy obliczaniu komory śluz, których dno i ściany stanowią jedną bryłę, przyjmując kierunek naporu ziemi na pionową ścianę poziomy, a wypełnienie zewnętrzne czystym piaskiem; dla murów zaś w głowach takich śluz, gdzie należy dać wypełnienie zewnętrzne ziemią ilastą, aby utrudnić przeciekanie wody wzdłuż śluzy, tudzież dla śluz o dnie drewnianym lub wymurowanym po wykonaniu ścian, gdzie lepiej dać wypełnienie zewnętrzne ilem, przyjmując kierunek naporu ziemi na ścianę pionową odchylony o kąt φ od poziomej.

A. Ściany i dno śluzy tworzą jedną bryłę.

1. Nie ma wody gruntowej: a) Śluza próżna. Założenie, że parcia poziome (w dnie śluzy przechodzi przez środek przekroju środkowego), czyli $n = \frac{d}{2}$.

Wielkość ciśnienia na grunt (podatny) x i $(x + y)$ z równań (fig. 177):

$$\Sigma A + Z \sin \varphi = x s + \frac{y s^2}{2}$$

$$\Sigma A \cdot a - \frac{x s^2}{2} - \frac{y s^2}{3} + Z \sin \varphi \cdot s - Z \cos \varphi \left(h_z - \frac{d}{2} \right) = 0.$$

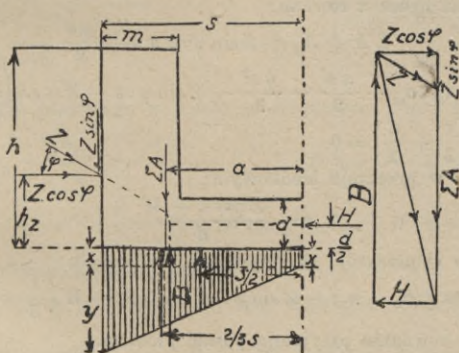


Fig. 177.

Napężenie w przekroju środkowym dna

$$\tau = \frac{Z \cos \varphi}{d}$$

Rozkład naprężeń w szwie skrajnym dna (fig. 178)

$$A_1 \frac{m}{2} - Z \cos \varphi (h_z - n_1) + Z \sin \varphi \cdot m - B_1 b_1 = 0.$$

Dla $\varphi = 0$ równania otrzymują kształt:

$$\Sigma A = x s + \frac{y s^2}{2}$$

$$\Sigma A \cdot a - \frac{x s^2}{2} - \frac{y s^2}{3} - Z \left(h_z - \frac{d}{2} \right) = 0$$

$$\tau = \frac{Z}{d}$$

$$A_1 \frac{m}{2} - Z(h_z - n) - B_1 b_1 = 0$$

Oznaczenia widoczne z rysunków.

b) Śluza pełna (fig. 179). Położenie parcia poziomego w dnie, jak poprzednio.

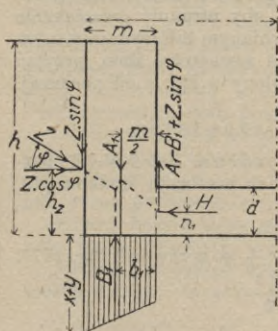


Fig. 178.

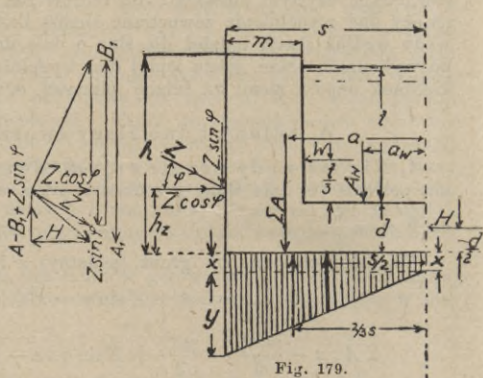


Fig. 179.

Ciśnienie na grunt z równań:

$$\Sigma A + A_w + Z \sin \varphi = x s + \frac{y s}{2}$$

$$\Sigma A \cdot a + A_w \cdot a_w - \frac{x s^2}{2} - \frac{y s^2}{3} + Z \sin \varphi \cdot s - Z \cos \varphi \left(h - \frac{d}{2} \right) + W \left(\frac{t}{3} + \frac{d}{2} \right) = 0$$

Naprężenie w przekroju środkowym:

$$\tau = \frac{Z \cos \varphi - W}{d}$$

Naprężenie w przekroju skrajnym dna z równania:

$$A_1 \frac{m}{2} - Z \cos \varphi (h_z - n_1) - Z \sin \varphi \cdot m - B_1 b_1 - W \left(\frac{t}{3} + d - n_1 \right) = 0.$$

Dla $\varphi = 0$, równania przyjmują postać prostszą.

2. W wodzie gruntowej: a) Śluza próżna (fig. 180). Przyjmujemy, że ciśnienie na grunt, wywołane ciężarem śluzy, ma kształt trójkąta, tak, iż w osi śluzy jest równe zero. Dla wody słodkiej $\gamma = 1000 \text{ kg/m}^3$, dla wody morskiej przeciętnie $\gamma \cong 1026 \text{ kg/m}^3$, dla morza Bałtyckiego $\gamma = 1007 \text{ kg/m}^3$.

Dla zupełnej przepuszczalności gruntu, ciśnienie na grunt z równania:

$$\Sigma A + Z \sin \varphi = \gamma h_g s + \frac{y s}{2}$$

a położenie parcia poziomego w przekroju środkowym dna z równania:

$$\Sigma A \cdot a - \frac{\gamma h_g s^2}{2} - \frac{y s^2}{3} + Z \sin \varphi \cdot s - Z \cos \varphi h_z H_w h_a + (Z \cos \varphi + H_w) \cdot n = 0$$

Dla $\varphi = 0$ równania się upraszczają.

W podobny sposób, jak poprzednio, wyznacza się naprężenie w przekroju skrajnym dna.

b) Śluza pełna (fig. 181). Rozkład ciśnienia na grunt, wywołanego ciężarem murów śluzy, jak w śluzie próżnej, a rozkład ciśnienia, wywołanego ciężarem wody w śluzie, równomierny na całej szerokości śluzy.

Największe ciśnienie na grunt $= \left(y + \frac{A_w}{s} \right)$, gdzie y z równania:

$$\Sigma H + Z \sin \varphi = \gamma h_g s + \frac{y s}{2}$$

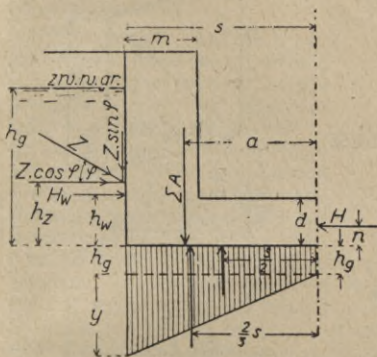


Fig. 180.

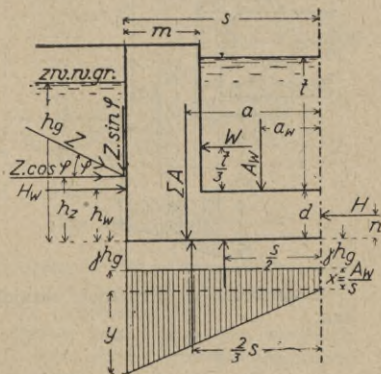


Fig. 181.

a) położenie parcia poziomego w przekroju środkowym dna z równania:

$$\Sigma A \cdot a + A_w \cdot a_w - \frac{\gamma h_g s^2}{2} - \frac{A_w s}{2} - \frac{y s^2}{3} + Z \sin \varphi \cdot s - Z \cos \varphi \cdot h_z - H_w \cdot h_w + W \left(\frac{t}{3} + d \right) + (Z \cos \varphi + H_w - W) n = 0.$$

Dla $\varphi = 0$, równania upraszczają się.

Czem grunt mniej przepuszczalny, tem największe ciśnienie na grunt wzrasta do max. wartości: $y + \gamma h_g$ dla śluzy próżnej, a $y + \frac{A_w}{s} + \gamma h_g$ dla śluzy pełnej.

B. Ściany i dno śluzy nie tworzą jednej bryły. Szew skrajny dać pochylony ($\alpha \cong 80^\circ$), aby dno działało, jak płaskie sklepienie, gdy śluza próżna.

a) Śluza próżna (fig. 182). Przyjmujemy, że linja ciśnienia przechodzi w przekroju środkowym przez dolny kraj rdzenia, a w przekroju skrajnym przez górny kraj rdzenia.

$$\text{Siła } K = \frac{\gamma h_g r_2 - A_2}{\cos \beta}$$

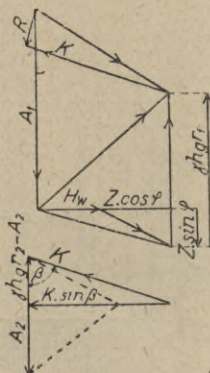
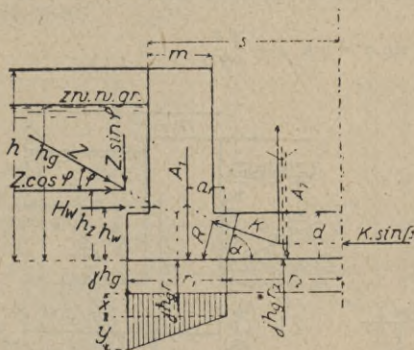
Kąty β i δ wyznaczyć z rysunku.

Ciśnienie na grunt dla najniekorzystniejszego wypadku, tj. gdy dno nie działa, zatem $K = 0$ z równań:

$$A_1 + Z \sin \varphi = \gamma h_g r_1 + \frac{2x + 4}{2} r_1$$

$$A_1 a_1 - \frac{\gamma h_g r_1^2}{2} - \frac{x r_1^2}{2} + Z \sin \varphi \cdot r_1 - Z \cos \varphi h_2 - H_w h_w - \frac{\varphi r_1^2}{3} = 0$$

Celem zmniejszenia ciśnienia na grunt, dajemy w fundamencie odsadzkę na zewnątrz śluzy.



Naprężenie w przekroju skrajnym dna:

$$\tau = \frac{2 K \sin \beta}{d}$$

Naprężenie w przekroju skrajnym dna:

$$\tau = \frac{2 K \sin \delta \sin \alpha}{d}$$

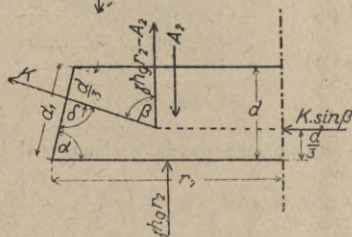


Fig. 182.

b) Śluza pełna (fig. 183). Pod ciężarem wody w komorze, dno nieco się podda, otworzą się szwy i powstanie w nich ciśnienie

$$D = \gamma \frac{d}{\sin \alpha} (t + d - h_g),$$

którego punkt zaczepienia leży w środku szwu. Również parcie poziome w dnie $= D \sin \alpha$ zaczepia w środku przekroju środkowego dna.

Ciśnienie na grunt z równań:

$$A_1 + A_w + Z \sin \varphi = D \cos \alpha + \gamma h_g r_1 + \frac{2x_1 + y_1}{2} r_1$$

$$A_1 a_1 + A_w a_w - \frac{\gamma h_g r_1^2}{2} - \frac{y_1 r_1^2}{6} + Z \sin \varphi r_1 - Z \cos \varphi h_2 - H_w h_w - \frac{D \cdot d}{2 \sin \alpha} + W \left(\frac{t}{3} + d \right) = 0$$

$$A_2 + A_w + D \cos \alpha = \gamma h_g r_2 + \frac{2x_2 + y_2}{2} r_2$$

$$A_w a_2 + A_2 a_2 + \frac{D \cdot d \cos^2 \alpha}{2 \cdot \sin \alpha} = \frac{\gamma h_g r_2^2}{2} - \frac{x_2^2 r_2^2}{2} - \frac{y_2 r_2^2}{3} = 0$$

Mury śluz morskich mają znacznie większe wymiary z powodu większych kanałów obiegowych i uderzeń statków morskich.

Napełnienie i opróżnienie śluzy uskutecznia się: a) otworami we wrotach, b) kanałami obiegowymi umieszczanymi w ścianach bocznych (najczęściej), lub za nimi, lub wrzescie pod dnem śluzy, c) między skrzydłami wrot i między wrotami a murami, jak we wrotach w kształcie wycinka koła.

Wyloty otworów muszą być nakryte wodą.

Stosunek powierzchni poziomej komory do powierzchni otworów wynosi 200 do 250. W zwykłych wrotach drewnianych otwory mają wysokość najwyższą 0,5—0,6 m, a szerokość do 1 m.

Kanały mają przekrój jajowaty, eliptyczny, prostokątny lub prostokątny z półłukiem w górze, a wielkie przekrój kołowy, np. śluzy kanału Panamskiego przekrój kołowy o średnicy 5,48 m. Kanały obiegowe wyższe, niż szerokie (wys.: 1,5—2,2 m, szer.: 1,2—3,0 m), kanały spodnie raczej szersze, nie wysokie.

Kanały boczne, łączące kanał obiegowy z komorą, mają sumę powierzchni przekrojów poprzecznych znacznie większą, niż przekrój poprzeczny kanału obiegowego ($\infty 1,25$ przekroju kanału obiegowego).

Czas potrzebny do napełnienia wodą lub opróżnienia z niej komory w sek.:

$$t = \frac{2 K \sqrt{h}}{\mu f \sqrt{2g}}$$

gdzie K = powierzchnia pozioma komory w m^2 , f = powierzchnia otworów w m^2 , h = spad śluzy w m, μ = współczynnik kontrakcji (dla krótkich kanałów obiegowych 0,7—0,5, dla długich 0,4, a dla otworów we wrotach o ostrych brzegach 0,8—0,6).

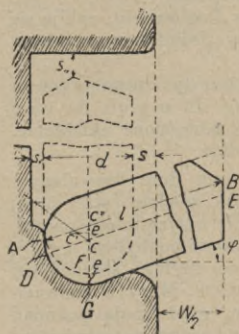


Fig. 184.

Dokładnie licząc, należy wyznaczyć przepływ wody w przewodach długich i specjalnie zaprojektowanych, według ogólnych zasad. Czas napełnienia pojedynczej śluzy 3—5 min., pociągowej około 10 min., morskiej 10—15 min. Czas prześluzowania statków por. str. 643.

Zamknięcia otworów. Otwory we wrotach zamyka się zasuwami lub klapami o osi poziomej. Wloty do kanałów obiegowych zamyka się zasuwami systemu Stoney'a, klapami o osi pionowej lub poziomej (mała szczelność), a najczęściej zaworami cylindrycznymi z przeciwwagą ostatnio niskimi (francuskimi). W śluzach kanalizacji Wełtawy i Łaby urządzono zamknięcia segmentowe, oraz poziomymi zasuwami Stoney'a. Śluzy kanału Panamskiego mają kanały obiegowe, zamknięte zaworami francuskimi.

Specjalne urządzenia lewarowe do samoczynnego napełnienia kanałów obiegowych w śluzach pomysłu Hotoppa (na kanałach Łaba-Trave, Teltowski i Odra-Szprewa).

Wrota (bramy).

1. Wrota wsporne. Wymiary: Długość skrzydeł wyznacza się z fig. 184, lub rachunkiem:

$$l = \frac{\frac{w}{2} + d + s}{\cos \varphi}$$

Długość niży = $(l + s_{11} + e)$, głębokość jej = $(s_1 + d + s)$; $s = 5-10$ cm, $s_1 = 10-20$ cm, $s_{11} = 15-20$ cm, e = ekscentryczność osi obrotu skrzydła ≈ 2 cm.

Położenie osi obrotu skrzydła wyznacza się następująco (fig. 184): W położeniu ekscentryczności CC'' wykreśla się prostopadłą, a punkt C'' przecięcia się tejże z dwusieczną kąta $EC''C''$ jest żądanem miejscem osi obrotu.

Wysokość wrót oznacza się w ten sposób, że wysokość oparcia o próg przyjmuje się 10–20 cm, górą zaś wrota powinny wznosić się około 20 cm ponad stan wody, który mają wspierać. Na kanałach jest to stan dozwolonego piętrzenia wody, na rzekach zaś stan najwyższy, a jeżeli dopuszcza się zalew śluzy, stan przy którym odbywa się jeszcze żegluga. Dopuszcza się zalew śluzy, jeżeli nie powoduje znaczniejszych szkód i jeżeli stan najwyższy jest znacznie wyższy od stanu, przy którym jest żegluga jeszcze możliwa, a śluza jest zbyt blisko rzeki położona, tak, iż ochrona jej od zalewu powodowałaby bardzo znaczne koszty.

Obliczenie wymiarów. Gdy wrota zamknięte, nie uwzględniamy ich ciężaru, opuszczamy wpływ oparcia wrót o próg, nie uwzględniamy uderzeń statków, a w śluzach morskich uderzeń fali. Z tych powodów, jak również ponieważ konstrukcja jest narażona na zniszczenie — należy przyjmować założenia jak najniekorzystniejsze dla wymiarów.

Wrota zamknięte. Skrzydła płaskie. Naprężenia w teźnikach poziomych (rozworach). Ponieważ dajemy wrotom jednaka grubość zgóry na dół, przeto teźniki poziome w dolnej części wrót albo są bliżej siebie umieszczone, albo mają znaczniejsze wymiary. Nieuwzględniamy współdziałania sąsiednich teźników i okładziny.

Naprężenia w rozworach prostych, spowodowane ciśnieniem wspornem i zgięciem (fig. 185):

$$\tau_1 = \frac{Q}{F} = \frac{\gamma h b l_1}{2 \operatorname{tg} \varphi F}, \quad \tau_2 = \frac{\gamma h b l_2^2 \cdot e}{8 J},$$

$$\tau = \tau_1 + \tau_2 = \gamma h b \left(\frac{l_1}{2 \operatorname{tg} \varphi \cdot F} + \frac{l_2^2 e}{8 J} \right),$$

gdzie τ_1 = naprężenie spowodowane ciśnieniem wspornem, τ_2 = naprężenie spowodowane zgięciem, τ = naprężenie sumaryczne, Q = siła ciśnająca, γ = ciężar właściwy wody, F = przekrój poprzeczny rozworu, J = moment bezwładności, e = odstęp krawędzi poprzeczny rozworu od osi obojętnej, n = odległość kierunku siły Q od środka ciężkości przekroju, a reszta oznaczeń widoczna z rysunku.

Jeżeli skrzydła krzywe, lecz oba nie tworzą jednej krzywej (fig. 186), wtedy

$$M = \frac{\gamma h b l_2^2}{8} - \frac{\gamma h b l_1}{2 \operatorname{tg} \varphi} \cdot n$$

$$\tau = \gamma h b \left(\frac{l_1}{2 \operatorname{tg} \varphi F} + \frac{l_2^2 e}{8 J} - \frac{l_1 e n}{2 \operatorname{tg} \varphi J} \right).$$

Dla wrót żelaznych można przyjmując $l_1 = l_2 = l$, a wtedy

$$\tau = \gamma h b l \left(\frac{1}{2 \operatorname{tg} \varphi F} + \frac{l e}{8 J} - \frac{e n}{2 \operatorname{tg} \varphi J} \right).$$

Zwiększając n , zmniejszamy τ . We wrotach żelaznych skutecznia się to

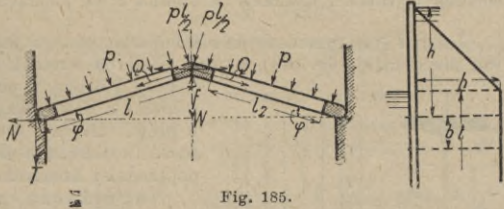


Fig. 185.

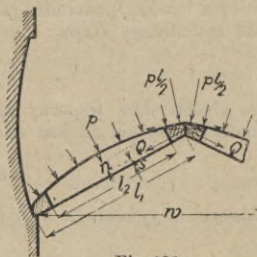


Fig. 186.

przez zwiększenie ilości nakładek w blachownicy od strony parcia wody (fig. 187).

Największe naprężenia:

$$\tau \text{ ciśn.: } \gamma h b l \left(-\frac{1}{2 \operatorname{tg} \varphi F} - \frac{l e_1}{8 J} + \frac{e_1 n}{2 \operatorname{tg} \varphi} \right)$$

$$\tau \text{ ciągn.: } \gamma h b l \left(-\frac{1}{2 \operatorname{tg} \varphi F} + \frac{l e_2}{8 J} - \frac{e_2 n}{2 \operatorname{tg} \varphi} \right)$$

Najkorzystniejszy kształt przekroju tęznika, gdy $\tau \text{ ciśn.} = \tau \text{ ciągn.}$ Zwykle różnica wysokości tęzników w środku i na końcach wynosi $\frac{1}{8}$ do $\frac{1}{12} l$.

Jeżeli $l \geq h$, przeniesienie ciśnienia wspornego jedną rozwarą u góry wrot lub nieco niżej (fig. 188), a przy wielkich wrotach dwoma rozwarami, jedną u góry i drugą w połowie wysokości. Tęznik poziomy u dołu skrzydła służy do oparcia go o próg. Między tymi tęznikami słupy pionowe (konstrukcja słupowa, w odróżnieniu do poprzedniej konstrukcji rozworowej).

Naprężenia w słupach obrotowych. Konstrukcja rozworowa: Słupy, opierające się na całej długości o ścianę niży, lub mające łożyska wsporne przy każdej rozwarze, nie są narażone na zgięcie. Słupy, mające łożyska wsporne przy niektórych rozwarach, liczyć jako belki ciągłe, w obu końcach utwierdzone, podparte na łożyskach wspornych i obciążone siłami działającymi w osi rozwór, nie mających łożysk wspornych. Konstrukcja słupowa: Słupy obrotowe nie są narażone na zgięcie.

Naprężenia w słupach wspornych. Słupy wsporne można liczyć jako belkę ciągłą, opartą o rozwory wsporne i obciążoną siłą

$$S = \frac{\gamma h l}{2 \sin \varphi} = \frac{\gamma h l_2}{2 f}$$

gdzie $f = \text{strzałka} = l \sin \varphi$. Obciążenie zatem zmienne jak ciśnienie wody, lecz $\frac{l_2}{2 f}$ razy większe. Nie uwzględnia się spóldziałania drewnianej belki wspierającej. Konstrukcja słupowa: Jeżeli rozwora wsporna jest tak skonstruowana, że przyjmuje wsparcie drugiego skrzydła bez spóldziałania słupa wspornego, wtedy słup ten jest narażony tylko na zgięcie pod działaniem ciśnienia wody, podobnie jak inne słupy, ale na szerokości połowy odstepu od sąsiedniego słupa:

$$P = \frac{\gamma h a}{2}$$

Jeżeli słup wsporny spóldziałła w przejęciu wsparcia drugiego skrzydła, można przyjąć, że jest narażony na działanie 2 sił

$$P = \frac{\gamma h a}{2} \text{ i } S = \frac{\gamma h a l}{2 \sin \varphi},$$

których wypadkowa w płaszczyźnie skrzydła

$$Q = \frac{\gamma h a l}{2 \operatorname{tg} \varphi}$$

Obciążenie będzie zatem zmienne podobnie jak ciśnienie wody, ale $\frac{l}{2 \operatorname{tg} \varphi}$ razy większe.

Tężniki wsporne mają na obu końcach poza słupami obrotowym i wspornym specjalne łożyska dla przyjęcia ciśnienia wspornego-ruchome.

W konstrukcji rozworowej przychodzą słabsze tężniki pionowe, a w konstrukcji słupowej słabsze tężniki poziome dla podparcia okładziny.

Okładzina: Liczy się jak belkę w dwóch punktach podpartą według większej długości między tężnikami poziomymi i pionowymi i przyjmuje się jednostajne obciążenie ciśnieniem wody γh .

Grubość okładziny :

$$d = \frac{b}{2} \sqrt{\frac{3 \gamma h}{1000 \alpha}} \text{ lub } = \frac{a}{2} \sqrt{\frac{3 \gamma h}{1000 \alpha}}$$

gdzie b = odstęp tężników poziomych, a = odstęp tężników pionowych, α = naprężenie dopuszczalne.

Grubość okładziny drewnianej 6—12 cm, blaszanej najmniej 6 cm.

Skrzydła krzywe, które zamknięte tworzą jedną powierzchnię walca kołowego (fig. 13), doznają tylko ciśnień stycznych, które wytrzymuje okładzina.

Grubość d poziomego pasa okładziny o wysokości 1 cm w głęb. h :

$$d = \frac{\gamma h r}{\tau}$$

gdzie r = promień krzywizny, τ = naprężenie dopuszczalne. Stsunek strzałki

do szerokości wrót $\frac{f}{w} \approx \frac{1}{5} = \frac{1}{6}$. Okładzina jest zabezpieczona przeciw

zgięciu tężnikami poziomymi, które są narażone tylko na wyboczenie; przy zbliżeniu wymiarów tych tężników pomija się spóldziałanie okładziny.

Słupy obrotowe liczy się jak belkę ciągłą, uchwyconą na obu końcach i podpartą łożyskami, którymi opierają się o ścianę nyży. W tych miejscach tężniki poziome są silniejszej konstrukcji i mają ściankę pionową w kształcie odcinka koła między okładziną a cięciwą.

Słupy wsporne nie są narażone na działanie sił, gdy wrota są zamknięte.

Ciśnienie wrót zamkniętych na ściany śluzy (fig. 9). Nie uwzględnia się wpływu oparcia wrót o próg. Składowe poziomą N i pionową T ciśnienia wyznacza się z równań:

$$T = p l \cos \varphi$$

$$T l \cos \varphi - N l \sin \varphi - \frac{p l^2}{2} = 0, \text{ skąd}$$

$$N = \frac{p l}{\sin \varphi} \left(\cos^2 \varphi - \frac{1}{2} \right).$$

Dla wysokości 1 cm $p = \frac{h}{1000} \text{ kg/cm b}$. Ze względów praktycznych przyjmuje się $\tan \varphi = 0,2-0,4$, średnio 0,33, czyli strzałkę wspierania się wrót

$$f = \left(\frac{1}{5} - \frac{1}{6} \right) w.$$

Siły N i T w skrzydle krzywem wyznacza się tak, jak skrzydła proste, będącego cięciwą skrzydła zakrzywionego.

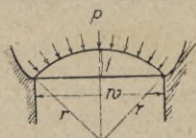


Fig. 189.

Wrota otwarte należy liczyć dla największego ciężaru wrot tj. dla służy bez wody (fig. 190). Ciśnienie pionowe na czop dolny równa się ciężarowi skrzydła. Ciśnienie poziome na ten czop i ciągnięcie w opasce szyjnej,

$$C = \frac{A \cdot a}{h}.$$

Ciągnięcie w ścięgnię i ciśnienie w zastrzale

$$C_s = \frac{A}{2 \cos \alpha}.$$

Zmniejszenie ciśnienia pionowego i poziomego w czopie dolnym i ciągnięcia w opasce zapomocą komór powietrznych, które należy tak umieścić, aby były zawsze pod wodą. Te części skrzydła, których ciężar ma stałe obciążać czopy, należy zbliżyć do słupa obrotowego, dlatego komorę z balastem wodnym umieszcza się przy tym słupie.

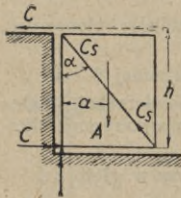


Fig. 190.

Zakotwienie opaski z 2 ramion; jednego w kierunku wrot zamkniętych, drugiego w przybliżeniu w kierunku wrot otwartych; zakotwienie zaopatrzone w urządzenie do regulowania długości ramion.

Kładka służbowa na górnym brzegu wrot.

Czopy: Dolny w dnie służy, a panewka przytwierdzona do słupa. Półkulisty lub walcowy z kulistą kalotą, a 1. na czopie płytka przenosząca ciśnienie panewki lub 2. panewka ma powierzchnię zetknięcia się z czopem kulistą wklęsłą lub 3. wypukłą.

Według Landsberga

ad 1.
$$r = \frac{12,75 P}{k^2}$$

ad 2. gdy czop półkulisty (o powierzchni tarcia = całej półkuli) i $R = r$

$$r \geq 0,691 \sqrt{\frac{P}{k}},$$

gdy czop walcowy z kulistą kalotą

$$r \geq 0,691 \sqrt{\frac{P}{k(1 - \cos^3 \alpha)}}, \quad d = 2r \sin \alpha,$$

ad 3.
$$k^2 = 12,75 P \left(\frac{1}{R} + \frac{1}{r} \right), \quad r = \frac{25,5 P}{k^2}, \quad \text{gdy } R = r,$$

gdzie r = promień kaloty, R = promień powierzchni panewki, d = średnica czopa walcowego, P = wypadkowa ciśnienia pionowego V i parcia poziomego C działających na czop, k = naprężenie dopuszczalne (dla żelaza kutego = 1,5 t , dla stali lanej = 2 t). Promień kaloty powinno się tak dobrać, aby P przecinała kalotę — ile możności w średniej trzeciej części, co ma miejsce, gdy

$$tg \frac{\alpha}{3} \geq \frac{C}{V},$$

gdzie α = kąt, jaki tworzy oś czopa z promieniem kaloty poprowadzonym przez jej krawędź.

Czop górny. Średnica $d = n\sqrt{C \cdot l}$, gdzie C = parcie poziome, l = dł. czopa, n przy pojedynczym utwierdzeniu, dla żelaza lanej = 0,342, dla żelaza kutego = 0,24, dla stali = 0,22, a przy podwójnym utwierdzeniu, dla żelaza kutego = 0,15, dla stali = 0,135.

Łożyska wsporne: Większe wrota mają specjalne łożyska, służące do wspierania skrzydeł wzajemnie i o ścianę niży; umieszczone na słupach obrotowym i wspornym w przedłużeniu rozwór.

W mniejszych wrotach przenoszą ciśnienia listwy drewniane.

Urządzenia do poruszania wrót wspornych: Opór przeciw poruszeniu wrót składa się z oporów tarcia na czopie dolnym i opasce szynnej, oraz z oporów wody.

$$\text{Opór tarcia } Q_1 = \frac{\mu}{4a} (V d_1 + 2 C d_2),$$

gdzie μ oznacza współczynnik tarcia czopów, równy około 0,4, a = odstęp od osi obrotu punktu zaczepienia siły Q w m , V = ciśnienie na czop dolny w kg , d = średnica czopa dolnego w m , C = ciągnienie w opasce w kg , d_2 = średnica czopa opaski szynnej w m .

Opór wody Q_2 składa się z ciśnienia hydraulicznego i hydrostatycznego:

$$Q_2 = \frac{l}{4a} (225 \cdot F v^2 + 2000 F \Delta),$$

gdzie l oznacza długość skrzydła w m , F oznacza powierzchnię zanurzoną skrzydła w m^2 , v oznacza chyżość obrotu skrzydła w odległości $\frac{l}{2}$ od osi obrotu, Δ oznacza różnicę zwierciadła wody z obu stron obracanego skrzydła w m .

Stąd $Q = Q_1 + Q_2 = \frac{1}{4a} [\mu (V d_1 + 2 C d_2) + F l (225 v^2 + 2000 \Delta)]$.

Siła potrzebna do poruszenia skrzydła

$$R = \frac{Q}{\cos \varphi},$$

gdzie φ = kąt zmienny między kierunkiem siły R , a prostopadłą do pow. skrzydła.

Urządzenie do poruszania wrót powinno być takie, aby kąt $\varphi = 0$ przy na pół otwartych wrotach. Najwięcej oporu sprawia ciśnienie hydrauliczne, przeto należy starać się, aby woda między słupem obrotowym a ścianą niży łatwo odpływała; Δ można dopuścić równe 0,02 m .

Podział urządzeń do poruszania wrót wspornych:

1. ręcznie a) dźwignią, b) belką z przeciwwagą, c) winą i dźwignią, drabinką, sztabą zazębioną, łańcuchami.

2. mechanicznie (i zarazem także ręcznie), a) tłocznia hydrauliczną — obecnie nie używane, b) popędem elektrycznym, c) bezpośrednio działaniem ciśnienia wody spadającej w śluzie) urządzenia Hotoppa, Nyholma).

Najodpowiedniejsze: popęd ręczny zapomocą winy i elektryczny.

Wrota wsporne rewersyjne w śluzach kanału żeglugi, łączącego Wenecję z Padem (1916), mają słupy obrotowe i wsporne tak zbudowane, że mogą zmieniać swe funkcje, przez co można wrota otwarte w niżach obrócić około jednego lub drugiego słupa; w każdej głowie są dwa progi skierowane przeciw sobie; śluzy mogą wspierać wodę z obu stron, przy oszczędzeniu budowy dalszych dwóch wrot.

Wrota w kształcie wycinka koła w śluzie na kanale Södertälje (Szwecja 1923): każde skrzydło z 5 kratownic poziomych w kształcie wycinka koła o rozwartości 70° , połączonych na łuku pionowymi słupami z dwuteowników, do których jest przymocowane obicie z blachy 9 mm grubej, a na promieniach kratownicami pionowymi. Wrota te wspierają wodę w obu kierunkach i czynią zbędnymi kanały obiegowe, gdyż woda płynie bądź między skrzydłami, bądź przestrzenią wolną między wrotami a murami i niżami (fig. 191).

Wrota wachlarzowate posiadają skrzydła, złożone z dwóch ścian pod kątem, z sobą się stykających tak, iż przy wrotach zamkniętych jedna ze ścian opiera się o taką ścianę drugiego skrzydła, a druga ściana zamyka niżę, mającą kształt ćwierćkolumny koła, gdy zaś wrota są otwarte, ściana zewnętrzna opiera się o ścianę niży, a ściana wspierająca zamyka niżę.

Ściana zewnętrzna jest dłuższa od ściany wspierającej (stosunek 6 : 5; fig. 192). Przez napełnienie nyz wodą doprowadzoną kanałami obiegowymi z zewnątrz zamyka się wrota i pozostają one zamknięte, chociażby w komorze stan wody był niższy, niż zewnątrz; odwrotnie przez opróżnienie nyz z wody przy

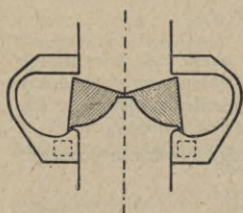


Fig. 191.

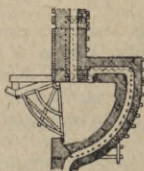


Fig. 192.

pomocy kanałów obiegowych można nawet przy wyższym stanie wody zewnątrz niż wewnątrz komory wcisnąć skrzydła do nyz przez nadwyżkę ciśnienia wody na dłuższą ścianę i otworzyć wrota, a każdej chwili znów zamknąć wpuściwszy wodę do nyz. Drewniane wrota szybko gniją, lepsze żelazne.

2. Wrota klapowe używane są bardzo często w górnych głowach śluz; zyskuje się na długości głowy. Dla lżejszego poruszania się kłapy są często dodane przeciwwaga i komora powietrzna. Komorę powietrzną najlepiej tak osadzić w klapie, aby, gdy kłapa leży na dnie, środek komory znajdował się pod środkiem ciężkości kłapy (wtedy tarcie w łożyskach najmniejsze). Komora powinna być tak wielka, aby kłapa, zanurzona całkiem w wodzie, opadła sama na dno.

Siła Q , potrzebna do podniesienia kłapy, ma wartość największą, gdy kłapa zaczyna się podnosić. Wtedy (fig. 193):

$$Q = \frac{\frac{C_k a}{l} + \frac{3}{4} \cdot 75 P v^2}{\sin \alpha} + \frac{\left(\frac{C_k b}{l} + \frac{1}{4} \cdot 75 P v^2 \right)}{l \sin \alpha \cos \beta} \mu r$$

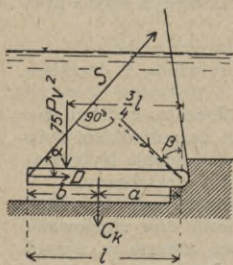


Fig. 193.

gdzie C_k oznacza ciężar kłapy, P powierzchnię kłapy zanurzoną (w tym wypadku zatem całą), v średnią chyżość poruszania się kłapy, μ współczynnik tarcia czołów (żelazo o żelazo w wodzie $\approx 0,3$, a jeżeli ociera cała belka o ścianę nyz, do 0,7); reszta oznaczeń por. rysunek.

Popęd używany ręczny zapomocą windy, elektryczny i przez bezpośrednie działanie wody spadającej w śluzie (urządzenia Hottoppa, Nyholma, Frankego); popęd hydrauliczny mniej używany.

3. Bramy zasuwane. Bramy zasuwane do bocznej komory toczą się na rolkach, umieszczonych stale na dnie komory, albo na szynach, umieszczonych na dnie komory zapomocą rolek, albo wreszcie brama jest zawieszona na rolkach, które toczą się po torze umieszczonym nad bramą. Komora powietrzna, umieszczona możliwie wysoko w kształcie dźwigara skrzynkowego, służy zarazem jako podpora dla tężników pionowych opierzenia. Na obu końcach dźwigara z powietrzem znajdują się przedziały z balastem wodnym. Jeżeli brama wspiera wodę z obu stron, powinna mieć blachę opierającą i drewniane listwy ochronne z obu stron; jeżeli zaś brama wspiera wodę tylko z jednej strony, wystarcza jednostronne opierzenie, choć zwykle jest obustronne. Ściany czołowe z wyjątkiem dźwigara z powietrzem powinny być otwarte, w przeciwnym razie należy umożliwić odpływ wody z komory bocznej pod bramą, lub kanałami obiegowymi. Opierzenie z blachy

falistej, beczkowej itp., z wyjątkiem dźwigara z powietrzem, gdzie należy użyć blachy płaskiej. Zastosowanie tych bram jest wskazane szczególnie w śluzach na terenach kopalnianych.

Bramy suwane a nie toczone po dnie śluzy są używane w dokach. Można ich użyć tam, gdzie woda nie osadza zupełnie piasku.

Siła potrzebna do poruszenia bram zasuwanych musi pokonać:

a) Opór tarcia spowodowanego ciężarem bramy; przy bramie toczonej:

$$S_1 = \frac{C_b}{R} (F + \mu r),$$

gdzie C_b = ciężar bramy zmniejszony o parcie wody, R = promień rolek w mm , F = ramię tarcia rolek (rolki żel. po żelazie 0,48—0,87 mm), r = promień czopów rolek w mm , μ = współczynnik tarcia czopów $\approx 0,28$.

Przy bramie suwanej:

$$S_2 = \mu_1 C_b$$

gdzie μ_1 dla żelaza i kamienia $\approx 0,4$, drzewa i kamienia $\approx 0,6$, żelaza i drzewa $\approx 0,65$.

b) Opór wody

$$S_2 = 75 P v^2 + 1000 P' \Delta$$

gdzie P = powierzchnia w m^2 rzutu pionowego wszystkich części bramy, stawiających opór w wodzie, choćby się kryły z sobą, zaś P' = powierzchnia rzutu pionowego jednej ściany czołowej, v = chyżość poruszania bramy w m/sek , a Δ różnica wysokości zwierciadła wody przed i za bramą ($\approx 0,02 m$).

c) Opór przypadkowy wskutek tarcia bramy o ścianę komory, jeżeli brama posuwając się nieco skreśli. Należy starać się zapobiec temu, a w obliczeniu wielkości siły potrzebnej do poruszenia bramy uwzględnić się ten opór przez pomnożenie oporów pod 1) i 2) przez 1,5 do 2.

Siła potrzebna wynosi zatem: $S = (S_1 + S_2)$ (1,5 do 2).

Aby nie nastąpiło skantowanie bramy podczas ruchu, musi być:

$$Sh < (75 P v^2 + 1000 P' \Delta) h^1 + C_b \frac{l}{2},$$

gdzie h oznacza wysokość punktu zaczepienia siły S nad dnem śluzy, h^1 wysokość wypadkowej oporu wody, równą w przybliżeniu połowie głębokości wody, a l długość bramy.

Do poruszenia bramy służą dwa łańcuchy bez końca, pędzone motorem elektrycznym i połączone z bramą zapomocą belki wyrównującej (balansjera). Nowe śluzy w porcie Wilhelmshaven mają bramy, poruszane ciśnieniem wody spowodowanym różnicą wysokości zwierciadła wody przed i za bramą wywołaną pompami.

4. Bramy podnoszone do góry mogą być zastosowane w śluzach, które wymagają złożenia masztów, a więc w śluzach szybowych (por. str. 670). Mają przeciwwagi. Wysoka obudowa jest powodem większych kosztów.

5. Brama segmentowa w górnej głowie śluzy Gröschel w Wrocławiu z dwoma przeciwwagami po 13 t . Segment składa się z dwóch głównych poprzecznych belek kratowych i żeber pionowych w odstępach 60 cm , pokrytych okładziną blaszaną o grub. 8 mm , zakrzywioną promieniem 6 m . Na jednym końcu urządzenie do poruszania bramy przy pomocy motoru 6 HP.

6. Bramy walcowe w śluzie na rzece Ruhr pod Mülheim o szer. 13 m ; głęb. wody na progach 5 m , spad 6,30 m . Potrzebne rzeszoto podwodne celem łagodzenia prądu wody, wpływającej do komory.

7. Pontony wolno pływające są używane do zamknięcia doków.

Śluzy oszczędnościowe. Jeżeli śluza o spadzie h i powierzchni komory P ma n zbiorników (o n różnych poziomach), każdy o powierzchni m razy wię-

kszej, niż powierzchnia komory, wtedy ilość wody zaoszczędzonej wynosi:

$$\frac{m n}{m(n+1)+1} Ph.$$

Jeżeli $m=1$, tj. zbiorniki mają powierzchnię równą powierzchni komory, wtedy ilość wody zaoszczędzonej wynosi (fig. 194):

$$\frac{n}{n+2} \cdot Ph$$

W praktyce przyjmuje się $m \approx 1$, a n od 1 do 4.

Zbiorniki przylegają do ścian bocznych śluzy i są połączone z komorą kanałami, zamkniętymi zaworami cylindrycznymi z przeciwwagą. Dno zbiornika należy dać pochyłe, a głębokość wody w najpłytszym miejscu o 0,5 do 1,0 m, a w najgłębszym o 1,0—1,5 m większą, niż grubość odnośnej warstwy wody w śluzie. Dno i skarpy zwykle wybetonowane do wysokości 0,3—0,5 m ponad zwierciadło wody. Istnieją śluzy ze zbiornikami, wykonanymi w murach bocznych żelbetowych.

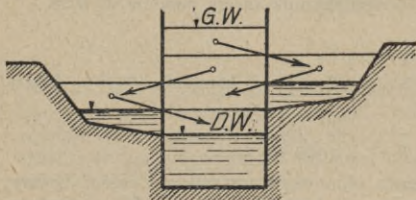


Fig. 194.

Oszczędza się na czasie śluzowania bez znaczniejszej straty wody, jeżeli zamknie się połączenie zbiorników z komorą nieco wcześniej przed wyrównaniem stanów wody.

Na kanale o większym ruchu można zbudować dwie śluzy obok siebie w ten sposób, że komora jednej śluzy jako zbiornik dla drugiej; przy śluzowaniu jednego statku oszczędza się $\frac{1}{3}$ wody, przy podwójnym śluzowaniu $\frac{1}{2}$ wody.

Śluzy na wielkich spadkach. Śluzy o większym spadzie (obecnie dochodzi się 15 m) mają komorę zamkniętą w dolnej głowie ścianą poprzeczną, sięgającą ponad zwierciadło wody górnej, z otworem dla statków zamkniętym bramą podnoszoną do góry lub zasuwaną na bok (śluzы szybowe). Głowa górna jest zamknięta wrotami wspornymi lub klapą. Ścianę poprzeczną należy obliczyć przeciw wysokiemu ciśnieniu wody.

W razie niedostatecznej ilości wody zbiorniki oszczędnowe.

Jeżeli jest do dyspozycji odpowiednia ilość wody, pokonuje się wielkie spadki zapomocą kilku śluz, przedzielonych bardzo krótkimi stanowiskami (200—300 m), czyli schodami ze śluz. Śluzy mają zbiorniki oszczędnościowe.

Pokonanie przez statki i tratwy spadku na przegrodach dolin. Dwa pomysły inżyniera czeskiego Mölzera: a) Zapomocą trzech śluz komorowych, z których pierwsza i druga są umieszczone w zbiorniku, a głowy dolne tych śluz w przegrodzie, śluza zaś trzecia przypiera do głowy dolnej śluzy pierwszej. Jeżeli w zbiorniku zwierciadło wody spadnie nie więcej, niż 10 m, statek przechodzi przez śluzę pierwszą wprost do trzeciej, która napełnia się wodą spuszczoną ze śluzy pierwszej i następnie dostaje się do kanału żeglugi. Gdy zwierciadło wody spadnie poniżej 10 m do 20 m, wchodzi w użycie tylko śluza druga (fig. 195). — b) Zapomocą dwóch śluz umieszczonych poniżej przegrody i małego basenu zwrotnego, w którym zwierciadło wody wznosi się 2,5 m ponad progiem śluzy pierwszej. Statek po przejściu śluzy pierwszej o spadzie max. 10 m wpływa do basenu, gdzie zwraca się w przeciwną stronę, poczem przechodzi przez drugą śluzę, skąd dostaje się tunelem pod basenem zwrotnym do kanału żeglugi. Jeżeli zwierciadło wody górnej spadnie poniżej 10 m, statki płyną przez śluzę drugą (fig. 196).

2. Podnośnie mechaniczne statków.

1. Podnośnie tłokowe. Skoncentrowanie siły wskutek oparcia skrzyni o jeden tłok powoduje bardzo trudne fundowanie, użycie zaś więcej tłoków utrudniałoby doskonały rozdział sił, a temsamem bezwzględnie równoległe prowadzenie tłoków. Rewizja tłoka jest bardzo utrudniona. Wyciągi tłokowe muszą być zawsze podwójne, co jest niewygodne, gdyż w razie przerwy ruchu jednej skrzyni, musi być wstrzymany ruch także drugiej.

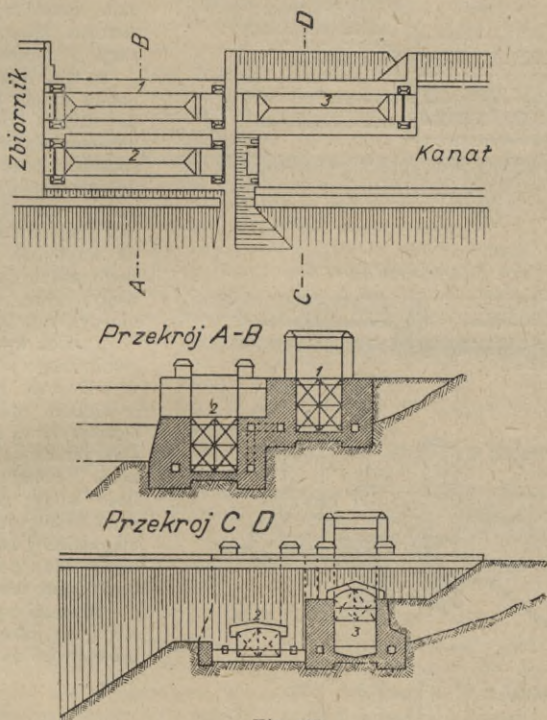


Fig. 195.

2. Podnośnie pływakowe. Mają stały pęd do góry, ciśnienie rozdziela się na kilka podpór, nie jest więc skoncentrowane. Nie ma potrzeby łączenia w jednym urządzeniu dwóch skrzyni. Możliwe w zwykłych warunkach przy spadzie poniżej 20 m. Znaczne koszty urządzenia.

3. Podnośnie wiszące. Skrzynia zawieszona na licznych linach drucianych, przeniesionych na rolkach i mających na drugim końcu obciążenia. Konstrukcja prosta i racjonalna.

4. Podnośnie wahadłowe. Trudne fundowanie, sztuczność konstrukcji, znaczne koszty.

5. Równie pochyłe. Wyrównanie ciężaru zapomocą drugiego wózka, albo przeciwwagi. Statki są transportowane podłużnie, lub poprzecznie. Równie pochyłe mają tę dobrą stronę, że: 1. trudność wykonania, utrzymania i ruchu nie rosną w równej mierze z wzrostem spadu, jak to ma miejsce u wyciągów pionowych, 2. nie pokonuje się całego ciężaru skrzyni, lecz

tylko składową równoległą do równi pochyłej, której możemy dać nachylenie także, aby parcie hamowało odpowiednio.

Dalsze badania wykazały, że

a) wyciągi pionowe należy stosować tylko na stromych stokach, a między różnymi systemami wyciągów pionowych są najodpowiedniejsze wyciągi

z przeciwwagą i równie pochyłe;

b) wyciągi mechaniczne powodują bardzo znaczne koszty amortyzacji i oprocentowania;

c) dla każdego wypadku należy opracować projekty z kosztorysami porównawczymi różnych sposobów pokonania spadku, uwzględniając miejscowe stosunki, zwłaszcza geologiczne, i mając na względzie w pierwszym rzędzie dostarczenie wody, celem zastosowania systemu śluz;

d) obok wyciągu mechanicznego powinno się wybudować na kanale o wielkim ruchu także śluzę szybową lub schody śluz, jeżeli jest do dyspozycji bodaj skromna ilość wody; zakład maszyn obsługujących wyciąg mógłby zarazem być użyty do pompowania brakującej wody.

Stosunki powojenne zdają się jeszcze więcej przemawiać za systemem śluz.

V. Porty rzeczne i kanałowe.

Porty handlowe.

Na rzekach wjazd do portu przy brzegu wklęsłym, skierowany za spadem wody, pod ostrym kątem i ile możliwości w prostej linii; na kanałach

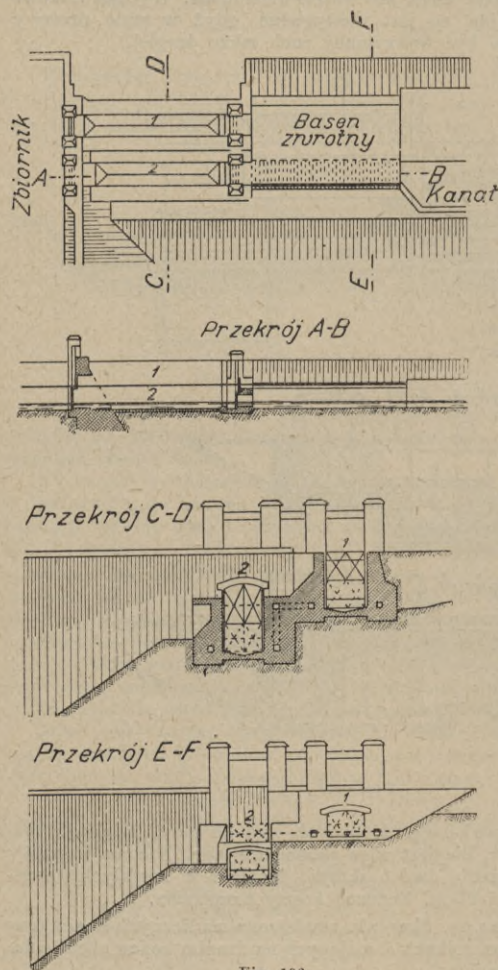


Fig. 196.

kąt, jaki tworzy oś wjazdu z osią kanału, może nie być ostry, a wjazd w ten sposób usytuowany, aby połączenie z kanałem w obu kierunkach miało krzywiznę o promieniu 200 m. Szerokość kanału dojazdowego do portu rzeczno kanałowego powinna być mała, celem zmniejszenia zamulenia; przy małym spadzie wody wystarczy trzykrotna, przy większym spadzie wody czterokrotna szerokość łodzi. Zbyt wydłużone porty miewają dwa wjazdy (na obu

końcach); w porcie rzeczny wjazd górny należy zamknąć służą komorową, celem powstrzymania zamulania. Ustawiczne pogłębianie mechaniczne dojazdu portowego nieuniknione.

Tuż za wjazdem w porcie odpowiednie miejsce do obracania statków.

Zagłębienia (baseny) wodne w kształcie prostokąta o długości nie przenoszącej 2 km i szerokości dla 2 statków ładujących przy obu brzegach i 2 mijających się między tamtymi, zatem równej 6-krotnej szerokości statków (50—60 m dla łodzi o szer. 8—10 m). Dno basenów portów rzecznych tak nisko, aby statki pełno załadowane miały przy najniższym stanie wody w rzece 0,3 do 0,5 m wody pod dnem. Na rzece skanalizowanej baseny tak głębokie, aby przy niespiętrzonym stanie wody (w ziemi) próżne statki miały wystarczającą głębokość, a w części basenów nawet pełne.

Jeżeli teren nie jest wzniesiony dostatecznie wysoko, port winien być ochroniony od powodzi wałami, które należy tak zaprojektować, aby nie zwały przekroju rzeki dla przepływu wielkiej wody więcej, niż jest to dopuszczalne dla danej odcinka rzeki, tudzież, aby wielka woda nie mogła odciąć dostępu do portu od ładu.

Dla odświeżania wody w basenach dobrze jest wpuścić mały ściek wodny w górnym końcu portu lub nieznaczna ilość wody z rzeki.

Ze względu na koszt budowy portu i przeładowań, pobrzeża basenów w portach rzecznych sięgają do wysokości zwykłej wielkiej wody, często do wysokości największej wody żeglownej, a tylko bardzo mała część pobrzeża, przeznaczona dla specjalnych towarów, wznosi się wyjątkowo ponad najwyższy stan wody w rzece. Tory kolejowe leżą nad najwyższym stanem wody, podłoga w składach 1,12 m nad główką szyn; brzegi mogą być zatem zalane około 1 m wysoko, składy węgla 3—3,5 m, rudy metali 4,5 m, jeszcze wyżej kamień budowlany. W portach kanałowych wzniesienie terenu nad stanem spiętrzonej wody w kanale 1 do 1,5 m.

Pobrzeża przeznaczone do ładowania są zeskarpowane i wybrukowane, lub też wykształcone jako bulwar pionowy lub prawie pionowy, lub wreszcie mogą być pionowe do wysokości małej wody, a wyżej zeskarpowane. Przy murach bulwarowych drabinki i schody wgłębione bokiem, oraz odbojnice drewniane.

Pobrzeża pionowe są korzystniejsze dla ładowania, niż zeskarpowane; natomiast skarpy są tańsze.

Wykonanie pobrzeży takie, jak skarp i bulwarów rzecznych.

Szerokość terenu nad brzegiem basenu przeznaczona na składy, drogę i tory kolejowe wynosi 50—60 m, między dwoma basenami 80—90 m.

Brzegi portu nie przeznaczone dla ruchu handlowego są zeskarpowane i ubezpieczone odpowiednio do jakości gruntu i wysokości skarpy.

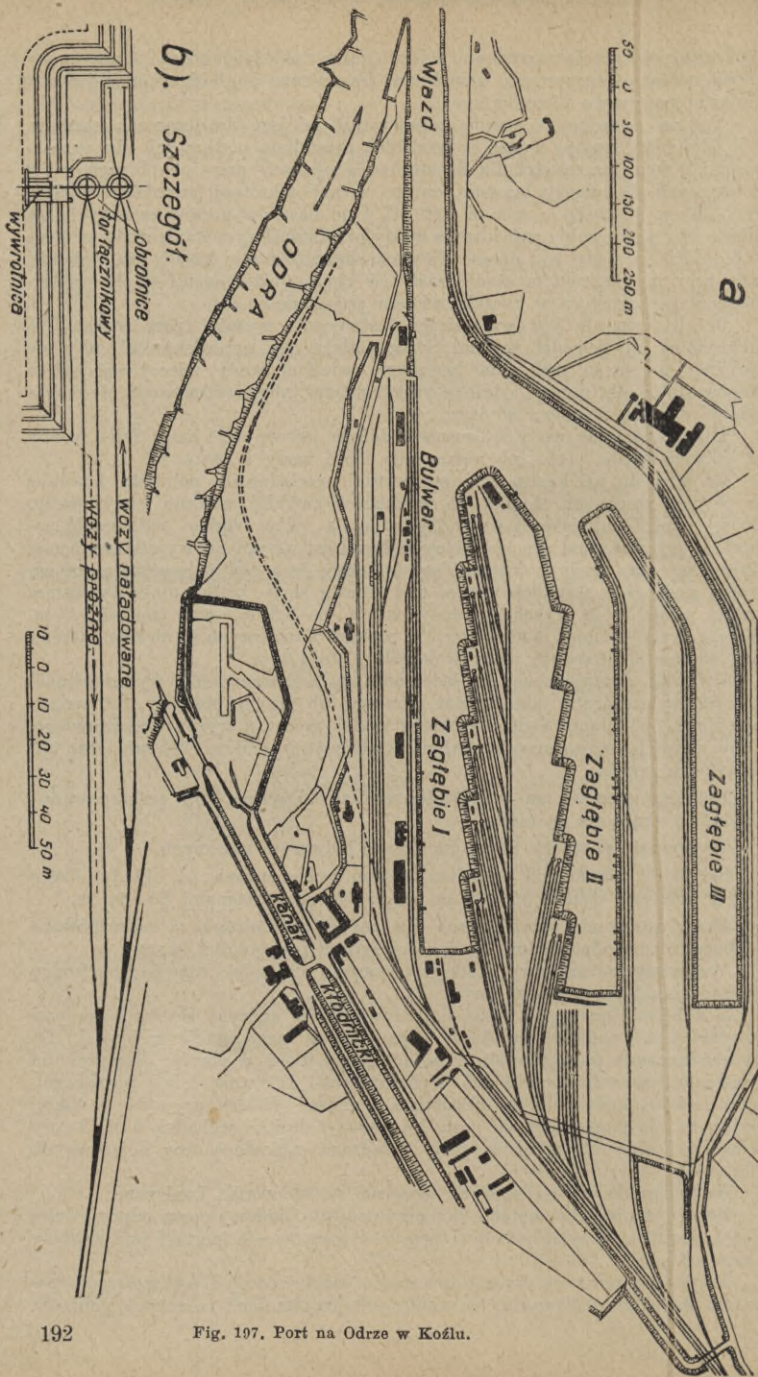
Warsztaty do naprawy statków i stocznie najlepiej urządzić na końcu basenów na brzegu poprzecznym.

Z kolejami łączy port kolej dojazdowa, która zaczyna się dworcem portowym; jest wskazane założenie tego dworca przy stacji kolejowej. Do uporządkowania pociągów służą osobne grupy torów w porcie; do wysyłania wozów celem załadowania lub wyładowania i zbierania ich z poszczególnych miejsc ładowania są urządzić mniejsze dworce grupowe w takiej ilości, na ile grup dzieli się port. Na każde pobrzeże wchodzi 2 do 3 tory. Z siecią dróg publicznych są porty połączone zapomocą dróg dojazdowych (fig. 197).

Zastosowanie jak najlepszych urządzeń do ładowania konieczne.

Bardzo ważne zapewnienie już przy podjęciu budowy portu odpowiedniej ilości gruntów przyległych pod przyszłe rozszerzenie portu i pod zakłady przemysłowe.

Przystanie powstają przez rozszerzenie drogi wodnej i wykształcenie pobrzeża do celów ładowania: w ruchliwych przystaniach rzecznych pobrzeża



b) Szczegóły.

Fig. 197. Port na Odrze w Koźlu.

zeskarpowane są najmniej odpowiednie. Przystanie chętnie używane na kanałach żeglugi, ponieważ nie powodują budowy mostu na drodze holowniczej; często używany kształt wydłużonego trójkąta z miejscem do obracania statków przy boku krótszym.

Dla towarów niemasywnych należy przeznaczyć basen portowy lub najłatwiej przystań, położone blisko miasta. Osobne baseny należy przeznaczyć dla towarów, podlegających opłatom cłowym. Osobne miejsce dla transportu węgla.

Porty drzewne mają brzeg zeskarpowany bardzo łagodnie (1:6 do 1:9) dla spuszczenia drzewa i pokryty w odpowiednich odstępach prostopadłe do linii brzegu szynami, osadzonemi w betonie; u spodu brzeg jest ubezpieczony kamieniem łamanym. Wielkość basenu oblicza się na największą ilość tratw z dodaniem 25% powierzchni. Dla przywiązania tratw służy szereg pali zabitych w wodzie, tudzież pacholki i pierścienie na brzegu.

Na brzegu dostatek miejsce na składy drzewa, a obok portu tereny dla tartaków, stolarni, zakładów impregnujących itp., połączonych torami kolejowymi z portem.

Np. port drzewny nad Wisłą w Toruniu ma basen o powierzchni 45 ha dla 150 tratw po 3000 m², a wraz ze starem ramieniem Wisły ma port 70 ha wody i może pomieścić 225 tratw; jest połączony z rzeką kanałem dojazdowym o dł. 1,5 km i o szer. 40 m; wzdłuż południowego brzegu jest basen na szerokość 40 m głębszy o 50 cm dla ruchu holowniczków. Skarpa brzegów północnych i wschodnich ma nachylenie 1:10 (fig. 198).

Porty przemysłowe, budowane przez gminy lub firmy prywatne (dla swego użytku). Zapotrzebowanie gruntów pod zakłady bardzo znaczne; głębokość parcel najlepiej różna, największa 350—200 m, średnia 140 m, najmniejsza 70—50 m, szerokość dowolna. Powierzchnia basenów może

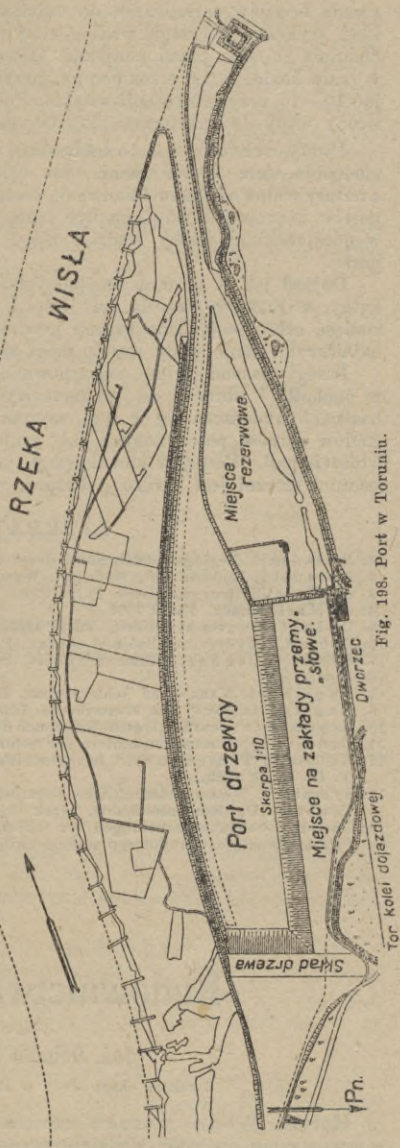


Fig. 198. Port w Toruniu.

być mniejsza, niż w portach handlowych, szerokość wystarczy równa 5 szerokościom statków przy średniej wodzie. Obrotnice nie są konieczne. Ubezpieczenia brzegów ograniczone do najniezbędniejszej potrzeby, gdyż każdy zakład wyksztalił brzegi według swej potrzeby. To samo co do dźwięgów. Ochrona zupełna przed powodzią. Odwodnienie gruntów fabrycznych, nawet w razie konieczności przez pompy, przyczem ilość wody brudnej należy przyjąć 10—15 razy więcej, niż zwykle. Połączenie kolejowe najwygodniejsze od strony wody dwoma torami. Reszta urządzeń — jak w portach handlowych.

Porty ochronne. Jako takie służą w pierwszym rzędzie porty handlowe, następnie stare koryta rzeki, oraz ujścia dopływów i kanałów, o ile są z natury wolne od lodów i dadzą się dostosować niewielkim kosztem. Odległość portów ochronnych powinna być taka, aby w krótkim dniu statek, płynący w górę rzeki na małej wodzie, mógł się dostać za dnia do najbliższego portu.

Dojazd jak w portach handlowych. Kształt basenu mniejwięcej prostokątny, a rozmiary zależą od ilości i wielkości statków, jakie mają tam znaleźć schronienie. Dno basenu powinno leżeć poniżej dna rzeki, aby przy najniższym stanie wody statek mógł się schronić bez wyrzucenia ładunku.

Brzegi basenu tylko zeskarpowane i wybrukowane, oraz zaopatrzone w pachółki i obręcze do przymocowywania statków linami. W szerszych basenach umieszcza się w tym samym celu na wzdłuż jeden lub więcej rzędów słupów pojedynczych lub grup złożonych z 3 lub więcej pochyło wbitych pali. Port jest obwałowany, jak porty handlowe. Urządzenia warsztatu i stoczni jest bardzo wskazane.

LITERATURA.

1. Rożański: Żegluga śródlądowa i drogi wodne. Lwów 1920.
2. Rożański: Budowa dróg wodnych. Warszawa 1925.
3. de Mas: Rivières canalisées. Paryż 1903.
4. de Mas: Canaux. Paryż 1904.
5. Cuènot: Fleuves et rivières. Paryż 1921.
6. Cuènot: Rivières canalisées et canaux. Paryż 1913.
7. Sonne i Becker: Binnenschiffahrt, Schiffahrtskanäle, Flußkanalisierung. Lipsk 1906.
8. Engelhart: Kanal- und Schleusenbau. Berlin 1921.
9. Engels: Handbuch des Wasserbaues. Lipsk i Berlin 1921.
10. Brennecke: Schiffschleusen. Handbuch d. Ing.-Wiss. Cz. III. T. 8. Lipsk i Berlin 1914.
11. Landsberg: Eiserne Stemmtore der Schiffschleusen. Lipsk 1894.
12. Rudloff i Thalenhorst: Binnenschiffhäfen. Handbuch d. Ing.-Wiss. Cz. III. T. II. Lipsk 1922.
13. Sympher: Wasserwirtschaftliche Vorarbeiten. Lipsk 1901.
14. Teubert: Die Binnenschiffahrt. Lipsk 1914 i 1918.
15. Caner: Eisenbahnansrüstungen der Häfen. Berlin 1921.
16. Publikacje międzynarodowego stałego związku kongresów żeglugi.

Budownictwo morskie.

Napisał

inż. Bohdan Nagórski,

dyrektor eksploatacji w Radzie Portu, Gdańsk.

Morze. Woda morska zawiera większą ilość rozpuszczonych soli w porównaniu do wody słodkiej-rzecznej. W oceanach procent rozpuszczonych soli wynosi od 3,48 do 3,54% według wagi, tj. 34,8 wzgl. 35,4 g soli na 1 kg wody, c. g. wynosi wtedy 1,03. W morzach wewnętrznych procent ten zależy od dopływu wody rzecznej i od szybkości parowania. W morzu

Śródziemnym 34,9‰, w morzu Bałtyckim przeciętnie 7,8‰. W zatoce gdańskiej 7,2‰.

Poziom wody morskiej jest wszędzie zmienny, czy to wskutek fali i wiatru, czy wskutek przyptywu i odpływu. Jako średni poziom wody przyjmuje się na morzach bez przyptywu średnią arytmetyczną z wszystkich obserwowanych przez dłuższy okres czasu poziomów. Na morzach z przyptywem i odpływem oznacza się w podobny sposób średnią wodę wysoką i średnią wodę niską. Średnie poziomy wody są na różnych morzach niezupełnie jednakowe, np. na Morzu Bałtyckim w Gdańsku + 0,031 m nad normalnym zerem niemieckiej niwelacji państwa, a na Morzu Śródziemnym w Marsylii — 0,717 m pod tym samym zerem.

Wiatry. Znajomość wiatrów najczęściej panujących w danej miejscowości jest dla wszelkiego rodzaju budownictwa morskiego rzeczą bardzo ważną. Wiatry oznacza się według kierunku, z którego wieją i według siły lub szybkości w metrach na sek. Dla każdej miejscowości przez codzienne obserwacje wiatru określa się częstotliwość wiatrów danego kierunku i danej siły, co graficznie przedstawia się w formie gwiazdy panujących wiatrów, wnosząc od jednego punktu na promieniu odpowiadającym danemu kierunkowi ilość dni w roku n , w których wiatr ten panował lub też przeciętną szybkość wiatru danego kierunku (fig. 199).

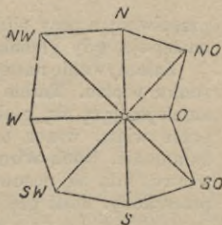


Fig. 199.

Według Beauforta siłę wiatru oznacza się stopniami, podanymi w dziale „Meteorologja”.

Fale. Fale powstają wskutek działania na powierzchnię wody innych sił poza siłą ciężenia ziemskiego, a więc wskutek działania wiatru, lub też wskutek przyciągania słońca i księżyca przy przyptywach i odpływach, lub wreszcie wskutek działania jakichkolwiek sił przypadkowych, np. ruch statków, trzęsienie ziemi itp.

Przy falowaniu poszczególne cząsteczki wody poruszają się po zamkniętych drogach w formie w przybliżeniu kołistej, jeśli woda jest głęboka, a elipsoidalnej, jeśli woda jest płytka.

Przekrój powierzchni wody prostopadły do fali lub linia fali przybiera teoretycznie formę cykloidy kołistej lub cykloidy wydłużonej, tj. trochoidy (grzbiet stromy); w rzeczywistości linia ta wydaje się

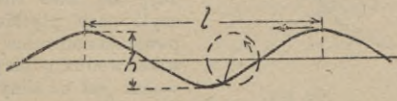


Fig. 200.

być bardziej zbliżona do prostej sinusoidy. Normalnie cząsteczki wody nie posuwają się w kierunku, w którym idzie fala, lecz wykonywują tylko kołiste ruchy wahadłowe, posuwa się zaś jedynie fala ruchu, a więc np. miejsce, które tworzy grzbiet fali (fig. 200).

Wysokość i długość fali zwykłej, tj. wywołanej przez wiatr, zależy od siły wiatru i od przestrzeni, na jakiej wiatr ten działa na otwartą powierzchnię morza. Dla silnych wiatrów według Th. Stevensona wysokość fali $h = 0,45 \sqrt{f}$, gdzie f oznacza w milach morskich odległość, na jakiej wiatr działa na powierzchnię morza. Jeśli f jest krótkie, to

$$h = 0,45 \sqrt{f} + 0,75 - 0,3 \sqrt[4]{f}.$$

Największe fale podczas nawałnic osiągają 10, a nawet 15 m wysokości na oceanie, na morzu Bałtyckim 4 m. Długości fali na oceanie do 500 m i wyżej; na morzu Bałtyckim rzadko przekraczają 25 m. Na otwartym morzu lub oceanie fale są dłuższe przy tej samej wysokości, na morzach zamkniętych lub zatokach krótsze i bardziej strome. Stosunek $h:l$ na morzu Bałtyckim przeciętnie waha się około 1:25, lecz może być bardzo rozmaity.

Jeśli T oznacza perjod fali lub czas w sekundach przesunięcia się fali o jedną długość, V = szybkość posuwania się fali w m/sec . v = szybkość ruchu wirującego poszczególnej cząsteczki, g = przyspieszenie ziemskie, to stosunek tych wielkości do długości i wysokości fali wyraża się następująco:

$$l = g \frac{T^2}{2\pi}; \quad V = \frac{l}{T}; \quad \frac{v}{V} = \frac{\pi h}{l}.$$

W miarę wznoszenia głębokości wody H ruch wirujący cząsteczek wodnych szybko traci na intensywności i promień dróg kolistych szybko się zmniejsza.

Na płytkiej wodzie ruch cząsteczek głębiej położonych hamowany jest przez tarcie o pobliskie dno, podczas gdy szczyt fali poruszany jest przez wiatr; fale robią się płaskie od strony wiatru i strome ze strony



Fig. 201.

przeciwnej, a przy silnym wietrze się załamują (fig. 201). Zwykle załamanie następuje, gdy głębokość wody równa się wysokości fali $H = h$.

Załamywanie następuje zwłaszcza, jeśli głębokość wody zmniejsza się w kierunku wiatru. Tarcie dolnych cząstek o dno w tym wypadku wzrasta ze zmniejszającą się głębokością, a prócz tego woda pchana na powierzchni przez wiatr, wraca od brzegu wzdłuż dna, podcina fale i przyspiesza jej załamanie. Ruch wirujący cząstek wodnych przechodzi w ruch w kierunku wiatru, fala się posuwa naprzód i uderza silnie w brzeg lub inne napotkane przeszkody. Jeśli głębokość przy brzegu wzrasta równomiernie, to fale skierowane są prawie prostopadle do brzegu, nawet przy ukośnym kierunku wiatru lub przy krzywej linii brzegu,

a to wskutek odchylenia kierunku fali przez tarcie o dno (fig. 202). Jeśli fale napotykają

na morzu miejsca płytkie i załamują się o nie, to za temi miejscami fala jest znacznie słabsza. O ile więc na pewnej odległości przed brzegiem znajdują się dwa lub trzy progi czyli pasy płytkiej wody, to powstaje naturalna otwarta przestrzeń wodna, gdzie powierzchnia wolna jest od silnych fal nawet w czasie silnego wiatru, czyli

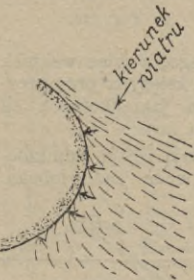


Fig. 202.

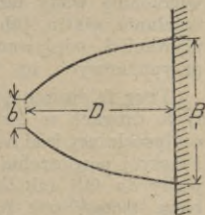


Fig. 203.

t. zw. otwarta reda (np. Dunkierka, Ostenda). — Jeśli fala wchodzi przez wąski otwór do szerszej zatoki, to wysokość jej gwałtownie się zmniejsza, co ma miejsce w sztucznych awantportach (fig. 203). Według Stevensona zmniejszenie wysokości czyli osłabienie fali wyraża się następującą formułą empiryczną

$$\frac{h}{h_1} = \sqrt{\frac{b}{B}} - 0,027 \sqrt{D} \left(1 + \sqrt{\frac{b}{B}}\right)$$

wszystkie wielkości w metrach.

Siła żywa fali jest najsilniejsza na wysokości normalnej powierzchni wody i bardzo szybko zmniejsza się wraz z wrastającą głębokością. Na powierzchni największa siła fali oceniana jest na brzegach oceanu wyjątkowo na 30—35 t na m^2 , normalnie wynosić może do 6 t na m^2 . Ciśnienie na poziome wystające części budowli nadbrzeżnych może być jeszcze większe. Siłę uderzenia fali mierzy się zapomocą dynamometrów sprężynowych lub membranowych, gdzie ciśnienie fali zapomocą membrany i naczynia napelnionego płynem mierzone jest manometrze. Pomiar te są mało dokładne.

Fale uspakajac można częściowo przez rozlewianie na powierzchnię wody tłuszców, np. nafty lub tłuszców rybnych.

Przyptyw i odpływ. Objawy przyptywu i odpływu spowodowane są deformowaniem normalnej geoidalnej powierzchni oceanu przez siły wynikłe z przyciągania księżycy, słońca i siły odśrodkowej od krążenia ziemi. Siły te dają największe wypadkowe na linii łączącej środek ziemi ze środkiem księżycy względnie słońca, zaś wypadkowe równe zeru na prostopadłej do tego kierunku płaszczyźnie. Siły te podnoszą powierzchnię kuli ziemskiej tam, gdzie ona utworzona jest przez element płynny, tj. na oceanach. Przy krążeniu ziemi naokoło osi każdy punkt powierzchni przechodzi dwa razy na dobę przez linię najwyższego napięcia siły wypadkowej, tj. wysoką wodę lub przyptyw i dwa razy przez linię napięcia równego zeru, tj. niską wodę lub odpływ (fig. 204). Amplituda odpływu i przyptywu jest największa, kiedy działania słońca i księżycy się zbiegają, tj. gdy księżyc znajduje się na kierunku słońce-ziemia, a więc podczas pełni i nowiu, najmniejsza zaś podczas pierwszej i ostatniej kwadry (fig. 205). (Teorje Newtona i Laplace'a).

Przyptyw i odpływ jest ruchem falowych o dużej długości fali i małej wysokości. Szybkość posuwania się fali wynosi około 26 m/sek. Wysokość fali przyptywowej jest w pobliżu brzegów zależna w dużym stopniu od lokalnych warunków, pochyłości dna, kształtu wybrzeża, od wiatrów itd. Przy dnie stopniowo podnoszącym się ku brzegowi fala przyptywowa, jak zwykle fale, robi się krótsza i znacznie straszniejsza. W zatokach zwążających się fala staje się bardzo wysoka.

Na otwartym oceanie wysokość fali przyptywowej wynosi do 1 m, na brzegach Francji w Brest 6,2 m, w Dunkierce 5,2 m, w Hamburgu 2 m. W morzach wewnętrznych zjawisko przyptywu nie daje się prawie zauważyć, gdyż wynosi np. na Bałtyku zaledwie kilka centymetrów, znika więc zupełnie wobec fal wywołanych przez wiatr. Wysokość wody podczas przyptywu i odpływu oraz dokładny czas przejścia fal podany jest dla poszczególnych miejscowości w specjalnych tabelach. Do wielu portów większe statki wchodzić mogą tylko podczas przyptywu.

Materiały budowlane, używane w budownictwie morskim. Woda morska i fale atakują niektóre materiały budowlane silniej niż na to miejsce w warunkach normalnych, dlatego materiały te muszą być dobrane specjalnie troskliwie. Działanie wody morskiej jest mechaniczne (fale i prądy), chemiczne (rdza, związki chemiczne z betonem) lub biologiczne (organizmy morskie). Drzewo trzyma się w wodzie morskiej czas nieograniczony, jeśli jest stale pod wodą lub co najmniej stale mokre (na morzu Bałtyckim 10–20 cm nad poziomem średniej wody) i o ile w danej miejscowości woda nie zawiera organizmów, które drzewo w wodzie szybko niszczy (teredo navalis, nacerdes melanura itp.). Nad polskim brzegiem Bałtyku i w Gdańsku organizmów tych niema wcale, natomiast np. na wschodnich wybrzeżach Danii organizmy te rujną w kilku latach wszelkie budowle z drzewa.



Fig. 204.

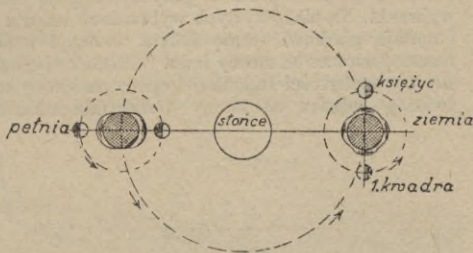


Fig. 205.

Beton trzyma się w morzu naogół dobrze, musi jednak być dość tłusty (mieszanka 1:2:4), przy użyciu pierwszorzędnego cementu portlandzkiego, ostroziarnistego czystego piasku i twardego żwiru, i bez próżni. Zwłaszcza powierzchnie budowli morskich muszą być w pobliżu poziomu wody wykonane bardzo troskliwie z tłustego betonu lub też pokryte płytami z twardego kamienia naturalnego (granit, gnejs, porfir itp.). Jeśli cement zawiera wolny wapien, lub zbyt dużo magnezyj, to następują reakcje chemiczne, które beton zupełnie niszczą. Przy żelazobetonie wkładki żelazne nie za blisko powierzchni (3—3,5 m), wykonanie bardzo troskliwie, beton dostatecznie plastyczny.

Żelazo pod wpływem wody morskiej rdzewieje, zwłaszcza tam, gdzie ma dostęp woda i powietrze. Miękką stal i żelazo kute są bardziej odporne. Ochrona przez malowanie, cynkowanie lub pokrycie betonem.

Kamienie naturalne muszą być twarde, ciężkie i odporne na działanie wiatru i zmiany temperatury (bez szczelin).

Ochrona brzegów morskich.

Fale i prądy morskie, a nieraz i wiary wywierają niszczący wpływ



Fig. 206.

na brzegi morskie, które w wielu wypadkach należy przeciw ich działaniu zabezpieczać. Wysokie brzegi są przez wodę podmywane, zwłaszcza, o ile są gliniaste, a materiały z podmytego brzegu poruszane tam i z powrotem przez fale tworzą z czasem płaski pas brzegu czyli plażę piaszczystą (spadek normalny 1:20—1:50) lub kamienistą (1:5—1:10). Fale nioszą nieraz piasek z morza i przez to przyczyniają się jeszcze do łagodzenia pochyłości wybrzeża. Na piaszczystych wybrzeżach wiatr z morza unosi cząsteczki piasku i nadaje piaskowi formę falistą, tworząc z piasku fale płaskie od strony morza i strome od strony lądu. Wskutek ciągłego ruchu piasku, który wznosi się po pochyłości łagodnej i opada ze strony stromej, oraz wskutek dopływu świeżego piasku od strony morza fala taka, czyli t. zw. wydma, zwiększa

się i zaczyna poruszać się stopniowo w stronę lądu (wydmy wędrujące). Na samym brzegu tworzy się natomiast nowy mniejszy wał piaskowy (fig. 206).

Wydmy wędrujące zanoszą nieraz piaskiem pola, lasy i całe miejscowości.

Dla ochrony brzegów od podmycia buduje się tamy pop-

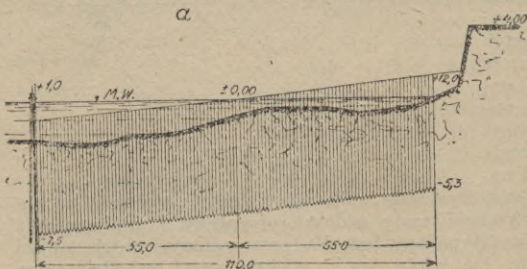


Fig. 207.

przeczne czyli ostrogi wzmacniające plażę, lub też tamy podłużne lub opaski równoległe do linii brzegu, które chronią sam brzeg na całej długości. Nieraz oba rodzaje wzmocnień budować należy jednocześnie, bo inaczej budowle równoległe byłyby podmyte i usunięte przez wodę. Poprzeczki buduje się zwykle prostopadle do brzegu, dość długie, pochylone w stronę morza i niewiele wzniesione nad poziom dna. Na brzeg muszą być wyprowadzone dość daleko, aby woda ich osady nie okrążała. Zwykle buduje się je jako rząd lub dwa rzędy palików drewnianych, nieraz osypanych z boków kamieniami. Silniejsze poprzeczki z kamieni lub faszyny.

Opaski równoległe wykonywa się z płotków faszynowych, materacy faszynowych, skarp brukowanych lub betonowanych, opartych na ściance

szpuntpalowej lub wreszcie za pomocą bardziej drogiej i skomplikowanych murów nadbrzeżnych. Przykład wzmocnienia brzegów Westerplatte w Gdańsku (fig. 207 i 208)).

Tworzenie się i ruch wydmy opanowującej się zw. przez umocowania piasku zapomocą roślinności. Najlepiej nadaje się do tego trawa *Amnophila arenaria*, którą sadić należy w rzędach lub w kwadraty na miejscach zagrożonych. Można też robić płotki z chrustu, które zatrzymują piasek i podnoszą jego poziom. Wydmy należy regulować za pomocą sadzonek, tak, aby tworzyły regularny nieprzerwany i nieruchomy wał, chroniący dalsze części brzegu zarówno od fali jak i od zapiaszczenia. Daje się to osiągnąć przez wzmocnianie i podnoszenie dzięki płotkom części niskich, a niwelowanie przez wiatr części wyższych niezabezpieczonych. Po uregulowaniu wydmy położonych nieco dalej od brzegu należy utrwalić je ostatecznie przez zalesienie zapomocą sadzonek sosnowych.

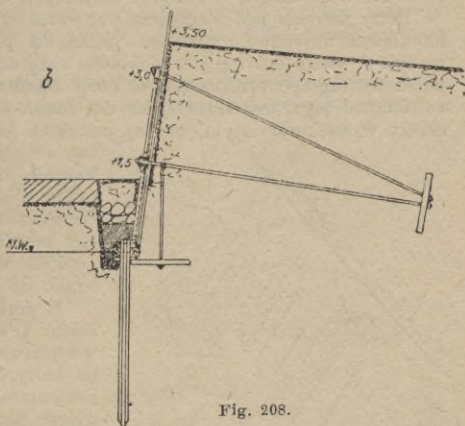


Fig. 208.

Budowa portów. Port morski jest to przestrzeń wodna, ochroniona od fal, wiatrów i prądów, gdzie statki mogą znaleźć bezpieczne miejsce postoju czy to podczas burzy, czy też po skończonej podróży morskiej celem wyładunku lub załadunku towarów. Port posiadać musi odpowiedni terena lądowe dla skła-



Fig. 209. Port w Marsylii.

dowania towarów oraz urządzenia dla szybkiego, taniego i wygodnego przeładunku towarów i osób z wagonów lub statków rzecznych na statki morskie lub naodwrot; wreszcie urządzenia do naprawy statków.

Stosownie do powyższego przeznaczenia duża ilość portów składa się z dwu części: redy lub avantportu, tj. osłoniętej przestrzeni wodnej bezpośrednio przy wejściu do portu jako miejsce postoju dla statków, które niezajęte są ładowaniem, i właściwego portu przeładunkowego, złożonego z basenów, doków i wybrzeży o stromych brzegach, do których statki przybijać mogą bezpośrednio, dla załadunku lub wyładunku towarów.

Początkowo porty powstawały prawie wyłącznie w miejscowościach, gdzie z natury samej istniały dogodny warunki dla zawijania statków podczas każdej pogody, a więc w spokojnych dobrze osłoniętych zatokach, ujściach rzek itp. Są to t. zw. porty naturalne. Z rozwojem jednak życia gospodarczego dogodne warunki naturalne nieraz mniej brane być mogły pod uwagę, niż względy komunikacyjne i gospodarcze, dogodne położenie w stosunku do centrów produkcji towarów i do dużych dróg handlowych.

Porty morskie pod względem przeznaczenia dzielić można na porty handlowe, wojenne i rybackie. Nieraz też porty służą celom tym równocześnie i wtedy celowe jest dokładne rozgraniczenie poszczególnych części portu według ich przeznaczenia. Porty handlowe przedstawiają dużo odmian zależnie od tego, czy służą tylko dla ruchu towarowego, czy też i pasażerskiego w większym stylu, czy są punktami końcowymi dla linii okrętowych czy też tylko jakby przystankami, do których okręty po drodze zajeżdżają (point d'escale, Anlaufhafen), czy służą dla towarów masowych, jak ruda, węgiel czy też dla towarów różnorodnych itd.

Pod względem położenia w stosunku do morza odróżnić można:

1. porty położone na wybrzeżu morskim i wbudowane prawie całkowicie w morze zapomocą sztucznych budowli, na których umieszczone są urządzenia przeładunkowe (np. Marsylja, Genua, Triest; fig. 209);

2. porty położone na wybrzeżu morskim i częściowo wbudowane w morze (avantport) a częściowo złożone ze sztucznych basenów wykopanych w lądzie (Gdynia, Hawr, Dunkierka, Zeebrugge; fig. 210);

3. porty położone w całości w lądzie przy ujściu większej rzeki (Gdańsk, Emden, Cuxhaven, Liverpool; fig. 211) lub też na rzece nieco powyżej jej właściwego ujścia, (Antwerpja, Rouen, Londyn, Manchester, Hamburg; fig. 212).

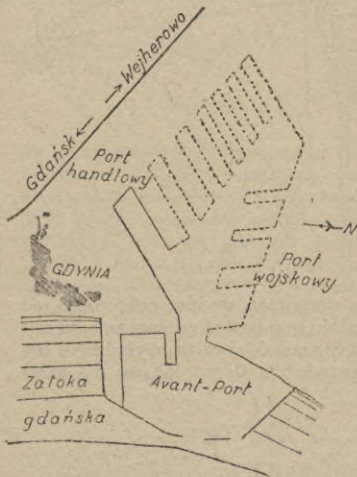


Fig. 210. Port w Gdyni.

Pod względem budowy odróżnić można *a*) porty otwarte, bezpośrednio połączone z morzem i posiadające zmienny poziom wody, zawsze taki sam, jak i morze, i *b*) porty zamknięte, komunikujące się z morzem zapomocą śluz i posiadające stały niezmienny poziom wody, niezależnie od wahań tego poziomu na morzu. Typ ostatni niezbędny tam, gdzie wahania poziomu wody wskutek przyływu i odpływu są bardzo duże (Liverpool, Londyn, Hawr, Dunkierka, częściowo Antwerpja). Porty otwarte buduje się na wszystkich morzach wewnętrznych (Gdańsk, Szczecin, Kopenhaga, Marsylja, Triest), oraz tam, gdzie przyływ i odpływ nie przybierają zbyt wielkich rozmiarów (Hamburg, Brema, New-York). Dla żeglugi porty otwarte są daleko dogodniejsze.

Reda lub avantport. Reda musi być osłonięta od wiatrów i fal, a przynajmniej od najczęściej panujących i od najsilniejszych wiatrów. Niektóre redy naturalne są osłonięte ze wszystkich prawie stron (Brest, Queenstown), inne tylko częściowo (zatoka gdańska osłonięta przez półwysep Hel), wreszcie istnieją redy na pozór zupełnie otwarte, chronione jednak bardzo dobrze od fal przez progi podwodne lub bary (Ostenda, Dunkierka). Jeśli redy naturalnej niema, to stworzyć trzeba nieraz sztuczną przez oddzielenie części powierzchni morza, przez budowę moli, tj. tam połączonych

z brzegiem, i łamaczy fal, tj. tam podłużnych położonych w całości na morzu (Cherbourg, Kingstown, Libawa). W portach położonych przy ujściach rzek zwykle rzeka sama służy dostatecznie jako reda, o ile jest szeroka i nie posiada zbyt silnego prądu (Hamburg, Antwerpja, Liverpool, Londyn).

Reda posiadać musi dostateczną głębokość, aby statki nawet poruszane przez fale nie dotykały dna, jednak nie może być tak głęboka, aby utrudnione było zarzucanie kotwicy (13—25 m). Dno musi być odpowiednie do umocowywania statków na kotwicy (glinka, twardy szlam lub piasek gliniasty i zbity).

Avantportem nazywa się zwykle mniejszą przestrzeń wodną o podobnem przeznaczeniu co i reda, lecz zupełnie osloniętą i położoną przed samem



Fig. 211.

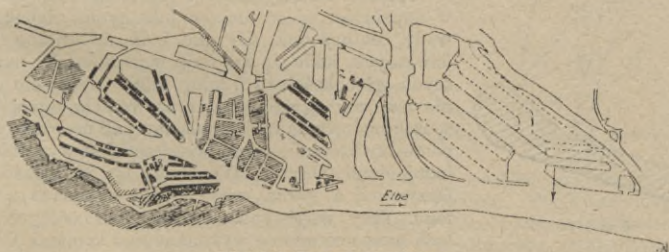


Fig. 212. Port w Hamburgu.

wejściem do basenów portowych. W avantporcie statki zatrzymują się przed prześluzowaniem lub ostatecznem ustawieniem przy nadbrzeżu przeładunkowem.

Wejście do portu. Wejście do portu chronione jest zwykle przez mola lub łamacze fal, zarówno od fal jak od prądów i od zapiaszczenia. Wejście utworzone zwykle przez wolną przestrzeń pomiędzy dwoma molami, lub też molem i brzegiem, musi być tak zbudowane, aby możliwie przy każdej pogodzie pozwalało na bezpieczny wjazd do portu. Musi ono być wysunięte jaknajdalej w kierunku morza, aby statki, które wskutek wiatru lub fałszywego manewru nie trafiły do wejścia, nie osiadły odrazu na mieliźnie przy brzegu, lecz mogły zawrócić i próbować raz jeszcze wjechać do portu. Kierunek wejścia powinien możliwie zbiegać się z kierunkiem najsilniejszych wiatrów i fal, aby statki, które wtedy wjeżdżają, nie były uderzane przez fale z boku. Jeśli avantport jest mały i niepożądane jest, aby fala zbyt wchodziła do niego, to można kierunek wjazdu nachylić do kierunku najsilniejszych wiatrów, lecz nie więcej niż 70° . Wtedy dobrze jest molo położone od strony wiatru nieco przedłużyć, aby wjazd lepiej

osłonić (fig. 213). Z kierunku najczęstszych wiatrów powinien kierunek wjazdu tworzyć conajmniej kąt 65° , jeśli port przeznaczony jest także dla statków żaglowych, które wtedy mogą wygodnie wjeżdżać do portu.

Szerokość wejścia do portu zależy od jego kierunku. Musi ona być możliwie mała, jeśli kierunek wjazdu zbiega się z kierunkiem najsilniejszych fali, gdyż inaczej fala dostawała by się zbyt do wnętrza portu. Wejście może i musi być natomiast szersze, jeśli te dwa kierunki tworzą pewien kąt. W każdym razie szerokość musi być dostateczna, by największe statki, jakie przychodzą do portu, mogły swobodnie i bezpiecznie wjeżdżać i mijać się przy wjeździe. Szerokość wjazdu wynosi zwykle od 60 do 200 m. Molo przy samym wjeździe powinno mieć możliwie stromy profil pozbawiony ostrych kątów, oraz być nieco odchylone w stronę morza, aby fale zzewnątrz nie odbijały się w kierunku wjazdu (fig. 214). Bezpośrednio za wejściem do portu odległość pomiędzy molami powinna się możliwie zwiększać, aby siła fali zmniejszała się wskutek szerszego profilu wody.

W żadnym wypadku wjazd do portu nie może zewężać się w kierunku portu, bo wtedy fale osiągałyby niebezpieczną wysokość wewnątrz portu. Forma i kierunek moli muszą być również tak wybrane, aby możliwie chronić wjazd do portu od nadbrzeżnych prądów i od zapiaszczania. Głębokość przy wjeździe musi być większa o 1,5 – 2 m od normalnej głębokości w porcie ze względu na ruch statku poruszanego falami.

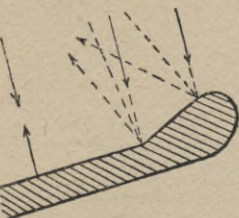


Fig. 214.

Sposób budowy moli i łamaczy fal zależy w zupełności od warunków lokalnych, głębokości wody, natury dna, siły fali i od materiałów budowlanych, jakie się znajdują w pobliżu. Na mniejszych głębokościach i tam, gdzie uderzenie fali nie jest zbyt gwałtowne, rozpowszechnionym jest sposób budowania moli z systemu pali drewnianych, pomiędzy którymi wolna przestrzeń jest wypełniona kamieniami (Gdynia, Windawa; fig. 215), rzadziej faszynami, a górna część nieraz wykonana z betonu. Przy większych głębokościach i silnych falach mole przeważnie wykonane są z kamieni (Cherbourg), betonu (nieraz w workach), (Sunderland), z bloków betonowych (Dover) lub skrzyń betonowych zatapianych przez obciążenie (Bruges). Mola mogą mieć ściany strome prawie prostopadłe, co zaleca się przy średnich głębokościach i twardym dnie, lub ściany pochyle, które stosować można przy każdym gruncie i każdej głębokości. Dla oszczędności materiałów budowlanych często dolną część mola buduje się o ścianach pochylonych, np. z sypanych kamieni lub bloków, a górną o ścianach stromych z betonu lub regularnych bloków.

Baseny portowe. W basenach portowych muszą być zrealizowane wszystkie warunki pozwalające statkom morskim bezpiecznie, wygodnie, szybko i tanio przeładowywać towary z brzegu albo też na statki rzeczne. Forma ich zależy w zupełności od warunków lokalnych. W portach leżących na rzekach nieraz wyzyskuje się przedewszystkiem naturalną linię brzegu po odpowiednim wzmocnieniu brzegu i pogłębieniu (Gdańsk, Antwerpja, Rouen). Zwykle jest to niedostateczne i linię brzegu powiększa się przez budowę basenów sztucznych prostopadłych lub lepiej pochylonych pod pewnym kątem do głównej drogi wodnej. Baseny ukośne pozwalają na wygodniejsze połączenie kolejowe nadbrzeży i na wygodniejszy wjazd statków. Forma basenu powinna być o bokach prostoliniowych, najwyżej zaokrąglonych

przy wjeździe. Długość nie powinna naogół przekraczać 600—1000 m, szerokość zaś, zależna od długości, dochodzi przy długich basenach do 5—6-krotnej szerokości największych statków jakie zwykle do danego portu przyjeżdżają (100 do 120 m). Najkorzystniejszy stosunek szerokości do długości normalnie wynosi 1:6 lub 1:7. W wyjątkowych okolicznościach baseny bywają daleko szersze jak np. w Hamburgu, gdzie w środku basenu znajduje się rząd drewnianych pali postojowych, t. zw. Duc d'Albów, przy których statki morskie przeładowują towary na berlinki lub naodwrot. Każdy basen jest więc tam jakgdyby podwójnym basenem. Szersze bywają również baseny zamknięte śluzami lub t. zw. doki (Londyn), w których zwykle statki muszą wykonywać więcej ewolucji. Szerokość basenu może zmniejszać się ku końcowi basenu, gdzie ruch statków jest mniejszy.

Baseny często buduje się jeden obok drugiego, równolegle, lub tak nachylone względem siebie, aby wjeżdżało się do nich z jednego miejsca, które służy wtedy często do obracania statków (najnowsze baseny w Hamburgu). Dla obracania statków potrzebna jest przestrzeń wodna o średnicy do 500 m o ile chodzi o duże statki morskie. Pomiedzy poszczególnymi basenami pozostawia się odpowiednio szerokie powierzchnie lądu dla urządzeń przeładunkowych i składowych, oraz połączeń kolejowych. Szerokość ta zależy od rodzaju towarów, lecz naogół każde nadbrzeże powinno posiadać co najmniej 60-metrową szerokość, a więc przestrzeń między dwoma basenami wynosić powinna nie mniej niż 120 m.

W portach położonych bezpośrednio na wybrzeżu morskim baseny i nadbrzeża tworzy się nieraz przez wbudowywanie w morze krótkich regularnych moli zaopatrzeniowych w składy, tory kolejowe itp., jak zwykle nadbrzeże na lądzie (Marsylja, Triest). W Ameryce i wogóle poza Europą rozwinięty jest bardzo system takich przystani prostopadłych (ang. piers), zupełnie krótkich, dających miejsce postoju z każdej strony dla jednego tylko statku (New York).

Głębokość basenów zależna jest od głębokości statków przychodzących do portu i musi być od niej od 50 cm do 1 m większa. Najgłębsze baseny budowane dla największych pasażerskich statków transatlantyckich dochodzą do głębokości 13 m przy niskim stanie wody (Southampton, Marsylja). Na Bałtyku wystarczają głębokości 8—10 m dla największych statków. Według opinii XIII-go międzynarodowego kongresu żeglugi (Londyn 1923) porty o głębokości 30 stóp = 9,15 m długo jeszcze uważane będą za pierwszorzędne porty światowe.

Nadbrzeże w basenach, na przystaniach czy na brzegach rzek musi być tak zbudowane, aby statki mogły stać przy samym brzegu, a więc ze względu na formę nowoczesnych statków powinno być prawie pionowe. Nadbrzeża pochyłe, gdzie brzeg wzmocniony jest ścianką szpuntpalową i skośną skarpą brukowaną, nadają się tylko dla mniejszych statków i mniej intensywnego ruchu. Wybrzeże prostopadłe, którego budowa jest droga, częściowo zastąpić można przez budowę drewnianego pomostu stojącego nad wodą. Na pomoście takim naogół nie można jednak ustawiać dźwigów i prowadzić torów kolejowych.

Prostopadłe nadbrzeże zbudowane być może przy mniejszych głębokościach (2—4 m) jako bulwark drewniany ze szpuntpali odpowiednio zakotwionych i wzmocnionych palami okrągłymi. Górną część ścianki szpuntpalowej wystawioną na gnicie zamienić można ścianką betonową lub żelbetową. Przy głębokościach średnich (3—6 m) lub przy słabszym obciążeniu brzegu

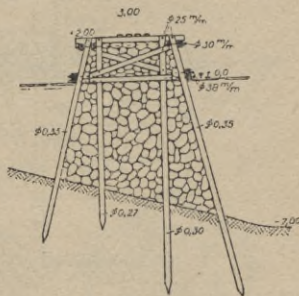


Fig. 215.

z każdej strony dla jednego tylko statku (New York).

stosować można ścianki szpuntalowe żelazne (np. systemu Larssen) lub ścianki żelbetowe jedne i drugie silnie zakotwione od strony lądu. Wreszcie przy większych głębokościach, a zwłaszcza przy większych obciążeniach konieczna jest budowa masywnego nadbrzeża. W razie słabych wahań poziomu wody i odpowiedniego gruntu nadbrzeże takie można tanio wykonać, budując mur schodzący jedynie 30–50 cm pod poziom średniej wody i wsparty na długich palach drewnianych (Gdańsk, Hamburg, Szczecin; fig. 216). Niezbędnym warunkiem jest, jak dla wszystkich budowli drewnianych na morzu, nieobecność w wodzie organizmów toczących drzewo. Dla uniknięcia podmycia niezbędna jest ścianka szpuntalowa z przodu lub lepiej z tyłu muru nadbrzeżnego. Podobne konstrukcje są zastosowane do żelazobetonu (Kopenhaga).

Gdzie użycie drzewa jest niemożliwe ze względu np. na skaliste dno, organizmy morskie lub prosto wysoką cenę, budowane są nadbrzeża całkowicie masywne, np. w formie zwykłego muru oporowego, o ile jest możliwe wykonanie nadbrzeża nie pod wodą (Dunkierka, Cardiff), lub za-

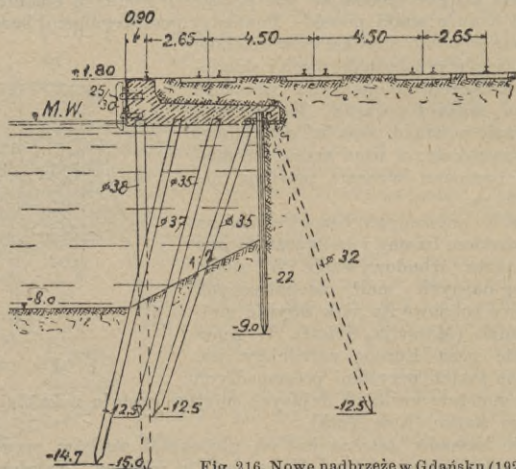


Fig. 216. Nowe nadbrzeże w Gdańsku (1926).

pomocą fundamentów studniowych (Glasgow), kesonów pneumatycznych (Antwerpja), skrzyń betonowych (Gdynia), stosowanych przeważnie przy wykonywaniu budowy w wodzie.

Nadbrzeże zaopatrzone być musi w dostateczną ilość pali, pachółków lub kół do przymocowania statków zapomocą lin. Mur nadbrzeżny posiadać musi pale lub drewna ochronne, zabezpieczające statki i mur od wzajemnych uderzeń.

Statki, które niekoniecznie leżą bezpośrednio przy brzegu, mogą przybijać do t. zw. Duc d'Albów czyli silnych słupów, utworzonych z kilku lub nawet kilkunastu pali drewnianych, zabitych w wodę i połączonych nad wodą wiązaniem drewnianem lub żelaznem. Do umocowania statków służą one również pływające boje czyli umocowane do dna zapomocą kotwic i łańcuchów duże pływy metalowe, pływające na powierzchni wody.

Urządzenia przeładunkowe i przeładunkowe, oraz w tory kolejowe zależy w zupełności od rodzaju towarów, dla jakich nadbrzeże to jest przeznaczone. Odróżniać należy przedewszystkiem towary masowe takie jak rudy i węgiel, i towary specjalne jak nafta, zboże w stanie luźnym, bawełna w belach, drzewo itp. od t. zw. różnorodnych (general cargo) opakowanych zwykle w skrzynki lub worki. Te różne kategorie towarów wymagają zupełnie innych

urządzeń i dlatego wskazaniem jest w porcie rozdzielić zupełnie ruch towarów masowych od towarów różnorodnych i dla najważniejszych grup towarów stworzyć urządzenia oddzielne, wyspecjalizowane, czy to tworząc specjalne baseny np. dla nafty, dla węgla, dla drzewa itd., czy też przeznaczając dla każdego z tych towarów inny odcinek wybrzeża lub też całą strefę portu, zależnie od rocznej ilości przeładunku danego towaru.

Towary różnorodne są to przeważnie skrzynki drewniane, czasem worki lub beły lub też np. pojedyncze części maszyn itp., o wadze przeciętnie 50—200 kg. Wyładunek z okrętu odbywa się zapomocą dźwigów okrętowych lub lepiej zapomocą dźwigów nadbrzeżnych. Dźwigi te muszą być obrotowe, ruchome wzdłuż brzegu i nie mogą hamować ruchu wagonów na torach nadbrzeżnych, więc dźwigi portalowe lub lepiej półportalowe, oparte z jednej strony na nadbrzeżu, z drugiej na krawędzi składu. Nośność najogólniej przyjęta dla tych żórawi jest 3 t (Londyn, Hamburg, ostatnio

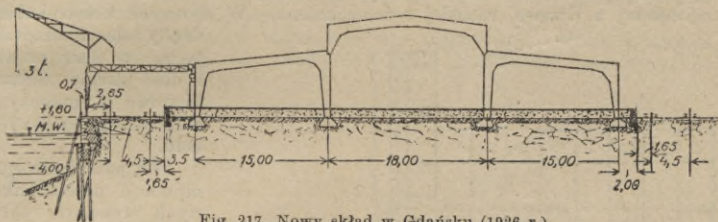


Fig. 217. Nowy skład w Gdańsku (1926 r.).

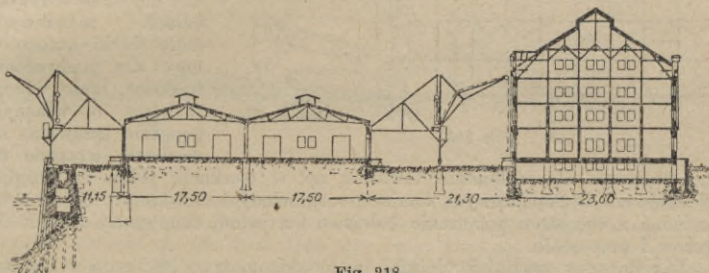


Fig. 218.

Gdańsk), co stanowi już i maximum. W wielu portach przyjęto nośność $2\frac{1}{2}$ t (Szczecin, Kopenhaga) a nawet $1\frac{1}{2}$ t (Rouen, Hawr). Najlepszym napędem jest siła elektryczna, używane są również starsze żórawie hydrauliczne, rzadziej parowe. W portach o silnym ruchu dźwigi ustawione są co 25 m długości wybrzeża, a w Hamburgu nawet co 18 m. Każde miejsce powinno dla średniego statku, 80—100 m, powinno teoretycznie posiadać 2—4 dźwigi, dla wielkich statków nawet 6.

Bezpośrednio przy brzegu znajdować się powinny normalnie dwa tory kolejowe, a za nimi skład kryty dla przejściowego składowania, sortowania i sprawdzania towarów przed dalszym wysłaniem ich z portu. Jeśli towary naogół bardzo krótko leżą w porcie, składy te są parterowe (prawie wszystkie porty niemieckie, francuskie i belgijskie) i nie służą do dłuższego składowania, lecz tylko do przeładunku. Składy takie muszą być obszerne i bardzo widne (fig. 217). Szerokość ich wynosić powinna 30—60 m, długość 80—200 m. Towary, idące na skład w porcie, przenoszone być muszą do specjalnych wielopiętrowych budynków składowych, położonych bądź bezpośrednio za halami przeładunkowymi (Brema, Szczecin; fig. 218), bądź też w innej części portu (Hamburg, Hawr, Dunkierka, Antwerpja).

Jeśli transport towarów z portu odbywa się głównie koleją, to hale przeładunkowe dobrze jest budować z rampami i z wysoko leżącą podłogą mniej więcej na 1 m nad ziemią (porty niemieckie). Jeśli odgrywa większą rolę ruch towarowy samochodami lub końmi, to lepiej jest podłogę składu umieszczać na poziomie ulicy, aby automobile mogły wjeżdżać do wewnątrz (porty francuskie, belgijskie, angielskie).

Tam, gdzie towary przeciętnie przebywają w porcie dłużej niż 10—15 dni, mimo że nie są przeznaczone dla długoterminowego składowania, wskazanym być może budowanie nad brzegiem składów dwu- lub kilkopiętrowych (Kopenhaga, Oslo, Manchester, Genua), które również budowane są tam, gdzie brak miejsca nie pozwala na budowę szerokich hali (Altona). Wybór między halami parterowymi a piętrowymi jest trudny i zależy w zupełności od charakteru ruchu portowego. Więcej niż parter i dwa piętra dla składu nad brzegiem przeznaczonego dla towarów różnorodnych niewskazane.

Składy parterowe buduje się zwykle z betonu lub cegieł, belki dachowe najczęściej z drzewa, rzadziej z żelazobetonu. W dawnych konstrukcjach

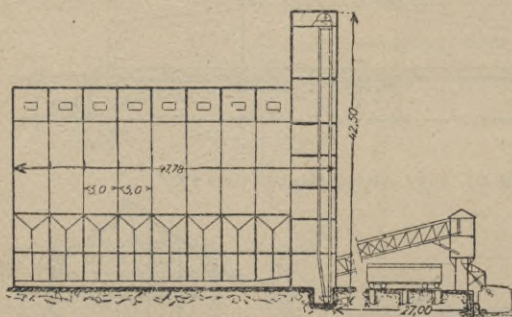


Fig. 219.

dachy żelazne, niepraktyczne w razie pożaru i dość drogie. Składy piętrowe i magazyny składowe najlepiej z żelbetu.

Dla potaniania manipulacji przeładunkowych wewnątrz składów używają się w dużych halach składowych małe wózki samochodowe dla przewożenia towarów, małe dźwigi ruchome o własnym popędzie ustawione na wózkach, wreszcie taśmy ruchome dla układania towarów, np. w workach, jeden na drugim. W składach wielopiętrowych konieczne są windy i elewatory. Skład musi posiadać z obu stron połączenie kolejowe i z jednej conajmniej dojazd dla wozów i samochodów.

Dla towarów specjalnie ciężkich (walce, lokomotywy itp.) musi w każdym porcie znajdować się conajmniej jeden żóraw o nośności do 50 t, stały lub pływający.

Towary specjalne. Niektóre towary, jak np. zboże luzem, wymagają specjalnych urządzeń składowych. Dla zboża buduje się bezpośrednio przy brzegu śpichlerze wielopiętrowe przeważnie jako silo wielokomorowe, pozwalające zboże suszyć i czyścić podczas przeładunku. Czasem silo takie może być zbudowane dalej od brzegu i połączone z nim taśmami transportowymi (Dunkierka, fig. 219). Śpichlerze zbożowe zaopatrzone są w aspiratory pneumatyczne dla przeładunku zboża ze statku lub z wagonów do składu lub naodwrot, co odbywa się z szybkością 200—400 t na godzinę.

Dla zboża w workach, mąki lub cukru w workach buduje się składy wielopiętrowe nie o systemie komór pionowych, tylko normalnych pięter (Gdańsk, śpichlerz Wielera & Hartmanna). Dla towarów w workach urządzone są specjalne elewatory.

Nafta i oleje mineralne przeładują się za pośrednictwem dużych metalowych zbiorników czyli tanków pojemności do kilku tysięcy m³. Zbiorniki połączone są rurociągami z nadbrzeżem i naftę przepompowuje się ze zbiornika na statek lub naodwrot. Zbiorniki naftowe umieszczać należy w możliwie izolowanym miejscu portu, ze względu na niebezpieczeństwo pożaru.

Drzewo naogół nie wymaga budynków składowych z wyjątkiem wyrobów czulszych, jak np. klepki dębowe lub materiał tarty, który składa się chętniej pod dachem. Naogół wystarczą wolne przestrzenie, pokryte dachem drewnianym wspartym na słupach. Drzewo wymaga natomiast rozległych przestrzeni ładowych i wodnych do składowania i sortowania, a również dostatecznego rozwinięcia torów wyładunkowych. Przeważnie drzewo przeładowywane jest ręcznie lub windami okrętowymi. Dla cięższych kłoców żórawie parowe na szynach kolejowych.

Towary masowe. Pod nazwą tą rozumiemy towary w stanie luźnym, nieczule lub mało czule na względy atmosferyczne, a więc rudy żelazne i inne, węgiel, piryty, fosfaty itp. Towary te przechodzą zwykle przez port w dużych ilościach a ponieważ są tanie, wymagają specjalnie szybkiego i taniego przeładunku. Czem pędniejszy jest przeładunek, tem tańsze są frachty morskie, gdyż czas postoju statku w porcie się skraca; towary masowe zaś wysokich frachtów nie znoszą. Mechanizacja przeładunku jest w tej dziedzinie doprowadzona najdalej.

Przeładunek odbywa się najczęściej bez składowania, wprost z wagonu lub berlinki na statek lub naodwrot. O ile składowanie jest potrzebne,

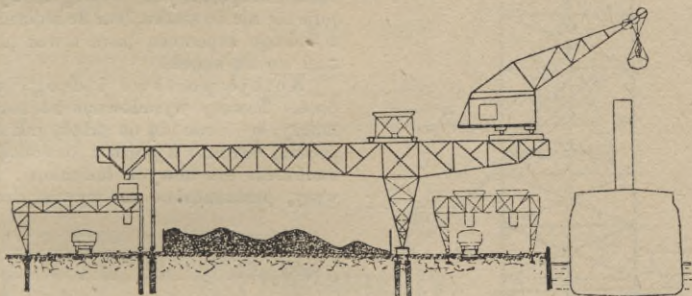


Fig. 220.

odbywa się ono na placu otwartym. Urządzenia dla towarów masowych wymagają dużego rozwoju torów nadbrzeżnych i torów odstawczych. Nad brzegiem ustawia się nie dwa, lecz trzy, pięć i więcej torów połączonych między sobą zwrotnicami. Przeładunek odbywa się najczęściej zapomocą dźwigów portalowych lub mostowych o nośności 5—7 t dla węgla, 7—15 t dla rudy. Dźwigi zaopatrzone są w chwytacze automatyczne (benne preneuse, Selbstgreifer), które zamykając się własnym ciężarem chwytają jednocześnie węgiel lub rudę. Jeśli przeładunek odbywa się ze statku na wagon, dobrze jest ustawić nad brzegiem ruchome małe zbiorniki lejkowatej formy, do której dźwigi wyładowuje zawartość chwytacza, nie czekając na podstawienie wagonu. Jako przykład takiej instalacji podajemy urządzenia dla wyładunku węgla w Boulogne (fig. 220).

Przy przeładunku ze statku na berlinkę lub naodwrot używa się często żórawi pływających (Rotterdam). Wydajność dźwigów z chwytaczami, ładowych lub pływających, wynosi od 40 do 150 t na godzinę.

Dla przeładunku węgla z wagonu na statek używa się, o ile rodzaj wagonów na to pozwala, specjalnych urządzeń, które cały wagon podnoszą i przechylają, wysypując zawartość jego do luki okrętowej (culbuteur, Kohlenkipper). Urządzenia te zwłaszcza rozpowszechnione są w portach węglowych angielskich, gdzie wykonane są w formie wysokich elewatorów (Glasgow, Cardiff, fig. 221) oraz w portach amerykańskich, gdzie na wielkich jeziorach Stanów Zjednoczonych aparaty te przewracają specjalne wagony 100-tonowe i umożliwiają niezwykle szybkości załadunku (statek 10.000 t

w 4—5 godzin). Normalne europejskie wywracacze mają wydajność 200 do 300 t na godzinę (Hamburg, Rotterdam, Duisburg, fig. 222). Urządzenia te nie nadają się do wszystkich wagonów i praktyczne są tylko przy załadunku dużych ilości węgla jednego gatunku na jeden statek, gdyż inaczej ranżowanie wagonów zabiera dużo czasu. Prócz tego niszczą węgiel.

Wreszcie nadmienić należy przeładunek rud i węgla zapomocą transporterów taśmowych, pozwalających na przeładunek bardzo szybki i regularny. Węgiel lub rudę wyładowuje się z wagonów, umieszczonych na wysokiej rampie na plac lub do specjalnych otwartych zbiorników, a stamtąd zapomocą taśm stalowych bez końca przenosi się go na wysokie rusztowanie nadbrzeżne, stąd specjalną rynną zsypuje się do luki okrętowej. W odwrotnym kierunku przebieg jest podobny z tą różnicą, że nad brzegiem potrzebny jest dźwig z chwytnicem, który podaje towar na taśmę. Urządzenie takie

mogą z łatwością przeładować 200 do 300 t na godzinę i więcej. W niektórych portach system wywracaczy wagonów połączony jest z systemem taśm transportowych — wagon wysypuje się nie do statku, lecz do zbiornika, z którego zapomocą taśm towar przenosi się na statek.

Koleje portowe i drogi wodne. Towary wyładowane ze statku należy, o ile nie idą na skład, jak najprędzej odwieźć z portu i oswobodzić nadbrzeże dla nowych ładunków. Towary, przeznaczone na wywóz drogą

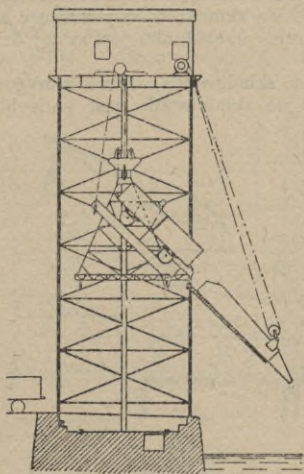


Fig. 221.

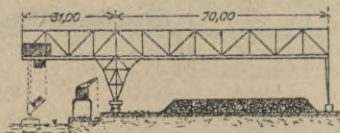


Fig. 222.

morską, muszą być punktualnie dowieszone do statku, aby w każdym wypadku uniknąć niepotrzebnego postoju statków. Zarówno nadmierne nagromadzenie towarów na nadbrzeżach, jak i opóźnienia towarów potrzebnych do wywozu wywołują silne zakłócenie ruchu portowego i mogą doprowadzić do zupełnego zatamowania ruchu. Aby tego uniknąć, należy drogi dowozu do portu, a zwłaszcza koleje portowe rozbudować w taki sposób, aby mogły sprostać wymaganiom największego ruchu, jaki się w porcie zdarza. Naogół potrzebny jest duży dworzec przetokowy dla podziału pociągów pomiędzy poszczególne baseny lub części portu, potem mniejsze dworce dla każdego basenu dla podziału wagonów pomiędzy poszczególne składy i miejsca postoju dla statków. Na nadbrzeżu potrzebna jest dostateczna ilość torów po obu stronach hali składowych. Zwłaszcza dla towarów masowych wydajność urządzeń przeładunkowych jest w pierwszym rzędzie zależna od dostatecznej ilości i dobrego rozkładu torów ładunkowych.

W portach rzecznych, gdzie ruch berlinek odgrywa dużą rolę, należy przewidzieć miejsca postoju lub baseny specjalne dla berlinek i statków rzecznych. Pożądane jest możliwie ściśle odgraniczenie ruchu berlinek od statków morskich, co np. w Hamburgu osiągnięte jest przez rozbudowę całej sieci kanałów i basenów dla żeglugi rzecznej, połączonych z basenami morskimi specjalnymi wejściami w tylnej części basenu, tak, że berlinki

z innej strony wyjeżdżają do basenów morskich niż statki morskie i po skończonym przeładunku natychmiast je opuszczają.

Środki naprawy statków. Każdy większy port posiadać musi warsztaty i stocznie okrętowe, oraz urządzenia umożliwiające naprawę okrętów wydobytych uprzednio nad powierzchnią wody. Do celu tego służą suche lub pływające doki.

Suchy dok jest budowlą masywną, przypominającą komorę śluzową z jednym wejściem, przez które dok komunikuje się z wodami portowymi. Po wprowadzeniu statku przeznaczanego do reperacji, do otwartej i napełnionej wodą komory wrota wejściowe zostają szczelnie zamknięte i z komory woda się wypompowuje. Rozmiary największych doków suchych wynoszą do 300 m długości i 14 głębokości (Havre, Southampton). Budowa opłaca się zwłaszcza przy odpowiednim gruncie. Koszta utrzymania małe, czas trwania długi.

W portach niemieckich jest ogólnie przyjęty system doków pływających, które zatapia się dla przyjęcia statku i potem wraz ze statkiem podnosi przez wypompowanie wody ze specjalnych obustronnych komór. Koszta budowy znacznie mniejsze niż dla doków suchych, lecz koszta utrzymania większe, szybsze zniszczenie i mniej wygodna praca.

LITERATURA.

- Laroche: Ports maritimes. Paris.
 Quinette de Rochemout: Ports maritimes. Paris.
 de Joly et Laroche: Travaux maritimes. Paris 1924.
 Shield: Principles and Practice of Harbor Construction.
 Th. Stevenson: The Design and Construction of Harbors.
 O. Schulze: Seehafenbau. Berlin 1913.
 Proetel: See- und Seehafenbau.

Fundamenty.

Napisał

inż. dr. Otto Nadolski,

profesor politechniki, Lwów.

Fundament jest podstawową częścią każdej budowli; na nim spoczywa cała ciężar budowli i działających na nią sił (z obciążeniem ruchomem) i za pośrednictwem fundamentu przenosi się na grunt.

W celu zapewnienia budowłom trwałości musimy zachować równowagę pomiędzy działaniem sił przenoszonych przez fundament, a wytrzymałością gruntu.

Dopuszczalne obciążenia gruntu. Dopuszczalne obciążenie musi być mniejsze od wytrzymałości gruntu na ciśnienie. Mimo, że rozkład naprężeń gruntu pod fundamentem zasadniczo jest niejednostajny i zależy od rozmaitych okoliczności, przyjmujemy powszechnie rozkład jednostajny, o ile ciężar G działa w środku ciężkości podstawy:

$$G = p F, \quad p = \frac{G}{F},$$

gdzie p — dopuszczalne obciążenie, G — ciężar budowli, F — powierzchnia podstawy budowli.

Ze względu na wytrzymałość, rozróżniamy następujące główne typy gruntów:

1. Skąły o warstwach poziomych, o miąższości conajmniej 2—3 m, bez względu na twardość, są dobrym i wytrzymałym gruntem dla wszelkich

budowli. Przy warstwach pochyłonych — zbadać podłoże i stosunki wodne, czy nie zagrażają tworzeniem usunień. W pobliżu kopalń zbadać, czy grunt (choćby skalny) się nie zapada. Pokłady skalne, łatwo ulegające wymyciu (sól, gipsy, wapienie), wymagają specjalnej ostrożności. Dopuszczalne obciążenie (p) przyjmuje się około $\frac{1}{10}$ wytrzymałości na ciśnienie, zatem przy twardych skałach (wybuchowych, wapieniach) od 15 do 30 kg/cm^2 , przy miękkich (piaskowce, zlepienie) 6—15 kg/cm^2 .

2. Pokłady żwirów, o miąższości od 3 m, powstałe z osadowego działania wody, są dobrym gruntem; pochodzące ze zwiertzenia skał (moreny) wymagają ostrożności i mają mniejszą wytrzymałość. Ujemnie wpływa przesiąknięcie wodą, zwłaszcza płynącą; może wymyć cząstki ziemiste i piaszczyste i osłabić wytrzymałość. Wymaga zatem osłony fundamentu ścianą szczelną, odpowiednio głęboką. Dopuszczalne obciążenie, zależne od warunków, od 5 do 8 kg/cm^2 , wzrasta z głębokością podstawy fundamentu pod terenem.

3. Piasek zbity, w warstwach od 3 m, osadzonych przez wodę, suchy lub średnio wilgotny, jest dobrym gruntem. Prąd wody, nawet słaby, zmniejsza bardzo wytrzymałość — konieczne zatem zamknięcie budowli głęboką ścianą szczelną. W wykopach w gruncie piaszczystym wskazana duża ostrożność przy pompowaniu, aby nie wzruszyć pokładu. Dopuszczalne obciążenie 2,5—6 kg/cm^2 , zależnie od miąższości pokładu i stosunków wodnych. Niebezpieczne pokłady piasku płynnego i lotnego (wydmy piaszczyste).

4. Pokłady ilów i gliny, mało wilgotne, o miąższości 3—4 m, mogą przyjąć obciążenie 4—5 kg/cm^2 ; w większych głębokościach do 8 kg/cm^2 . Sucha glina do 3 kg/cm^2 . W miarę wzrostu zawartości wody maleje wytrzymałość (2,5—1,0 kg/cm^2); wskazane osuszenie. W piaszczystym ile lub glinie konieczne zabezpieczenie przed nasyceniem wodą (rozmoknięciem) i przed mrozami. Przymieszka piasku podnosi wytrzymałość, wymaga jednak tem lepszego zabezpieczenia przed wodą.

5. Ziemia urodajna (próchnica), torf, borowina, muł, oraz wszelkie nasypy (zwłaszcza nie stare) są złym gruntem fundamentowym, i wymagają z reguły wzmocnienia lub przeniesienia obciążenia na pokłady wytrzymalsze. Obciążenie starych nasypów do 1 kg/cm^2 . Zabezpieczyć się przed wodą.

Pokłady torfu, szlamu wodnistego itp. nie mogą przyjąć na powierzchni żadnego obciążenia ($p = 0$); w głębokości t pod powierzchnią (fig. 223) dopuszczalne obciążenie nie może przekroczyć granicy:

$$p_t < \frac{G}{\gamma t F},$$

gdzie G — ciężar budowli, γ — ciężar gat. torfu lub podobnego gruntu, F — pow. podstawy — a to w myśl zasady hydrostatycznej. Ciężar budowli nie może zatem być większy, niż ciężar wypartej (względnie wybagrowanej) objętości gruntu (torfu, szlamu).

6. Zmienny i naprzemianległy układ pokładów, zwłaszcza nachylonych, wymaga ostrożności. Niebezpieczne warstewki piasku, które mogą doprowadzać wodę, jak również powierzchnie nieprzepuszczalnych warstw (iły, gliny), po których, wskutek rozmoknięcia pod działaniem wody, nawet nieznaczne naruszenie równowagi (skopanie skarpy, rów) może wywołać obsunięcie się górnych warstw.

Podane wyżej cyfry dopuszczalnego obciążenia mają zasadniczo charakter informacyjny; wskazane w każdym poszczególnym wypadku dokładne rozpatrzenie i uwzględnienie wszystkich okoliczności, które na dobór właściwej miary wpłynąć mogą. (Por. też dział: „Zasady projektowania mostów“.)

Zasadniczo wytrzymałość gruntu wzrasta w miarę zagłębiania się pod teren (z wyłączeniem pokładów skalnych), a to wskutek nacisku warstw górnych $\gamma \cdot t$ (przez zgęszczenie i opór przeciw usunięciu części gruntu z pod osiadającego się fundamentu), oraz wskutek tarcia T (wywołanego parciem gruntu Z) na pionowe boczne ściany fundamentu.

Ogólnie wytrzymałość gruntu w głębokości t pod terenem:

$$p_t = p_0 + \gamma t + T \frac{O}{F},$$

gdzie p_0 — wytrzymałość na wierzchu, O — obwód, F — powierzchnia fundamentu; tarcie:

$$T = \mu Z = \mu \gamma \frac{t^2}{2} tg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right),$$

gdzie μ — współczynnik tarcia gruntu o ściany fundamentu; γ — ciężar 1 m^3 gruntu w tonnach, φ — kąt naturalnego stoku.

Wartość μ , γ , φ dla rozmaitych gatunków gruntu można przyjmować z poniższej tabelki:

Jakość gruntu i ścian fundamentu	p_0 kg/cm ²	μ	γ t/m ³	φ°	$\mu \gamma t g^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$
Szlam, torf w górnych warstwach .	0	0,05	1,5	5°	0,06
Szlam, torf zbity w dolnych warstwach o gładki mur	0,5—1,0	0,10	1,8	15°	0,10
Szlam, torf zbity w dolnych warstwach o szorstki mur	0,5—1,0	0,20	1,8	15°	0,21
Rozmokły il, glina o gładki mur .	1,0—2,5	0,20	2,0	25°	0,16
Rozmokły il, glina o szorstki mur .	1,0—2,5	0,30	2,0	25°	0,24
Piasek, żwir o gładki mur	3—6	0,30	1,8	30°	0,18
Piasek, żwir o szorstki mur	3—6	0,60	1,8	30°	0,36

W znaczniejszych głębokościach pod terenem (od około 10 m) parcie ziemi Z , zatem i tarcie T można przyjmować stałe. Tylko w mokrym szlamie i torfie — wzrasta dalej w myśl powyższych uwag. — Z doświadczeń można przyjmować od około 10 m włącznie:

tarcie w ile lub glinie o ściany z nitowanej blachy $T = 1,5 \text{ t/m}^2$
 tarcie w ile lub glinie o ściany z drzewa $T = 2,0 \text{ t/m}^2$
 tarcie w ile lub glinie o ściany z muru $T = 2,5 \text{ t/m}^2$
 tarcie w piasku lub żwirze o ściany z nitowanej blachy $T = 2,0 \text{ t/m}^2$
 tarcie w piasku lub żwirze o ściany z drzewa $T = 3,0 \text{ t/m}^2$
 tarcie w piasku lub żwirze o ściany z muru $T = 3,5 \text{ t/m}^2$

Daty powyższe odnoszą się do ścian (fundamentu) pionowych. Przy ścianach bocznych pochyłych, rozszerzonych u dołu — tarcie nie występuje; przy zwiężających się ku dołowi — tarcie to wzrasta.

Zasady powyższe mogą służyć do obliczania tarcia o ściany pali, studni, kesonów itp.

Badanie gruntu. Celem poznania właściwości gruntu przeprowadzić należy odpowiednie badania. Do tego służy (por. też dział: „Roboty ziemne“, str. 23):

1. Sondowanie przy pomocy sondy, pręta żelaznego okrągłego, $d = 25\text{—}40 \text{ mm}$, u dołu zaostrego, z „torebką“ na próbki gruntu

(fig. 224). Sondy wbija się lub wkręca do głębokości 4—6 m. Przy obrocie sondy zgrzyt wskazuje na ziarna żwiru lub piasku, chlupotanie przy po-

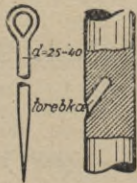


Fig. 224.

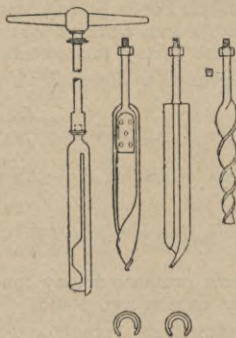


Fig. 225.

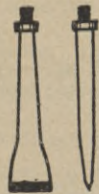


Fig. 226.

nownem wkładaniu wskazuje na obecność wody, żółtawa powłoka tłusta wskazuje na glinę, zielonawa lepka wskazuje na il itp.

2. Wiercenia próbne wykonywa się przy głębokościach do 30 m. Do wykonania używa się świdrów obrotowych (fig. 225) o średnicy 5—15 cm, które wkręca się w grunt miękki lub sypki, za każdym razem 40—60 cm. Do przebicia warstw twardych lub kamieni używa się świdrów dłutowych (fig. 226), które

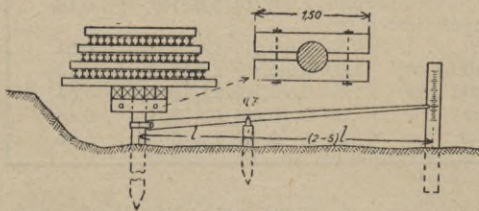


Fig. 227.

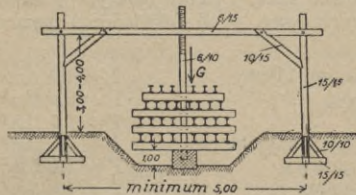


Fig. 228.

się spuszcza udarowo z wysokości 50—80 cm, skracając ostrze dłuta około osi za każdym udarem o $\frac{1}{8}$ część całego obrotu. Do zawieszania świdra na trójnogu i przedłużenia na potrzebną głębokość używa się trzonków o przekroju kwadratowym 25 do

40 mm, w długościach 1,5—4 m, łączonych śrubowo, lub na widły. Przy świdrach udarowych używa się luzno-spadów (nożyc), ograniczających uder do samego dłuta. Do wydobywania skruszonego materiału używa się łyżek rurowych, zamkniętych u dołu wentylem kłapowym lub kulowym. Otwory w materiale sypkim lub rozwodnionym muszą być zarurowane. Rury blaszane nitowane, lepiej spawane lub walcowane.

Elementy 2—4 m długie, średnice o 40 mm większe od średnicy dłuta. Połączenia na gwint śrubowy.

3. Doły lub szyby próbne, o ścianach pionowych, o przekroju prostokątnym 1,0 . 1,50 do 1,50 . 2,50 m. W pokładach sypkich konieczne kosztowne ubezpieczenie ścian dylami poziomymi, lub mocniejsze pionowymi. Dają najlepszy przegląd gruntu. Należy wykonać pod budowlę ciężkie i kosztowne. Trudności przy napływie wody, którą usuwa się pompowaniem.

4. Pale próbne — w razie zamiaru oparcia fundamentu na palach. Głowa pala próbnego w poziomie głów pali definitywnych. Obciążenie przez

dłuższy czas ciężarem 1,5—2,0 razy większym, niż zamierzone definitywne obciążenie pala. Zagłębianie obserwować najlepiej w powiększeniu, jak na

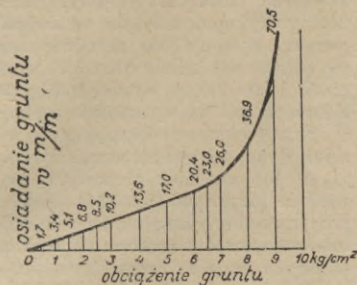


Fig. 229.

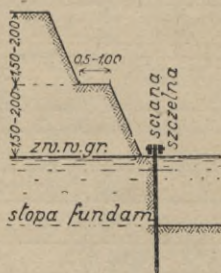


Fig. 230.

fig. 227. Palami takimi zbadać należy grunt w kilku miejscach przyszlętej budowli. Wyniki wartościowe i celowe tylko w razie zamierzonego oparcia fundamentu na palach.

5. Próbné obciążenie gruntu, według fig. 228, w głębokości, w której ma stanąć stopa fundamentu. Wykonywa się tylko dla bardzo ważnych i dużych budowli. Blok wciskany o powierzchni podstawy $F^1 =$ od $0,5 m^2$ do $1,0 m^2$ powinien mieć podstawę geometrycznie zbliżoną do rzutu fundamentu rzeczywistego. Próbę przeprowadza się od małych do dużych obciążeń, dochodząc $1\frac{1}{2}$ do 2-krotnie większego obciążenia, niż zamierzone definitywne; mierzy się przytem głębokości osiadania się bloku. Osiadnięcie 15—30 mm można uważać za dopuszczalne. Badanie przeprowadza się w kilku punktach przyszlętego fundamentu, zawsze przez czas dłuższy, najlepiej w okresie zimowej przerwy w budowie. Do tego samego celu służą także przyrządy, skonstruowane przez inż. Mayer'a¹⁾.

Wykres graficzny wyników takich obciążeń w gruncie plastycznym podaje przykładowo fig. 229, w której od obciążenia $6,5 kg/cm^2$ począwszy, okazuje

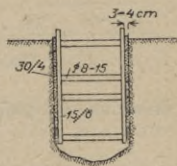


Fig. 231.

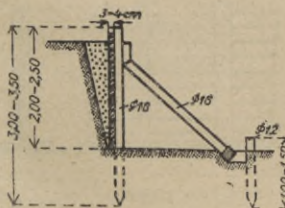


Fig. 232.

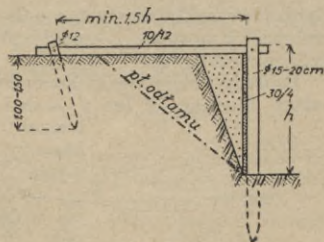


Fig. 233.

się szybki wzrost osiadania. Tu zatem maksymalne obciążenie nie powinno przekroczyć $5,6 kg/cm$, przy którym osiadanie wynosiło 23 mm.

¹⁾ Zeitschrift des Österr. Ing.- u. Arch.-Vereines Nr. 44 ex 1896. Wiener Bauindustrie-Ztg. Nr. 4 ex 1896.

Wykonanie, zabezpieczenie i osuszenie wykopu fundamentowego. Wykop fundamentowy wykonywa się powyżej zwierciadła wody gruntowej w zwykły sposób, przy pomocy zwykłych narzędzi (łopaty, kilofy). Ściany wykopu, zależnie od zwięzłości gruntu, skarpuje się możliwie stromo (w piaszczystej glinie 1:0,5), w stopniach 1,50—2,0 m wysokich (fig. 230), z ławczkami na wyrzucanie wykopu.

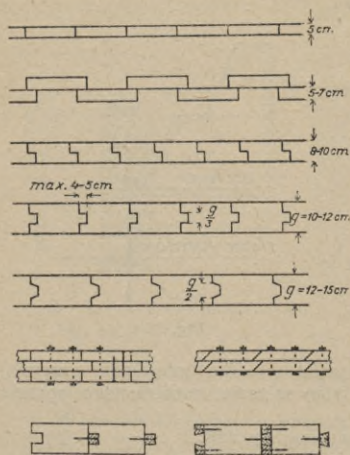


Fig. 234.

drewniane do głębokości 2,5 m powinny otrzymać grubość 5—8 m,
 „ „ 3—4 m „ „ „ 8—10 m,

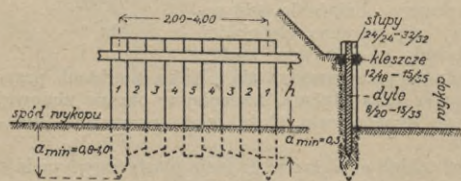


Fig. 235.

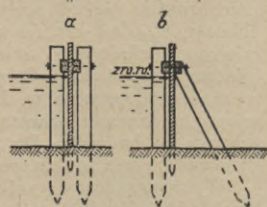


Fig. 236.

głębsze na każdy dalszy 1 m o 2—2,5 cm grubsze. Ustawienie i kształty przekroju dyli, jak na fig. 234.

Palisady wbija się kafarem pomiędzy palami kierującymi (co 2—4 m i na załamach), wśród kleszczy poziomych. Wymiary, sposób zacięcia u dołu słupów i dyli, widoczny z fig.

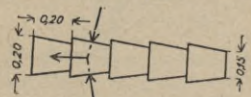


Fig. 237.

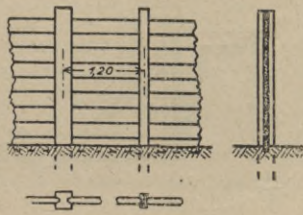


Fig. 238.

235, jak również i porządek bicia słupów i dyli (według cyfr). — Do twardego gruntu pale muszą otrzymać okucia (trzewiki żelazne), dyle okucie blachą 2—5 mm grubą.

O ile wolna wysokość h przy biciu przekracza 3 m, daje się dołem drugie kleszcze, celem uniknięcia ugięć i zbytejnego drgania dyli, osłabiającego uder.

Tańsze wykonanie przy palach kierujących okrągłych nazewnątrz palisady (fig. 236 a); wtedy można też pale kierujące bić ukośnie, w celu lepszego zniesienia parcia ukośnego (np. wody, fig. 236 b).

W trudnych warunkach bije się same pale o przekroju trapezowym (fig. 237).

Dokładne uszczelnienie palisady uzyskuje się przez otoczenie jej (od wnętrza wykopu) płótnem żaglowym, nasyonem dwu- lub trzykrotnie mieszaną, teru (10 części ciężaru) i oleju terpentynowego (1 część). Płótno przybija się pionowymi listwami co 50 do 60 cm. Uszczelnienie od dna warstwą betonu zatopionego, która dolna krawędź płótna przynajmniej na 1 m przykrywa. Uszczelnienie takie może zastąpić grodzie.

W prymitywniejszych warunkach można zastąpić palisady tańszymi znacznie ścianami zakładanymi (z desek, dyli, faszyn) wśród słupów drewnianych, lepiej żelaznych I (fig. 238).

Ściany szczelne żelazne w twardej materjale (nawet w miękkiej skale) wykonywa się ze starych szyn, zwykłych dźwigarów I, oraz J, wreszcie z specjalnych kształtowników; stosunkowo bardzo szczelne (przykłady fig. 239). Używają ich przy większych głębokościach (powyżej 6 m), zwłaszcza w Ameryce. Łatwiejsze bicie, mniejsze wstrząśnienia terenu, ponadto mogą one być kilkakrotnie używane. Przy mniejszych

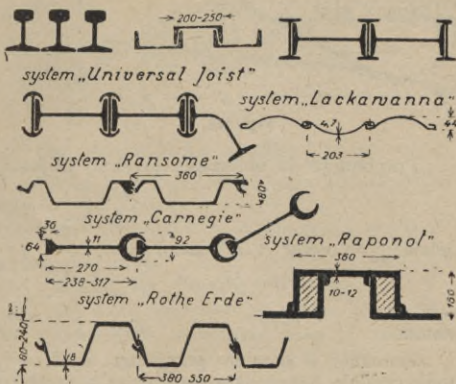


Fig. 239.

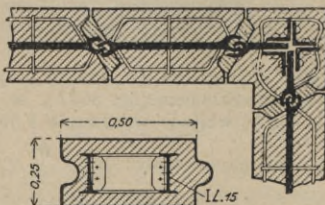


Fig. 241.

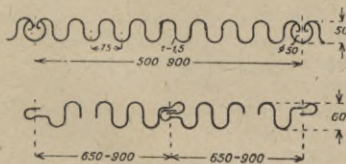


Fig. 240.

głębokościach, zwłaszcza jeżeli ściana szczelna może być po wykonaniu budowy usunięta (budowa kanałów miejskich), używa się korzystnie ścian szczelnych z arkuszy blachy falistej (fig. 240), bitych pomiędzy rurami rozprutymi, lub łączonych na specjalne zakładki narożne. Można je używać 2—4 razy; przedstawiają większą szczelność niż ściany drewniane.

Przy bardzo poważnych budowlach, zwłaszcza jeżeli ściana szczelna ma być włączona do istotnej konstrukcji, dają ściany żelbetowe, uzbrojone prętami żelaznymi lub kształtownikami, używanymi do ścian żelaznych (fig. 241).

Do bicia ścian szczelnych używa się kafarów sznurowych lub parowych, rzadziej prądu wody (w materjale sypkim).

Tu (fig. 244) ciężar grodzy: $G = b h \gamma_z$

parcie wody: $W = \frac{h^2}{2} \gamma$.

Momenty ze względu na punkt A :

$$W \cdot \frac{h}{3} = G \cdot \frac{b}{2},$$

stąd:

$$b = h \sqrt{\frac{\gamma}{3 \gamma_z}};$$

dla $\gamma = 1,0$, $\gamma_z = 1,60 \text{ t/m}^3$; $b = 0,45 h$; najmniej $0,60 \text{ m}$

z pominięciem wytrzymałości zabitych dyli i pali. Stąd przy wysokich grodzach dają b jeszcze mniejsze.

Głębokość dyli przy wypełnieniu materiałem rozmokniętym j. w., tj.

$g = 2,4 \sqrt{h^3}$; zresztą przyjmują

$g = 0,02 l + 2 \text{ cm}$, (g w cm , l = długość dyli w m).

Przy wysokich grodzach (powyżej 4 m) korzystne są grodze dwudzielne (fig. 245). — Głębokość części wbitych ścian szczelnych przy grodzach powinna wynosić tyle co h .

W gruncie twardym (skalistym) daje się pale i ściany żelazne, lub specjalne umocowanie drewnianych u dna. Wysokość

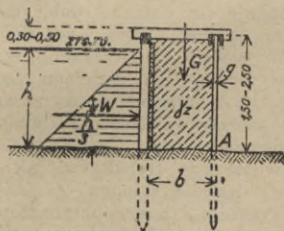


Fig. 244.

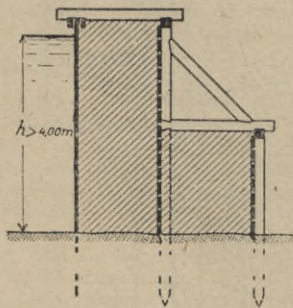


Fig. 245.

grodzy ponad zwierciadło wody około 50 cm ponad stan, przy którym budowa nie powinna być zalana. Uważać bardzo na szczelne połączenie wypełnienia grodzy z dnem i brzegami (z gruntem rodzimym).

Po ukończeniu budowy grodze usunąć, aby nie zwały wolnego przekroju przepływu wody (z wyjątkiem gródz betonowych, wchodzących w konstrukcję budowli).

Osuszenie wykopu. Po zamknięciu zarysu fundamentu opierzeniem, ścianą szczelną lub grodzą, po wypompowaniu wody, wykonywa się wykop pod fundament na sucho przy pomocy zwykłych narzędzi; o ile wody wypompować się nie da, lub pompowanie ze względu na wzruszenie i osłabienie gruntu nie jest wskazane, wykonywa się wykop fundamentowy pod wodnie, przy pomocy stosownych bagrownic.

Na pomieszczenie kosza ssącego dla pompy należy wykonać zagłębienie (studzienkę), zabezpieczone skrzynką bez dna, w obrębie wykopu fundamentowego, lub lepiej poza zarysem fundamentu. Dno wykopu zaopatrzyć rowkami lub drenami, sprowadzającymi wodę do studzienki pompowej. W gruncie piaszczystym pompowanie pod ciśnieniem wysokiego zwierciadła wody, poza ścianami szczelnymi się znajdującej, wywołuje prąd ku górze, który osłabia grunt, czego należy unikać. O ileby takie wzruszenie stopy fundamentu nastąpiło, należy grunt piaszczysty skompresować przez zalanie wykopu, poczem

założyć płytę betonową pod wodą. — W trudniejszych wypadkach obniża się (przy pomocy studzien rurowych, założonych poza wykopem) zwierciadło wody gruntowej poniżej stopy fundamentu, a wykop i budowlę wykonywa się na sucho. Metody tej używa się przy budowie kolektorów miejskich, kolei podziemnych, głębokich budynków itp.¹⁾ (fig. 246).

Przy wielkich budowlach — podział wykopu na partje, z osobnymi rurowciągami i stacjami pomp. Używa się pomp wirowych lub „manutowych“ (zgnęszczonem powietrzem). — Przy pierwszych — wysokość pompowania 5—6 m, zatem ewentualnie więcej stopniowe pompowanie, w miarę pogłębiania wykopu.

Materiały budowlane do fundamentów. Do wykonania fundamentów używa się wszystkich głównych materiałów budowlanych, używanych do innych

części budowli. Warunki jednak, w których w fundamentach materiały te się znajdują, względnie metody wykonania, wymagają specjalnych uwag.

1. Drzewo może być użyte w fundamencie tylko wtedy, o ile stale leży pod najniższym stanem

wody; inaczej łatwo butwieje. Z gatunków naszych drzew budowlanych nadaje się dobrze: dąb, modrzew (za drogie), sosna, świerk, jodła. W wodzie (w rzekach, stawach, w morzu) lód podciąga pale do góry i tą drogą naraża na zniszczenie. W morzach (zwłaszcza południowych) niszczą drzewo szkodniki świata zwierzęcego (robak świdrak — *Teredo navalis*, stonoga — *Limnoria lignorum* i larwa chrabąszcza wodnego — *Naccerdes melanura*). Ochrona — obicie blachą, osłona betonowa, impregnowanie kreozotem — działa tylko przez pewien czas.

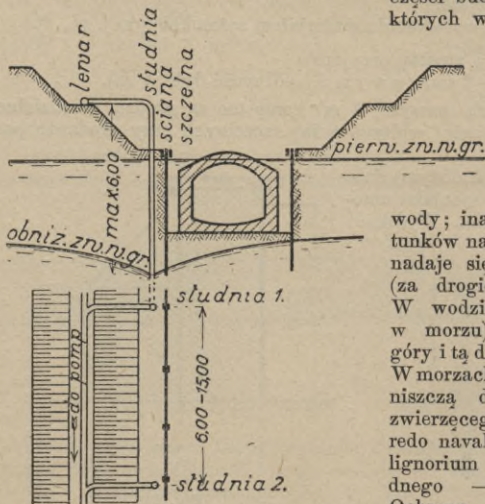


Fig. 246.

2. Kamień. Zbity lepszy niż porowaty (nasiąkający wodę), zwłaszcza w miejscach wilgotnych, ulegających działaniu mrozów. Wytrzymałość skal wybuchowych zazwyczaj nie da się wyzyskać, ze względu na znacznie mniejszą wytrzymałość gruntu. Porowate wapienie i piaskowce niszczy w morzach rodzaj muszli świdrowej (*Pholas dactylus*).

3. Cegła do fundamentów powinna być dobrze wypalona (zendrówka) i zbita, na zaprawie cementowej lub cementowo-wapiennej; lepsza maszynowa niż ręcznego wyrobu.

4. Beton i zaprawa cementowa są bardzo ważnymi materiałami do budowy fundamentów.

Składniki (piasek, żwir, woda) muszą być zupełnie czyste, zwłaszcza nie mogą zawierać części ziemistych.

Cement portlandzki, wolno wiążący; odmiany szybko wiążące tylko przy silnym napływie wody, przy naprawach i w szczególnych wypadkach. Dodatek wapna (w formie mleka wapiennego), trasu lub gipsu — opóźnia czas wiązania. Ponadto dodatek wapna lub trasu (0,7—1,0 objętości cementu) czyni zaprawę i beton szczelniejszym na przesiąkanie wody

¹⁾ Dr. Ing. J. Schultze: Die Grundwasserabsenkung in Theorie u. Praxis. Berlin 1924.

i zmniejsza wypłukiwanie cementu przez wodę; dodatek gipsu ($1/2-2\%$) powiększa wytrzymałość, a trasu — chroni beton przed niszczącym działaniem kwasów torfowych i słonej wody (morskiej).

Do murów podwodnych (w portach, śluzach itp.) używa się zaprawy o stosunku: 1 część cementu + ($3/4-1$) trasu + (3-5) piasku + (1-1,2) wody = około 4,50-4,80 części zaprawy.

Celem zupełnego uszczelnienia betonu przeciw przesiąkaniu wody dodają do betonu, względnie do wyprawy, specjalne dodatki, jak cerezyt, preolit, cement-antiaqua itp. w ilości około 20 kg na 1 m³ betonu. Wyprawa taka powinna mieć 2-3 cm grubości.

Woda twarda (zwłaszcza zawierająca gips) opóźnia wiązanie, powoduje zarazem większą wytrzymałość niż miękka. Woda słona (morska) w zaprawie opóźnia wiązanie cementu i znacznie osłabia wytrzymałość betonu. Dodatek wody — najwyżej 60% ciężaru cementu; w betonie zatapianym — nieco więcej niż w ubijanym.

Piasek o ziarnach ostrych jest lepszy niż o okrągłych, o rozmaitej grubości ziarn jest lepszy niż o równej, gdyż taki dokładniej wypełnia pory.

Żwir rzeczny lub kopany powinien mieć ziarna również rozmaitej wielkości. W tłuczniu pozostawić z tego powodu gruz. Piasek i żwir, o ile nie są zupełnie wolne od części ziemistych — przepłukać pod prądem wody.

Stosunek składników należy ustalić dla każdego wypadku. Beton zatapiany pod wodą musi być bardziej tłusty niż ubijany (cement + piasek $\leq 50\%$ całej objętości betonu). Im beton bardziej tłusty (więcej cementu), tem szczelniejszy przeciw przesiąkaniu wody.

Obliczenie zapotrzebowania w kg, względnie w l poszczególnych składników betonu i zapraw w rozmaitych stosunkach podaje dział: „Materiały budowlane“.

Mur betonowy może być wykonany na sucho lub pod wodą (zatapiany). Na sucho, ubijany w warstwach 15-25 cm, tężeje szybciej i jest szczelniejszy. Beton zatapiany nadaje się tylko tam, gdzie nie można wody usunąć, tężeje długo (parę tygodni do miesięcy), po stężeniu uzyskuje większą wytrzymałość niż ubijany na sucho. Uważać, aby nie wypompować wody za prędko (przed stężeniem) z nad warstwy betonu zatopionego.

Wrzucanie betonu łopatą do wody jest niedopuszczalne; przejście betonu już przez warstwę 30 cm wody, rozsortowuje składniki i wypłukuje cement, który gromadzi się jako szlam na wierzchu i utrudnia wiązanie z następną warstwą betonu. Szlam taki musi być wypompowany.

Zatapianie betonu wykonywuje się najlepiej przy pomocy lejka (drewnianego lub żelaznego), poruszającego się w dwóch prostopadłych kierunkach po rusztowaniu. Korzystny zatem wydłużony rzut budowli. Założenie kosztowne. Warstwy betonu o grubości 0,5-1,0 m, krzyżujące się. Słup betonu w lejku nie może się przerwać; wywiera on pewien nacisk na zatapianą warstwę, zastępujący częściowo ubijanie. Beton można także zatapiać przy pomocy skrzyń (pojemność od 100 l do 15 m³), o otwieralnych dnach, przez które wysypuje się beton na dno wykopu. Przy mniejszych budowlach używa się tak samo worków o pojemności do 150 l. Warstwa betonu, wykonana przy użyciu skrzyń lub worków — znacznie mniej szczelna i wytrzymała niż przy użyciu lejka.

5. Żelazo należy w wodzie chronić przed rdzewieniem. Używa się zazwyczaj w konstrukcjach żelbetowych, w których okładzina betonowa spełnia to zadanie.

6. Na warstwy izolacyjne używa się asfaltu naturalnego lub częściowej sztucznego, w formie asfaltu lanego, z dodatkiem 6-10% gudronu (tylko na mur osuszony), rzadziej w formie filcu asfaltowanego (nasyconego asfaltem), lub papy, nasyconej destylowanym terem z węgla kamiennego, ewentualnie z dodatkiem asfaltu.

Do uszczelnienia murów używa się także powłoki terowej i mydlanej, gudronu, preolitu i innych podobnych bitumicznych preparatów.

Wykonanie fundamentów. Ogólne zasady zakładania fundamentów:

1. Wypadkowa sił działających na fundament powinna trafiać podstawę ile możności pod kątem 90° . Największe dopuszczalne odchyłki nie powinny przekraczać naturalnego kąta tarcia gruntu, najwyżej 20° . — Przy znacznych szerokościach fundamentu (b) — stopę zakłada się w stopniach (fig. 247).

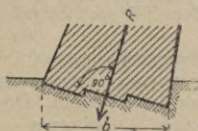


Fig. 247.

2. Obciążenie gruntu ograniczone jest wytrzymałością materiału, z którego fundament (mur) jest wykonany. Stąd często nie można wyzyskać całej wytrzymałości gruntu (np. skalistego).

3. Głębokość stopy fundamentu musi być dostosowana do potrzeb budynku, np. posadzki piwnic; zawsze jednak powinna leżeć poniżej głębokości zamarzania, tj. u nas około $1,00-1,50\text{ m}$ pod terenem (w który może wsiąkać woda), aby ochronić stopę fundamentu przed ruchami, pochodzącymi z zmian objętości, zamarzającego i potem tającego gruntu, przesiąkniętego wodą. Ewentualnie ochronić przed działaniem mrozu nasypem, jeżeli możliwy. Ponieważ w miarę zagłębiania się wzrasta wytrzymałość gruntu, zatem im budowla cięższa, tem głębiej zakłada się jej fundament.

4. Osiadanie budowli jest zawsze dopuszczalne i powinno być przewidziane. Należy tylko starać się, aby osiadanie było równomierne pod całą budowlą i nie przekroczyło granic, dopuszczalnych z innych względów (wysokości konstrukcyjne). Przy spodziewanem nierównomiernem osiadanu wskazane zastosowanie przegubów.

5. W gruncie o rozmaitej wytrzymałości, względnie przy budowlach o różnych obciążeniach poszczególnych części, należy fundament i mury wykonywać w częściach, oddzielonych fugami dylatacyjnymi. Zapełnienie tych fug jest możliwe dopiero po zakończeniu osiadania się.

6. O wyborze właściwego sposobu fundowania, przy równej pewności budowli, decydują zawsze koszty, a o metodach fakt, czy fundament ma być wykonany na gruncie dobrym, czy złym, na sucho, czy w wodzie gruntowej (stojącej), czy też płynącej.

Najważniejsze typy fundowania: A. Fundamenty w gruncie suchym i w wodzie gruntowej. Na gruncie skalistym usunąć zwietrzałą powierzchnię i wyrobić podstawę dla fundamentu, w myśl uwag wyżej pod 1. W warstwach skalnych pochyłych — zakładać stopę fundamentu w stopniach. Ewentualne pęknięcia i dziury (w wapieniach, gipsach) wypełnić betonem. Przy skałach porowatych i innych wytrzymałych pokładach porowatych (w które może wsiąkać woda opadowa) pamiętać należy o głębokości zamarzania (uwaga pod 3.).

O ile grunt wytrzymały i suchy leży w głębokościach do 4 m — oczyszcza się go wykopem i zakłada fundament na całej długości budowli, lub w formie filarów, na których przy pomocy sklepień lub płyt żelbetowych opiera się budowlę. — Jeżeli głębokość, w której wytrzymały grunt się znajduje, leży głębiej (do 8 m), opiera się fundament na palach betonowych lub żelbetowych (drewniane — tylko w wilgotnym ile), względnie na studniach. O wykonaniu ich poniżej.

Aby na gruncie średnim lub słabym, najczęściej w wodzie gruntowej, oprócz można było cięższą budowlę, należy użyć jednej z następujących metod:

1. wzmocnić wytrzymałość gruntu (przez zagęszczenie);
2. zmniejszyć obciążenie jednostkowe gruntu na cm^2 (przez rozszerzenie podstawy budowli);
3. przenieść ciężar budowli na głębsze, bardziej wytrzymałe pokłady.

1. Zagęszczenie słabego gruntu można uzyskać nasypami ziemnymi, kamieniem itp., które ugniatają i komprymują wierzchnią warstwę. Pomocnie działa ubijanie dna wykopu kafarem ręcznym, lub wbijanie kamieni w dno kafarem sznurowym. Również biciem krótkich pali (1—2,0 m) o $d = 15-25$ cm, w kwadratach o bokach 0,80—1,0 m, uzyskuje się podobne zagęszczenie (często na wybrzeżach morskich, pale zawsze pod zw. wody grunt.). W miejsce takich pali można, po wyciągnięciu pala drewnianego (stożkowy przekrój podł.), ubijać piasek lub słaby beton. — Przed wykonaniem fundamentu na tak wzmocnionym gruncie przeprowadzić 1,5-krotne obciążenie próbne.

Bardzo znaczne zwięźnienie gruntu uzyskać można zastosowaniem systemu Dula c'a „Compressol“ (fig. 248), polegającym na wybijaniu w terenie otworów ciężkim (ok. 1—2,5 t) „przebijakiem“ (fig. 248 a, babą kafarową o kształcie stożkowym), w które następnie wysypuje się kamienie lub beton w warstwach 50 cm, i ubija się „ubijakiem“ (b, c). O ile występuje woda w otworze, można ściany uszczelnić, wypełniając otwór gliną, którą ubijakiem (b) wbija się w ściany otworu. Przebijaki spuszcza się z wysokości 10—12 m, wyrabiając otwór o średnicy 0,80—1,50 m, na głębokość do 15 m pod terenem. Ubity w otworze takim beton wciska się w ściany, tak, że słup

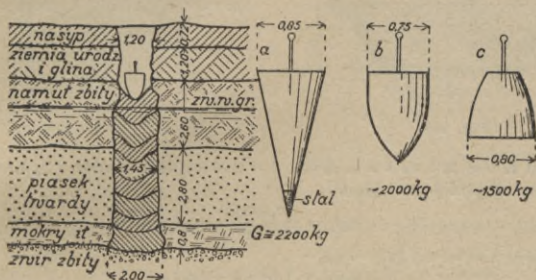


Fig. 248.

taki dochodzi potem, zależnie od wytrzymałości gruntu, do średnicy 2 m, często opierając się spodem o warstwę wytrzymalsze. W tej formie przechodzi w rodzaj pilotów.

Do wzmacniania pokładów żwirowych i piaszczystych należy także wtłaczanie pod znacznym ciśnieniem (dawniej pomp, teraz specjalnych aparatów, pracujących ścieśnionem powietrzem) mleka cementowego, względnie płynnej zaprawy cementowej (1 : 2 do 1 : 10) w pokłady porowate przy pomocy wwierconych odpowiednio głęboko rur, które w toku wtłaczania cementu powoli się podciąga. Sposób ten zamienia takie porowate pokłady w bloki betonowe. Z pokładów, zawierających gliniaste zanieczyszczenia, można je przedtem wypłukać prądem wtłaczanej wody i oczyścić pory na przyjęcie zaprawy cementowej.¹⁾ Przed naturalnym prądem wody gruntowej w takim pokładzie należy się zabezpieczyć przez obniżenie zw. wody, lub założenie ścian szczelnych, aby się ochronić przed wypłukiwaniem niestężałego jeszcze cementu. Sposób ten jest korzystny przy wzmacnianiu słabych fundamentów.

2. Zmniejszenie obciążenia jednostkowego gruntu można uzyskać podsypką piasku (żwiru), rozszerzeniem podstawy budowli (odsadzkami, rusztem lub płytą) i odwrotnymi sklepieniami.

¹⁾ Dr. Emperger: Handbuch für Eisenbetonbau. III, tom. Grund- und Mauerwerksbau, 1922. Deutsche Bauzeitung, 1901, 1905 i 1915 (Nr. 8 i 9).

a) Podsyпка ostrego piasku, dobrze wypłukanego z części mułowych, rozkłada nacisk budowli na większą powierzchnię (fig. 249).

Tu dla zachowania równowagi gruntu:

$$B = \frac{G + P}{p},$$

gdzie G = ciężar muru; P = ciężar nadsypki piasku na szerokości B ; p = dopuszczalne obciążenie gruntu. Zarazem w fig. 249:

$$B = b + 2h \operatorname{tg} \varphi$$

dla piasku suchego: $\varphi =$ około 40° ; $\operatorname{tg} \varphi = 0,8$

" " mokrego: $\varphi =$ " 20° ; $\operatorname{tg} \varphi = 0,4$.

Rozwiązanie — przez próbne przyjęcie h i przeliczenie, czy wynikające p odpowiada dopuszczalnemu. Zazwyczaj $h = 0,5$ — $1,5$ m. Obciążenie na powierzchni górnej piasku (b) można przyjąć 2—3 kg/cm^2 .

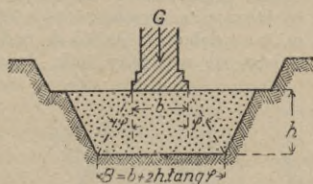


Fig. 249.

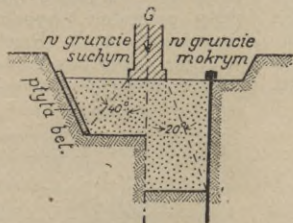


Fig. 250.

Przykład 1. $G = 27$ t na 1 m b. muru; $b = 0,90$ m; dopuszczalne $p \leq 1,4$ kg/cm^2 . Obciążenie na górnej pow. piasku:

$$p_1 = \frac{27.000 \text{ kg}}{90 \cdot 100 \text{ cm}^2} = 3 \text{ kg}/\text{cm}^2,$$

Przyjmijmy: $h = 1,0$ m; $\operatorname{tg} \varphi = 0,8$,

$$B = 0,90 + 2 \cdot 1,0 \cdot 0,8 = 2,50 \text{ m}.$$

Ciężar piasku nad B (na 1 m b.):

$$P = 2,50 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,0 = 5,0 \text{ t},$$

a całe obciążenie gruntu:

$$p = \frac{27.000 + 5000}{250 \cdot 100} = \frac{32.000 \text{ kg}}{25.000 \text{ cm}^2} = 1,28 \text{ kg}/\text{cm}^2,$$

zatem poniżej podanej dopuszczalnej granicy 1,4 kg/cm^2 .

O ileby taki nasyp piasku mógł być narażony na wciskanie się w boczne ściany wykopu, należałoby zabezpieczyć ściany płytami (fig. 250). W gruncie przesyconym wodą zabezpieczyć nasyp piasku ścianą szczelną. W tym wypadku (fig. 250), ze względu na $\frac{\varphi}{2}$, wypadają h znacznie wyższe. Niedopuszczalnym jest przepływ wody od dołu do góry. Warstwy piasku 15 cm ubijać, wałkować, lub najlepiej zalewać wodą, którą następnie wypompowuje się z obok założonej studzienki.

Zamiast piasku daje się pod wodą czasem narzut szutrowy (z kamienia), gdyż woda nie może go wypłukać, co łatwo stać się może z piaskiem.

b) Odsadzki w stopniach stosuje się najczęściej w budynkach (w murze kamiennym lub ceglany); w murach betonowych daje się odsadzki w skarpacech (fig. 251).

G = ciężar muru powyżej rozszerzenia,

α = kąt nachylenia odsadzki,

$m = \cot \alpha$,

p = parcie gruntu = dopuszczalnemu obciążeniu.

Moment w płaszczyźnie I—I:

$$M = \frac{p(mh)^2}{2} = \frac{\sigma \cdot h^2 \cdot 1}{6}$$

Według Engelsa, ze względu na małą wartość p (w słabym gruncie), można przyjąć $p = \sigma$ (naprężenie na rozciąganie w murze fund.),

$$\text{zatem } m = \sqrt{\frac{1}{3}} \approx 0,6.$$

W praktyce dają nachylenia 2:1, największe 1:1, względnie około $\alpha = 60-45^\circ$. (Według przepisów M.R.P., dla muru na zaprawie wapiennej 4:1, na cementowo-wapiennej 3:1, na cementowej 2:1.)

Ponieważ: $p = \frac{G}{b + 2mh} + \gamma h$, zatem dla $m = 0,6$, $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$:

$$p = \frac{G}{b + 1,2h} + 2h.$$

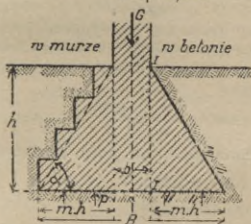


Fig. 251.

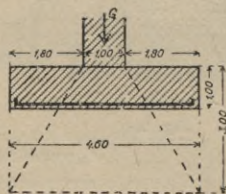


Fig. 252.

Należy przyjąć h i przeliczyć, czy p nie przekracza wartości dopuszczalnej dla tego gruntu.

Przykład 2. $G = 70 \text{ t}$ na 1 m b. muru; $b = 1,0 \text{ m}$; $p \leq 2,2 \text{ kg/cm}^2$.

Przyjmując: $h = 3,0 \text{ m}$; zatem $mh = 1,80 \text{ m}$

$$p = \frac{70}{1,0 + 1,2 \cdot 3,0} + 2 \cdot 3,0 = 21,2 \text{ t/m}^2 = 2,12 \text{ kg/cm}^2$$

w stosunku do dopuszczalnego $p \leq 2,2 \text{ kg/cm}^2$.

Szerokość podstawy: $B = 1,0 + 2 \cdot 1,80 = 4,60 \text{ m}$.

Wymiary wypadają duże. Aby je zmniejszyć, należy znieść występujące w podstawie ciągnięcia poziomymi wkładkami żelaznymi. Ta drogą zmniejsza się h , a wskutek zmniejszenia objętości (ciężaru) fundamentu zmniejsza się i obciążenie jednostkowe gruntu.

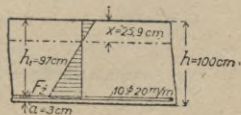


Fig. 253.

Przykład 3. Przyjmijmy dla powyższych warunków:

$$h = 1,0 \text{ m}, \text{ i } 10 \text{ prętów } \phi 20 \text{ mm } (F_z = 10 \cdot 3,14 = 31,4 \text{ cm}^2)$$

żelaznych na 1 m b. muru fundamentowego (fig. 252),

$$\text{zatem } p = \frac{70}{4,6} + 2 \cdot 1,0 = 17,2 \text{ t/m}^2 = 1,72 \text{ kg/cm}^2$$

w porównaniu do $2,12 \text{ kg/cm}^2$ przy odsadce nieuzbrojonej.

$$M = \frac{p(mh)^2}{2} = \frac{17,2 \cdot 1,8^2}{2} = 27,864 \text{ t m} = 2,786,400 \text{ kg cm}.$$

Według prof. Dra Thulliego („Teoria żelbetu“) w belce pojedynczo uzbrojonej, pomijając ciągnięcia w betonie, przy $n = 15$; $a = 3 \text{ cm}$ (fig. 253), os obojętna:

$$x = -\frac{15 F_z}{b} + \sqrt{\frac{15 F_z}{b} \left(\frac{15 F_z}{b} + 2 h_1 \right)}$$

być równomiernie rozłożone, inaczej możliwe nierównomierne osiadanie się, i skrzywienie budynku od pionu. W słabym gruncie (z wodą) wskazane jest otoczenie zarysu płyty ścianą szczelną, aby nie dopuścić do usuwania się gruntu poza zarys płyty. Grubość płyty a zwykle $= \frac{1}{10}$ średniej rozpiętości pomiędzy poszczególnymi murami; najmniej 0,50 m, średnio około 1,0 m. Płyta bez żeber (fig. 255 a) łatwiejsza i tańsza w wykonaniu od żebrowej (fig. 255 b). Do obliczenia statycznego rozkładu się ciężar całej budowli G

na całą podstawę płyty $p = \frac{G}{F}$, poczem przy przyjętej grubości g oblicza się uzbrojenie dla poszczególnych części płyty według podziału murami.

W obliczeniu uważamy płytę (w odwrótnym położeniu) jako obciążoną ciśnieniem gruntu p , a opartą na ścianach lub żebrach, jako podporach.

Fundowanie na jednolitej płycie wskazane jest na bardzo słabym gruncie (na nasypach), gdy grunt wytrzymały leży głębiej niż 6–8 m, zatem przeniesienie obciążenia byłoby za drogie.

d) Ruszty. Pod budowle rozległe w rzucie poziomym, a stosunkowo lekkie, stawiane na słabym gruncie, dają zamiast płyty, ruszt drewniany (tylko pod zw. wody gruntowej), lub żelazny ze starych szyn, kładzionych na sobie pod kątem prostym, a otoczonych betonem. Ruszty stężają fundament w kierunku podłużnym i poprzecznym. Dziś konstrukcja rzadko używana; wypierają ją coraz bardziej podkłady żelbetowe, względnie płyty.

e) Odwrócone sklepienia łukowe łączą ze sobą poszczególne mury, względnie filary i rozkładają całe obciążenie na wielką powierzchnię. Obliczenie wymiarów graficzne, przyjmując jednostajne obciążenie podstawy

$p = \frac{G}{F}$, a część działająca w obrębie rozpiętości l (fig. 256), jako siły pionowe, działające na sklepienie. Kształt i grubość sklepienia przyjmą próbnie.

Do wyznaczenia linii ciśnienia przyjmuje się, że w kluczu i węzłach ma przechodzić przez środek grubości sklepienia. Dla lepszego jeszcze rozkładu ciśnienia dają czasem, na słabym gruncie, podsypkę piasku pod sklepienie. W nowszych czasach płyty żelbetowe usuwają coraz bardziej zastosowanie odwróconych sklepień.

3. Przeniesienie ciężaru budowli na warstwy głębsze, bardziej wytrzymałe, można skutecznie przy pomocy pali i studni, oraz t. zw. fundacji pneumatycznej.

a) Pale mogą być drewniane, żelazne, betonowe i żelbetowe.

Pale drewniane (żywiczne), sosnowe lub świerkowe, rzadziej (bo droższe) modrzewiowe lub dębowe, muszą stale znajdować się pod zwierciadłem wody, aby nie butwiały. Przekrój okrągły, $d = 20-40$ cm, zależnie od długości, która może wynosić 4–12 m. Według Perronet'a, $d_{cm} = 12 + 3l$ (gdzie $l =$ długość pala w m). Zazwyczaj szczyt drzewa idzie w dół. Zaostrzenie pala u dołu w tępym ostrostup. Górny koniec zabezpieczyć kutym pierścieniem żelaznym, osadzonym w stanie ogrzanym przez nabicie; dolny — trzewikiem,

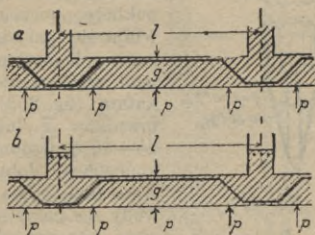


Fig. 255.

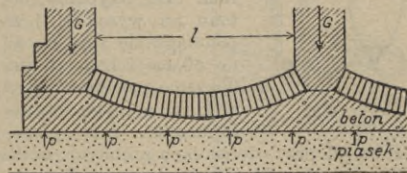


Fig. 256.

o ile ma być bity w twardszy (żwirowy) grunt (fig. 257). Bardzo ważne osiowe osadzenie trzewika; dokładne \perp obcięcie pała u góry. Przedłużanie pali rzadkie, może być wykonane na piętkę, zwykłą lub krzyżową, lub przy pomocy 4 sztab żelaznych o dług. 3—4 d , mocno ześrubowanych.

Unios (udźwig) pała drewnianego 10—20 t .

Pali żelaznych używa się tam, gdzie twardy grunt (nawet miękka skała) uniemożliwiają użycie pali drewnianych. Korzyść duża w łatwości przedłużania. Używa się też (bardzo rzadko) pali kutych pełnych, o $d = 10—15$ cm, zakończonych stożkiem ($h = 1,5 d$), którymi przebija się twarde pokłady, poczem w miejsce to, po wyciągnięciu, wbija się pal drewniany. Częściej używają pali rurowych (system „Le Grand“ i „Sutchiff“) z pełnym zakończeniem dolnym, o które uderza baba kafara (fig. 258). Najczęściej używa się kształtowników I lub starych szyn. Unios pała żel. 20—50 t . Osobny typ stanowią pale śrubowe, zakończone u dołu płaską śrubą do wkręcania, stosowane tam, gdzie chodzi o przeciwdziałanie parciu wody do góry.

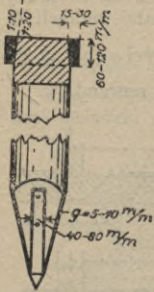


Fig. 257.

Pale betonowe bez uzbrojenia nie dałyby się wbijać. Dlatego musi być wykonany otwór, w którym następnie ubija się beton. Beton zwykle wciska się w ściany boczne, powiększając w ten sposób tarcie na obwodzie. Otwór na taki pal betonowy można wykonać wbiciem pała drewnianego (który się następnie wyciąga), sposobem Dulac'a („Compressol“), już wspomnianym na str. 703, sposobem „Simplex“ inż. Shumana z Filadelfji, lub też inż.

Straussa (z Kijowa). System „Simplex“ (fig. 259) używa do wykonania otworu rury, zakończonej trzpieniem stożkowym, który zostaje u dna otworu. Rurę wbija się kafarem. Po wyspaniu betonu na wysokość 1 m podciąga się rurę na 40 do 60 cm i beton ubija. To samo powtarza się aż do końca górnego. Strauss zapuszcza rurę płaszczową jak przy wierceniach próbnym, unikając wstrząśnięć sąsiedniego terenu. Wykonanie pała, jak w systemie „Simplex“. Nadaje się z tego powodu najlepiej do podchwytywania słabo zafundowanych murów (fig. 260). Inż. Wolfsholz (z Berlina) wykonywa takie pale pod ciśnieniem powietrza (z kompresora do 10 atmosfer). Otwór wierci przy użyciu rury płaszczowej $d = 30$ cm, na którą naśrubowuje szczelną głowicę o trzech

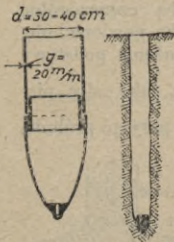


Fig. 259.

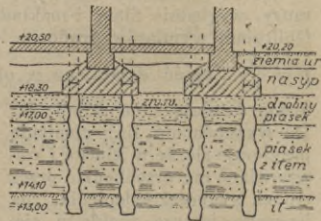


Fig. 260.

otworach. Jednym z nich wpuszcza ściśnione powietrze, które wyciska rurką przez drugi otwór wodę gruntową z otworu wiertniczego; potem przez trzeci otwór w głowicy wprowadza zaprawę cementową, którą ściśnionem powietrzem

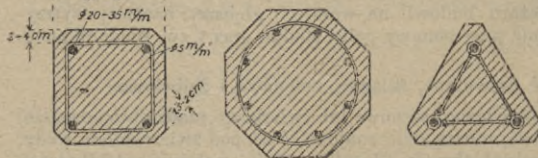


Fig. 261.

otworach. Jednym z nich wpuszcza ściśnione powietrze, które wyciska rurką przez drugi otwór wodę gruntową z otworu wiertniczego; potem przez trzeci otwór w głowicy wprowadza zaprawę cementową, którą ściśnionem powietrzem

wcisła w dno i tworzy stopę cementową; potem wypełnia cały otwór zaprawą cementową, a wywierając na nią nacisk powietrza, podciąga niemi zarazem rurę i wciąga zaprawę w ściany otworu wiertniczego, uzyskując silny pal. Można także przed założeniem głowicy na rurę płaszczową wiożyć w otwór wiertniczy uzbrojenie żelazne, podobne do uzbrojenia pali żelbetowych.

Pale żelbetowe otrzymują uzbrojenie z prętów pionowych i poziomych strzemion, lub spiralnych wiązań (według Considère'a).

Przekrój kwadratowy, trójkątny lub wieloboczny (fig. 261). Krawędzie tępo ścięte.

Wykonują się w poziomych formach drewnianych, używając betonu o stosunku 1:2:3 aż do 1:1½:2, o ziarnach żwiru 8—40 mm, ubijając beton w stanie plastycznym, w warstwach 5—10 cm grubych. Normalne długości do 12 m. Bywają i dłuższe; przy podnoszeniu i ustawianiu ich do bicia występują jednak duże siły zginające; stąd, przy palach dłuższych niż 12 m, uzbrojenie musi być tak obliczone, aby pal wytrzymał swój ciężar, jeżeli się go ułoży końcami lub w środku na podporach. Pale do 10 m długości otrzymują 1,2—1,8% przekroju w uzbrojeniu podłużnym, a 0,4—0,8% na strzemiona itp. Uzbrojenie poprzeczne przy

dolnym końcu i przy głowie zagęszcza się. Wysokie pale żelbetowe (powyżej 16 m) zapuszcza się prądem wody (bez bicia). Dolny koniec otrzymuje trzewik żelazny (fig. 262), często połączony z wewnętrznym uzbrojeniem. Na głowę nasadza się do bicia czapkę z elastyczną podkładką (piasek, miękkie drzewo).

Pale żelbetowe zachowują się dobrze w gruncie suchym i mokrym (bez kwasów humusowych i CO_2). Mają większy unios (20—40 t). W wypadkach, gdy zwierciadło wody leży więcej niż 2,0 m pod posadzką piwnicy (lub fundamentu), pale żelbetowe są tańsze, gdyż potrzeba ich mniej, unika się dużych objętości murów nad palami drewnianymi (które nie mogą wychodzić nad zwierciadło wody), wielkich wykopów, a często i ścian szczelnych do ich ubezpieczenia. Porównanie to podaje fig. 263.

Ponieważ w wodzie zachowują się lepiej tańsze pale drewniane (zwłaszcza w gruncie torfiastym), a nad zwierciadłem wody pale żelbetowe, usiłują je łączyć (fig. 264) w ten sposób, że na pal drewniany, wbity około 1 m nad zwierciadło wody gruntowej, nabija się kawał rury żelaznej, a w czoło pala klin (264 b), którym dokładnie rozpiera się drzewo do ścian rury, zewnątrz wzmocnionej pierścieniami żelaznymi.

Pal z taką nasadą wbija się dalej tak, aby głowa drewnianego pala znalazła się pod najniższym zwierciadłem wody gruntowej. Potem wstawia się do wystającej części rury uzbrojenie żelazne (jak w żelbetowych pilotach) i w formie pionowej ubija się beton, przedłużając w ten sposób pal do konstrukcyjnej wysokości budowli (fig. 265).

Bicie pali drewnianych uskutecznia się przy pomocy ręcznych kafarów sznurowych, windowych, względnie parowych (o pośrednim lub bezpośrednim działaniu). W kafarze windowym skok baby do 4 m, ciężar baby 200—600 kg. Pale żelazne i żelbetowe zabija się kafarami parowymi o ciężkiej babie (ciężar baby ∞ ciężarowi pala); skok do 1,0 m. — Im grunt bardziej nasycony wodą, tem

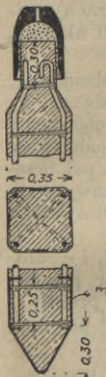


Fig. 262.

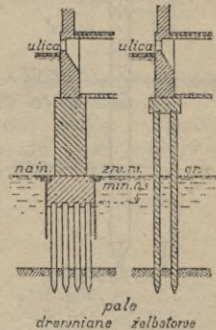


Fig. 263.

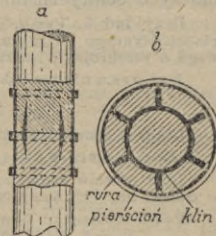


Fig. 264.

szybciej powinny następować udary kafara. W pokładach luźnych (piaskowych, żwirowych) można zapuszczać pale przy pomocy prądu wody, co usuwa wstrząśnięcia, wywoływane udarami kafara.

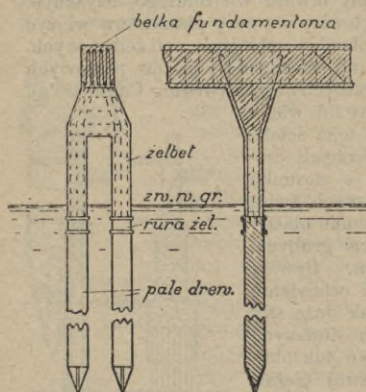


Fig. 265.

Z reguły bije się pale pionowo; tam, gdzie występują siły poziome (wypadkowa ukośna, np. przy bulwarach), należy znieść je, bijąc część pali ukośnie, w kierunku wypadkowej.

Unios (udźwig) pali (obciążenie, które pal znieśie bez osiadania się) zależy od tego, czy na grunt przenosi się obciążenie tylko tarcieniem na powierzchni pala (przy zagęszczeniu gruntu), czy też pal przenosi w całości ciężar na warstwy stałe (skalne). W pierwszym wypadku unios:

$$P = T \pi d l,$$

gdzie d = średnica pala w m , l = długość pala w m , pomijając opór przeciw zagłębianiu się ostrza pala w grunt.

Opór tarcia T w t na $1 m^2$ powierzchni pala przyjmują:

	w szlamie, torfie	w miękkiej glinie	w płynnym piasku	w twardym piasku
dla pali drewnianych: $T = 0-0,2$	0-0,2	1,0	2,0	3,0
„ „ żelbetowych: $T = 0-0,2$	0-0,2	1,2	2,5	4,0

Opór przeciw zagłębianiu się zaostrego końca dolnego pala można przyjąć, zależnie od głębokości pod terenem:

w piasku	. 3-6 kg/cm^2	przekroju pala
w żwirze	. 5-10 kg/cm^2	„
w glinie, ile	4-7 kg/cm^2	„

Dobry pogląd daje próbne obciążenie pala (fig. 227); pamiętać przytem należy o centrycznem obciążeniu.

Przykład 5. Przekrój gruntu: 2,5 m torfu, 1,5 m miękkiej rozmokłej gliny, 3 m piasku płynnego i 1 m iłu zbitego. Obliczyć unios pala drewnianego $d = 30 cm$ i żelbetowego o przekroju 35.35 cm, przebijających te pokłady.

Pal drewniany. Obwód pala na 1 m b.: $0,30 \cdot 3,14 = 0,942 m$;

$$\text{przekrój pala: } \frac{0,30^2}{4} \cdot 3,14 = 0,07 m^2 = 700 cm^2.$$

Unios = oporowi tarcia:

$$P_d = 0 \cdot 0,942 \cdot 2,5 + 1,0 \cdot 0,942 \cdot 1,50 + 2,0 \cdot 0,942 \cdot 3,0 + 3,0 \cdot 0,942 \cdot 1,0 = 12,35 t.$$

Opór przeciw zagłębianiu się ostrego końca pala można tu przyjąć na $5 kg/cm^2$, zatem w całości na: $700 \cdot 5 = 3500 kg = 3,5 t$, razem zatem z tarcieniem na powierzchni pala 17,85 t.

Pal betonowy: Obwód na 1 m b.: $4 \cdot 0,35 = 1,40 m^2$

$$P_b = 0 \cdot 1,4 \cdot 2,50 + 1,2 \cdot 1,4 \cdot 1,5 + 2,5 \cdot 1,4 \cdot 3,0 + 4,0 \cdot 1,4 \cdot 1,0 = 18,62 t.$$

Opór przeciw zagłębianiu się ostrza pala: $35 \cdot 35 \cdot 5 = 6125 kg = 6,125 t$, czyli razem 24,745 t.

Zagłębianie się pala pod ostatnimi udarami, w czasie bicia pala kafarem, daje możliwość oceny uniosu pala przy pomocy najczęściej używanego wzoru Brix'a:

$$P = \frac{q Q^2 h}{e (q + Q)^2 n},$$

gdzie P — unios pala w kg , q — ciężar pala w kg , Q — ciężar baby w kg , h — wysokość udaru baby w mm , e — zagłębienie w mm pala pod ostatnim udarem, n — współczynnik pewności = 2-5, zależnie od ważności budowy.

Przykład 6. Pal drewniany, $q = 250 kg$, $Q = 300 kg$, $h = 4000 mm$, $e = 5 mm$; $n = 4$.

$$P = \frac{250 \cdot 300^2 \cdot 4000}{5 (250 + 300)^2 \cdot 4} = 13,200 kg = 13,2 t.$$

Unios pali „Simplex“ obliczają we Francji¹⁾ wzorem:

$$P = \frac{2 G h}{e + 1} + \frac{2 G h F}{(e_1 + 1) f \cdot \eta},$$

gdzie G — ciężar baby w kg ; h — wysokość spadu; e — zagłębienie średnie pala pod 5 ostatnimi udarami, e_1 — średnie zagłębienie pala pod wszystkimi udarami całego bicia pala; F — powierzchnia tarcia pala; f — powierzchnia rzutu ostrza (przekrój pala); η — współczynnik doświadczalny = 40.

Dopuszczalne obciążenie na cm^2 pilonu systemu „Compressol“ Dulac'a:

$$p = \frac{G h}{2 e F},$$

gdzie G — ciężar ubijaka, h — wysokość spadu ubijaka, F — powierzchnia podstawy ubijaka, e — zagłębienie pod udarem (ostatnim) ubijaka.

O ile pal opiera się dolnym końcem o grunt stały (skałę) i przynosi istotnie na niego cały ciężar, należy pal liczyć w zwykły sposób na wyboczenie, zwłaszcza o ile grunt, przez który pal przechodzi, łatwo na wyboczenie pozwala (np. szlam, torf, płynny piasek).

Fundamenty na palach. Ciężar budowli przenosi się na fundament palowy (najmniejszy odstęp pali = $2 d$) przy pomocy rusztu drewnianego, o ile może on leżeć stale pod najniższym zwierciadłem wody. Stąd trudność założenia belek rusztu (na czopy) na pale. Dziś powszechnie na głowy pali daje się płytę betonową, normalnie około $1,0 m$ grubą, w której

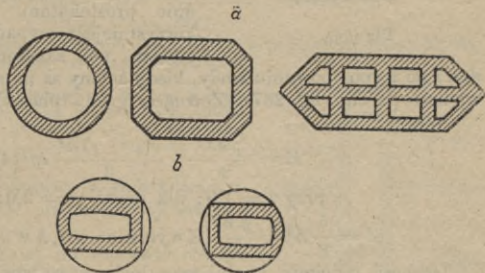


Fig. 266.

pale tkwią co najmniej $30 cm$ (fig. 263 a). Przy użyciu pali żelbetowych nakłada się na nie najczęściej płytę żelbetową (fig. 263 b); uzbrojenie płyty łączy się z uzbrojeniem pali, których głowy, dla wyrównania ich poziomu, należy często skrócić (beton należy obić).

Z ciężaru budowli i przyjętego uniosu pala oblicza się ilość pali i rozmieszcza się je w wierzchołkach trójkątów (nie kwadratów).

Fundowanie na palach wskazane jest tam, gdzie grunt wytrzymały leży w głębokości najwyżej $10-12 m$, a przytem warstwy górne nie przedstawiają trudności w biciu pali.

b) Studnie w kształcie walca, opartego na wieńcu, zapuszcza się przez podbieranie gruntu od wnętrza aż do gruntu wytrzymałego. Dziś nadaje się im rozmaite kształty w przekroju poziomym (fig. 266). Przekrój kołowy najkorzystniejszy ze względu na wytrzymałość ścian (narażonych tylko na ciśnienie), jak i ze względu na samo zapuszczanie (najmniejsza powierzchnia tarcia), zwłaszcza przy użyciu bagrownic, które mają wszędzie równie ułatwiony dostęp. W czasie osiadania się czasem się nieco obracają. Gdzie to nie jest dopuszczalne, należy w odpowiedniej wysokości przejść w przekrój o ostrych krawędziach (fig. 266 b). Studnia może być wykonana z silnie wypalanej cegły na zaprawie cementowej, z kregów betonowych, z betonu ubijanego w formie, lub z żelbetu. Studni ceglanych i z betonu używa się w gruncie łatwym do usuwania (syplikim) i bez przeszkód; gdzie mogą być duże korzenie, kamienie itp. przeszkody, które mogłyby spowodować nierównomierne za-

¹⁾ Henry Lossier: Nouveau manuel théorique et pratique du constructeur en ciment armé. Paris 1920.

głębianie się studni (przechylenie się) i wywołać w ścianach jej ciągnięcie, względnie jeżeli studnie musimy zapuszczać z rusztowań na wodzie (w rzekach, jeziorach itp.), lepiej użyć studni żelbetowych.

Grubość ścian możliwie znaczna, aby powiększyć ciężar i ułatwić zapuszczanie (pokonanie oporów tarcia na zewnętrznej powierzchni); studnie okrągłe ceglane otrzymują grubość około $\frac{1}{8} d_z$; najmniej 0,30 m.

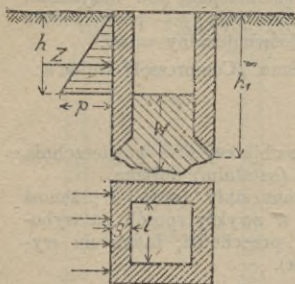


Fig. 267.

Ograniczenie grubości ścian, przy przyjętej zewnętrznej średnicy, powoduje konieczność zachowania otworu, odpowiednio dużego, na swobodną pracę wewnątrz (podkopywanie). Przy robocie ręcznej najmniej 1,50 m, przy bagrownicach dużych do 3,0 m. Obliczanie grubości ścian konieczne tylko przy przekrojach prostoliniowych (studnie prostokątne). Najniekorzystniejszy wypadek zachodzi po zabetonowaniu

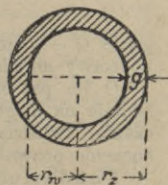


Fig. 268.

dna i po wypompowaniu wody, kiedy ściany są narażone jednostronnie na największe parcie (fig. 267). Zewnątrz grunt (piasek) przesycony wodą.

Wtedy:

$$Z = \frac{\gamma h^2}{2} + \frac{(\gamma_z - \gamma) h^2}{2} t g^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

przy $\gamma = 1,0$; dla ziemi $\gamma_z = 2,0$; $\varphi = 36^\circ$;

$$Z = \frac{5}{8} h^2 = \frac{p h}{2} \quad (Z \text{ wyrażone w } t, h \text{ w m}, p = \frac{5}{4} h \text{ (w } t)).$$

Grubość g ściany studni w najniższej warstwie (o wysokości 1), obciążonej parciem p , można obliczyć z równania:

$$\frac{p l^2}{12} = \sigma \frac{1 g^2}{6},$$

przyjmując σ — dopuszczalne naprężenie na rozciąganie w materiale, z którego zbudowana jest ściana. Ze względu na spokojne i krótkotrwałe działanie parcia, w tym wyjątkowym wypadku dla betonu można przyjąć $\sigma = 5-8 \text{ kg/cm}^2$. W razie przekroczenia tej granicy — wkładki żelazne po stronie wewnętrznej.

Przy studniach o przekroju kołowym (fig. 268) można zastosować wzór Bacha (rury ciśnione zewnątrz):

$$r_z = r_w \sqrt{\frac{\sigma}{\sigma - 1,7 p}} \\ g = r_z - r_w$$

σ — dopuszczalne naprężenie na ściskanie; dla betonu = 40 kg/cm^2 , dla muru z cegieł na zaprawie cementowej = $10-14 \text{ kg/cm}^2$; p — jak wyżej w kg/cm^2 , r_z , r_w i g w cm .

Mięszkość warstwy zabetonowanej u dna w studni (fig. 267): $w \approx \frac{h_1}{2}$, względnie należy obliczyć w jak dla płyty podpartej na całym obwodzie, a obciążonej parciem wody γh (w t/m^2).

Aby taka studnia przy zapuszczaniu się zagłębiała, potrzeba pokonać tarcie na powierzchni zewnętrznej studni:

$$T = \mu Z = \mu \gamma \frac{h^2}{2} t g^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

według dat podanych na str. 693.

Przykład 7. Obliczyć tarcie na powierzchni studni, o średnicy zewnętrznej $d = 2,50$ m (fig. 269), zatem o obwodzie $o = 7,85$ m, która ma przejść przez warstwę 3,0 m torfu, leżącego na 2 m warstwie rozmołżonego iltu, pod którą leży 5 m piasku, na zbitym żwirze.

Tu w torfie:

$$T_1 = \mu_1 \cdot Z_1 = 0,1 \cdot 1,5 \cdot \frac{3,0^2}{2} \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{5^\circ}{2} \right) = 0,52 \text{ t/l m obwodu studni, czyli na całym obwodzie: } 0,52 \cdot 7,85 = 4,08 \text{ t.}$$

$$\text{W iltie: } T_2 = \mu_2 \cdot Z_2 = 0,20 \cdot 2,0 \cdot \frac{5^2 - 3^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{25^\circ}{2} \right) = 1,30 \text{ t/l m obwodu,}$$

czyli na całym obwodzie: $1,3 \cdot 7,85 = 10,21$ t.

$$\text{W piasku: } T_3 = 0,3 \cdot 1,8 \cdot \frac{10^2 - 5^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 6,74 \text{ t/l m obwodu,}$$

a na całym obwodzie: $6,74 \cdot 7,85 = 52,9$ t.

Razem zatem tarcie na powierzchni studni wynosi: $4,08 + 10,21 + 52,90 = 67,19$ t i musi być pokonane ciężarem studni.

Przyjąwszy grubość ścian $g = 0,45$ m, ($d_w = 2,50 - 0,90 = 1,60$ m), otrzymamy powierzchnię przekroju muru studni:

$$F = \frac{d_z^2 - d_w^2}{4} \cdot \pi = \frac{2,50^2 - 1,60^2}{4} \cdot \pi = 3,14 = 2,90 \text{ m}^2,$$

a przy wysokości studni $l = 10$ m i $\gamma_m = 2 \text{ t/m}^3$, ciężar jej:

$$G = 2,90 \cdot 10 \cdot 2 = 58 \text{ t}$$

byłby za mały do pokonania tarcia. Należałoby więc albo wykonać grubsze ściany (60 cm), albo dodatkowo obciążyć studnię ciężarem conajmniej

$$67,2 - 58,0 = 9,2 \text{ t.}$$

Gdybyśmy studnię tę zapuścili jeszcze np. na 2 m w warstwę zbitego żwiru, to ze względu na jej położenie poniżej

10 m pod terenem (według tabeli na str. 693) wzrosłoby tarcie o:

$$T_4 = 3,5 \cdot 2,0 = 7,0 \text{ t na 1 m b. obwodu, czyli na całym obwodzie } 0,7 \cdot 7,85 = 54,95 \text{ t.}$$

Aby z góry zdać sobie sprawę z głębokości studni, dobrze jest wykonać w przyszłym jej miejscu wiercenie próbne.

Unios takiej studni, opartej na warstwie zbitego żwiru, dla którego $p_0 = 4 \text{ kg/cm}^2$, ze względu na nacisk warstw górnych i tarcie na obwodzie znacznie wzrasta. Dopuszczalne obciążenie w głębokości t można przyjąć (por. str. 693):

$$p_t = p_0 + \gamma \cdot t + T \frac{O}{F}.$$

W naszym przykładzie: $p_0 = 4 \text{ kg/cm}^2 = 40 \text{ t/m}^2$.

$$\Sigma \gamma \cdot t = 1,5 \cdot 3,0 + 2,0 \cdot 2,0 + 1,8 \cdot 5,0 = 17,5 \text{ t/m}^2; \quad O = 7,85 \text{ m}^2; \quad F = \frac{2,5^2}{4} \cdot \pi = 4,91 \text{ m}^2;$$

$$\frac{O}{F} = \frac{7,85}{4,91} = 1,60$$

$$\Sigma T \frac{O}{F} = T_1 \cdot 1,60 + T_2 \cdot 1,6 + T_3 \cdot 1,6 = 1,6 (0,52 + 1,30 + 6,74) = 13,7 \text{ t/m}^2,$$

zatem: $p_t = 40 + 17,5 + 13,7 = 71,2 \text{ t/m}^2 = 7,12 \text{ kg/cm}^2$ w stosunku do dopuszczalnego obciążenia takiego samego pokładu żwiru zbitego 4 kg/cm^2 , gdyby pokład ten leżał na wierzchu. Unios całej studni, o przekroju 49100 cm^2 , czyli ciężar budowli, $F \cdot p_t$ studnia ta może unieść, wynosi $49,100 \cdot 7,12 = 349,592 \text{ kg} = 349,6 \text{ t}$.

Średnica zewnętrzna studni zależy od obciążenia, jakie przenosi studnia i od wytrzymałości gruntu, na którym się opiera; w praktyce $d = 3 - 6$ m, rzadziej do 10 m; głębokość 6—15 m i głębiej. Odstęp studzien pomiędzy sobą conajmniej 0,5—1,0 m; połączenie dawniej sklepieniami, dziś płytami żelbetowymi, przyczem i odstępowi wzrasta.

Ściany zewnętrzne pionowe lub łagodnie ukośne, u dołu studnia szersza (20:1—10:1), co ułatwia zapuszczanie, zmniejszając tarcie. Studnia o ścianach pionowych umożliwia przy słabym gruncie (na którym ma się oprzeć) wyzyskanie oporów tarcia, jak w przykładzie 7. Rozszerzenie zaś u dołu pozwala na powiększenie rzutu i dostosowanie się do obciążenia. Przy głębokich studniach

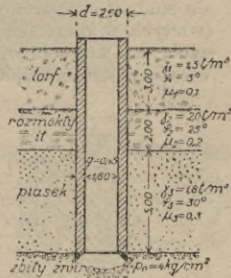


Fig. 269.

żelaznych, w formie walców z blachy, łączonych przy pomocy wewnętrznych żeber na śruby. Studnie takie, po zapuszczeniu, wypełnia się zawsze silniejszym betonem (1:7—1:9), na trwałość bowiem drzewa (butwienie), ani żelaza (rdza), w tym wypadku liczyć nie można.

Metodę zamrażania inż. Poetscha stosuje się przy silnym napływie wody gruntowej (w płynnych piaskach), którego inaczej pokonać nie można.

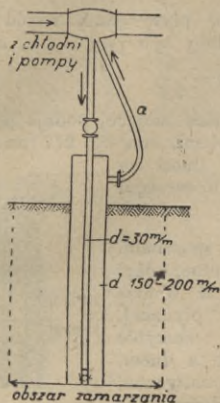


Fig. 272.

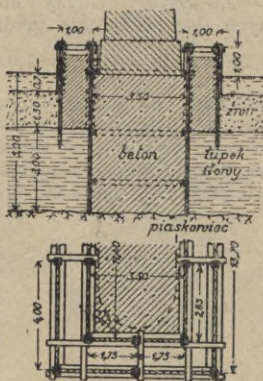


Fig. 273.

W tym celu wokoło danego fundamentu wierce się w odstępach 0,70—1,0 m otwory, zarurowane $d = 150-200$ mm. Wewnątrz znajdują się rurki o średnicy 30 mm (fig. 272), do których włącza się pompą roztwór chlorku wapniowego, oziębiony do -25°C (zamraża przy -40°C), który następnie wznosi się do góry szerszą rurą i osobną rurką (a) dostaje się z powrotem do

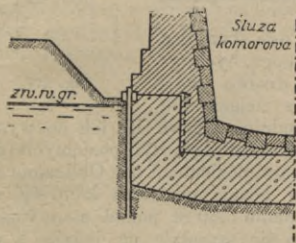


Fig. 274.

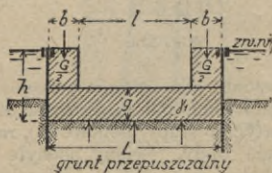


Fig. 275.

głównego ciągu tłocznego. W ten sposób w ciągu dłuższego czasu zamraża się całe otoczenie, w którym można wtedy wykonać (jak w skale) wykop i mur. Używa się rzadko, najczęściej w górnictwie, oraz przy fundacji pneumatycznej, jeżeli przy pomocy tej ostatniej nie można dojść do warstwy wytrzymałej.

B. Fundamenty w wodzie (stojącej lub płynącej). W rzekach, jeziorach i w morzu używa się do wykonania fundamentów wielu przedstawionych już metod, a w szczególności fundowania wśród gródziny (fig. 273, filar mostowy na Dunajcu pod Kurowem), lub na gródziny betonowej (fig. 274), która wchodzi w korpus konstrukcji stałej.

Przy wykonaniu takiej ławy pamiętać należy, że jej grubość musi być taka, aby jej parcie wody nie podniosło (fig. 275).

$$G + \gamma_1 g L \geq \gamma h L.$$

Grubość g oblicza się jako belkę w 2 punktach podpartą, obciążoną parciem wody:

$M = \frac{1}{12} (\gamma h - \gamma_1 g) l^2 = \frac{1}{6} \sigma \cdot g^2$; przyjmując: $\gamma_1 = 2,00 - 2,3 \text{ t/m}^3$; $\sigma = 3 - 3,5 \text{ kg/cm}^2$. Gdyby chodziło o taką płytę samą wśród ścian szczelnych (bez obciążenia grodzą), to musiałyby być $\gamma_1 g = \gamma h$, a przy $\gamma_1 = 2,2 \text{ t/m}^3$, dla wody $\gamma = 1,0 \text{ t/m}^3$, byłoby $g = \frac{h}{2,2}$.

Fundowanie na palach drewnianych w wodzie stojącej podaje przykładowo fig. 276 (filar mostu na Sanie pod Jarosławiem), oraz fig. 277 (na palach żelbetowych), względnie na studniach fig. 278 (most na Dniestrze pod Haliczem, na studniach żelbetowych; szczegół wieńca dolnego „A” patrz str. 714, fig. 271 d).

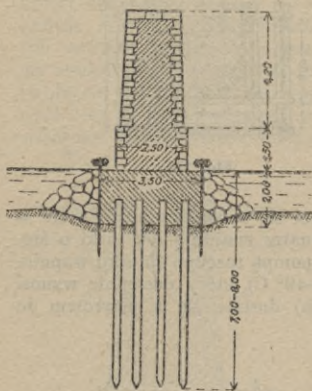


Fig. 276.

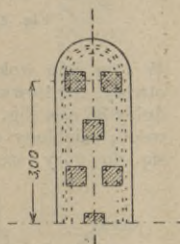
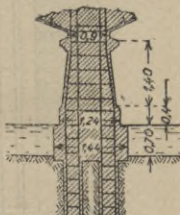


Fig. 277.

Poza temi sposobami istnieją specjalne, używane tylko w wodzie stojącej lub płynącej, mianowicie: skrzynie bez dna lub z dnem, i fundacja pneumatyczna, używane w budownictwie wodnym na rzekach, jeziorach i w morzu, oraz narzuty kamienne, bloki betonowe, worki z betonem, wzgl. kaszyce wypełnione kamieniem, używane głównie w budownictwie morskim (mola, bulwary).

Skrzynie bez dna (fig. 279) mogą być wykonane z drzewa (najczęściej), z żelaza lub

z betonu. Te ostatnie przechodzą już w studnie. Używa się ich do wysokości h około 5,0 m. Skrzynie drewniane zbudowane są z dyli poziomych (a), opartych o słupy pionowe (b), rozparte wieńcami poziomymi (c). Obliczone na parcie wody. Ściany pochyłe 10:1, wolny odstęp od muru kam. 0,5 m, od betonowego 0,3 m. Wysokość skrzyni około 0,30 m ponad stan wody, spodziewany w czasie budowy. Wykonywa się szczelnie na ładzie, a po spławieniu na miejsce zapuszcza na wyrównane dno. Wyrównanie dna rzeki wykonywa się w osłonie z faszyn lub ścian zakładanych. Po uszczelnieniu dna (warstwą betonu) wypompowuje się wodę i muruje fundament na sucho. Po wyprowadzeniu muru nad zw. w. może być skrzynia rozebrana lub częściowo ucięta; dolna część pozostaje jako ochrona przed prądem. Wielkie fundamenta (w rzucie poziomym) można podzielić na kilka skrzyń. Korzyść skrzyń polega w ich większej szczelności niż przy ścianach szczelnych, uniknięciu bicia pali i dyli, co przy twardym dnie musi być trudne i kosztowne, oraz w możności wielokrotnego używania takiej skrzyni.

Skrzynie żelazne, jeszcze szczelniejsze, wykonywa się z kształtowników i blach.

Skrzynia z dnem odpowiada konstrukcji powyżej opisanej, z tem, że ma dno odczepialne, lub stale ze skrzynią złączone. Spławia się ją na

Ściany boczne, o ile są proste, oblicza się jako belki w 2 punktach podparte, względnie ciągle (przy ścianach rozporowych wewnętrznych w skrzyni). Warstwę najniższą, narażoną na parcie wody o wysokości słupa z , czyli na obciążenie $z t/m$, oblicza się według wzoru

$$\frac{z l^3}{12} = \sigma \frac{g^2}{6},$$

przyczem σ dla muru można przyjąć $= 10 \text{ kg/cm}^2$, dla drzewa sosnowego $= 100\text{--}150 \text{ kg/cm}^2$, a to ze względu na krótki czas takiego jednostajnego działania.

Ściany boczne z betonu, względnie żelbetu, najlepiej zakładać w liniach łukowych (w rzucie poziomym skrzyni), celem uniknięcia ciągnięć. Obliczenie grubości takich ścian według zasad dla studni okrągłych.

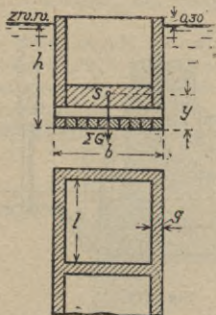


Fig. 282.

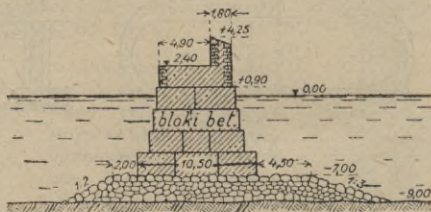


Fig. 283.

Skrzynie nadają się najlepiej tam, gdzie w głębokości do 5 m pod zw. wody znajduje się grunt wytrzymały (skała), nie ulegający wymyciu przez prąd wody, o ile oczyszczenie jego powierzchni jest łatwe; względnie tam, gdzie umieszczenie rusztu (ławy betonowej) na palach, głęboko (do 5 m) pod wodą się znajdujących, jest zbyt trudne.

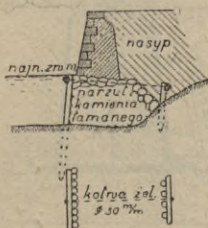


Fig. 284.

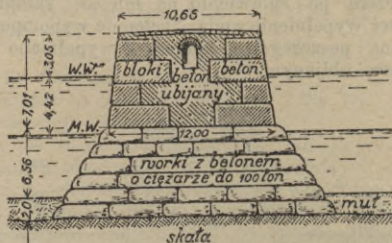


Fig. 285.

Kaszyce, używane w okolicach lesistych w budownictwie morskim, przedstawiają skrzynie z bali, wypełniane kamieniem. Dziś używane bardzo rzadko.

Sposób użycia narzutu kamiennego i bloków do budowy fundamentów morskich przedstawia fig. 283 (molo w Noworosyjsku nad Czarnym morzem), oraz fig. 284 w budownictwie rzeczonym (bulwar na Dunaju w Lincu). W budownictwie morskim używane są bloki betonowe o ciężarze około 10 - 40 t. Do umieszczania takich bloków używa się żorawi pływających i pomocy nurków lub dzwonów nurkowych.

Fig. 285 przedstawia wykonanie fundamentu (molo w Sunderland) z dużych w r k ó w z płótna żaglowego, wypełnionych tłustym (mało wilgotnym) betonem

(1:4), o ciężarze 5—20 t (wyjątkowo do 100 t), które zapuszcza się z galarów, przy pomocy skrzyń z otwieralnem dnem, kierowanych przez nurków. Worki takie po zapuszczeniu układają się dobrze do kształtów dna naturalnego, i z tego powodu nadają się także jako osłony przed budowlami, narażonemi na atak prądu lub fal. Po steżeniu worki takie, związane z prawą, która przez ich ściany się wydostaje, przedstawiają mur betonowy, ugnieciony ciężarem warstw górnych.

C. Fundacja pneumatyczna, zastosowana po raz pierwszy przez francuskiego inżyniera górniczego Trigera w r. 1841, polega na zastosowaniu skrzyni (caisson) bez dna, zapuszczonej do wody, względnie w grunt wodą przesycony, z obrębui której sprężonym powietrzem usuwa się napływającą wodę, w celu umożliwienia pracy na sucho. Kesony te, pierwotnie kształtu studni, dziś mają w rzucie poziomym kształt fundamentu, który przy ich pomocy ma być założony.

Zastosowanie fundowania metodą pneumatyczną wskazane jest w wodzie gruntowej i powierzchniowej, lub stojącej albo płynącej tam, gdzie spodziewany napływ wody do wykopu fundamentowego byłby trudny do pokonania przy pomocy pomp; gdzie grunt wytrzymały leży zbyt głęboko, aby

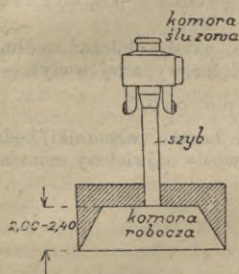


Fig. 286.

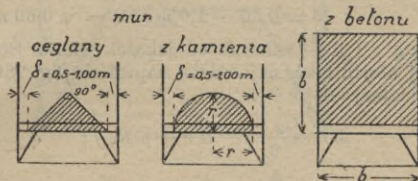


Fig. 287.

można było użyć z korzyścią fundacji na palach lub na studniach; wreszcie tam, gdzie bicie ścian szczelnych, celem wykonania fundamentu przy użyciu grodzy, ze względu na jakość gruntu (grube ryniaki, bryły i płyty kamienne) natrafia na duże lub niepokonalne trudności.

Co do wykonania samej roboty, mamy dziś dwa główne typy: 1. wykonanie fundamentu na kesonie, który w tym wypadku pozostaje częścią składową budowli; 2. wykonanie fundamentu pod kesonem, w jego osłonie, jakby w dzwonie nurkowym, przyczem sam keson usuwa się po ukończeniu fundamentu i można go użyć ponownie do dalszych analogicznych robót.

W obu wypadkach podstawę stanowi keson (komora robocza), połączony z urządzeniem do wprowadzania robotników do niego (w atmosferę sprężonego powietrza), zwanem komorą słuzową (fig. 286). Połączenie obu części odbywa się przy pomocy szybu, z drabinką lub windą do spuszczenia robotników.

Keson może być wykonany jako żelazna konstrukcja kratowa, obita obustronnie blachą, z betonu, wykonany na wieńcu, podobnie jak studnie, żelbetowy, lub w końcu z drzewa. Główną część składową kesonu stanowią ściany boczne, wykonane jako wsporniki, obliczone na największe parcie boczne, oraz strop, na którym buduje się fundament. Do obliczenia obciążenia stropu przyjmuje się ciężar bloku muru jak powyżej na fig. 287 zaszfrowano (zależnie od materiału).

Reszta muru (niezaszfrowana) przenosi swój ciężar w formie ciśnienia na podstawy ścian bocznych. Brennecke przyjmuje najniekorzystniejszy wypadek w chwili, kiedy przed wtłoczeniem sprężonego powietrza ostrza konsoli wleżą częściowo w dno (grunt), a płynąca woda uniesie zewnętrzną część gruntu (fig. 288). Wtedy (przy rozmieszczeniu wsporników co 1,0 m) w osi stropu (dźwigar w dwóch punktach podparty):

aby na niej można oprzeć fundament). W budowie zwracać uwagę na staranne wykonanie węzłów (kratowych połączeń), dobre przynitowanie blach płaszczowych

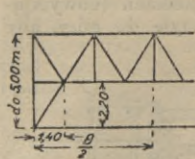


Fig. 291.

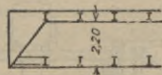


Fig. 292.

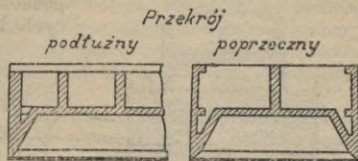


Fig. 293.

wewnętrznych i zewnętrznych kesonu i możliwie najszywniejszą konstrukcję wsporników (ścian bocznych) i ich dolnych ostrzy. Kesony takie mogą mieć całą swą konstrukcję poziomą w stropie i te są wygodniejsze, gdyż cała komora robocza jest wolna (fig. 291), albo też mogą mieć rozpory u dołu (fig. 292), które usztywniają bardzo ściany boczne (wspornikowe, ważne zwłaszcza w razie spodziewanych wielkich a nierównych parę bocznych), lecz utrudniają pracę wewnątrz kesonu.

Przekrój kesonu betonowego podaje fig. 290 i 293, a drewnianego fig. 294. Wielką korzyścią kesonów betonowych i żelbetowych jest to, że cały ich materiał (z wyjątkiem uzbrojenia żelaznego) można uważać za istotę korpusu budowli, podczas gdy przy żelaznych pozostaje duża ilość kosztownej konstrukcji żelaznej, po wykonaniu już fundamentu, jako bezużyteczna. Kesony drewniane są rzadziej używane; wymagają obicia dylowych ścian blachą czarna lub cynkową, o grubości około 0,5 mm, w celu uszczelnienia całego kesonu przed uciekaniem sprężonego powietrza. Przestrzenie puste kratowej konstrukcji kesonu żelaznego i drewnianego wypełnia się zazwyczaj betonem. Na kesony, służące jako dzwony nurkowe, nadaje się dobrze drzewo i żelazo; konstrukcje żelbetowe mniej, gdyż są za ciężkie.

Zapuszczanie kesonu można uskutecznić na lądzie w ten sposób, że się wyrównuje teren do poziomu, mniej więcej na wysokości zw. wody gruntowej, i na przygotowanym tak podłożu montuje się keson. Na wodzie można keson zapuszczać z rusztowania (fig. 295) lub też z przygotowanej wyspy (fig. 296), którą zazwyczaj usypuje się z materiału, przeznaczonego do wykonania muru na kesonie, wśród prowizorycznych ścian szczelnych, najlepiej żelaznych. Rusztowanie (fig. 295) musi być zbudowane silnie przeciw działaniu wiatru i prądu wody; nad

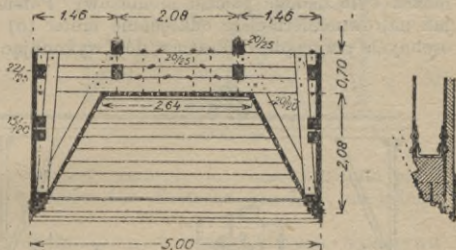


Fig. 294.

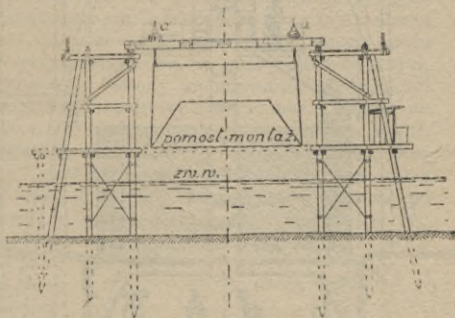


Fig. 295.

zw. wody, spodziewanej w czasie budowy, musi mieć pomost, na którym montuje się, względnie betonuje keson. Po założeniu dolnej części szybu śluzowego podnosi się keson na trzpieniach (chwytających keson od ostrza) o tyle do góry, aby

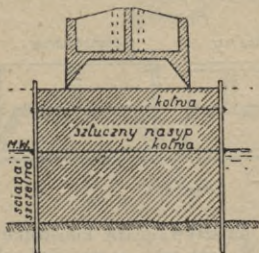


Fig. 296.

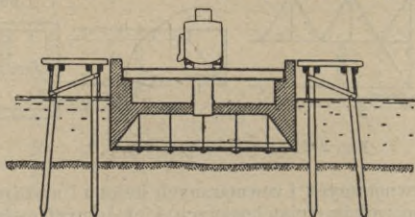


Fig. 297.

można było usunąć pomost montażowy. Potem spuszcza się, przez możliwie jak najrównomierniejsze odkręcanie muter (a) trzpieni (często przy pomocy osobnych przyrządów), keson w dół, wykonując nad nim mur, którego górna

krawędź powinna zawsze leżeć około 1,0 m nad zw. wody, aż dopóki nie stanie na dnie (gruncie). Wtedy można trzpienie, na których keson wisiał, odpiąć. Do kesonu domontowuje się szyb i komorę śluzową, a wpuściwszy do środka odpowiednio sprężone powietrze, po wyparciu wody z komory roboczej, wprowadza się tam robotników, którzy, podbierając równomiernie grunt pod krawędziami kesonu, umożliwiają dalsze zapuszczanie. Wydobyty materiał usuwa się przez szyby przy pomocy kubłów lub wind do komory śluzowej (często osobnej dla tego celu), skąd po napełnieniu usuwa się na galary lub wózki. Materiał miałki, jak żwir, piasek, mul, można transpor-

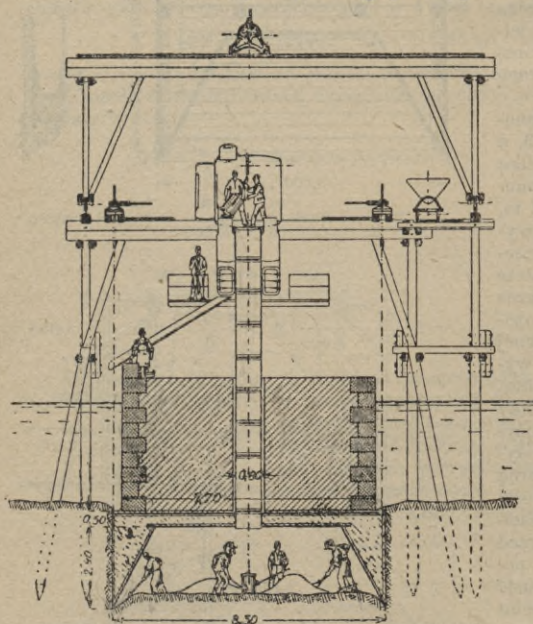


Fig. 298.

tować na zewnątrz bez przerwy przy pomocy pompy prądowej osobnym rurociągiem.

W końcu można taki keson (zwłaszcza żelbetowy) wykonać na wyciągu (helingu), a urządziwszy na dnie komory roboczej szczelną podłogą drewnianą (fig. 297), spławić go jak statek na miejsce przeznaczenia. Do ustalenia tego miejsca nadaje się lekkie rusztowanie. Przez obciążenie murem lub wodą można zapuścić tu keson na dno (do gruntu), wpuścić sprężone powietrze, usunąć

podłogę drewnianą i dalej w normalny sposób zapuszczać keson w grunt, nadmuruwując u góry równomiernie mur budowli.

Po zapuszczeniu kesonu do gruntu wytrzymałego wypełnia się komorę roboczą murem, betonem lub czasem piaskiem, poczem można usunąć komory szluzowe i szyby, których miejsca także się zamurowuje. Tok wykonania przy zapuszczeniu kesonu i murowaniu na nim filara, oraz tok zapełniania kesonu betonem przedstawiają fig. 298 i 299.

Ponieważ fundacją pneumatyczną, przy silnym napływie wody, dojść można około 35 m pod zw. wody, zatem o ile w tej głębokości niema jeszcze gruntu dostatecznie wytrzymałego, a dalsze pogłębianie pneumatyczne jest już ze względu na płuca robotników niemożliwe, należy przenieść ciężar kesonu (i opartej na nim budowli) na warstwę wytrzymałą przy pomocy pali, które wykonywa się w komorze roboczej, najlepiej także przy użyciu sprężonego powietrza, według systemu inż. Wolfsholza (patrz str. 708). Głowy tych pali, a następnie i całą komorę roboczą wypełnia się betonem. Można tu użyć także metody zamrożenia warstwy gruntu przesyconej wodą (poniżej kesonu) sposobem inż. Poetscha (str. 715), co jednak wypada bardzo drogo.

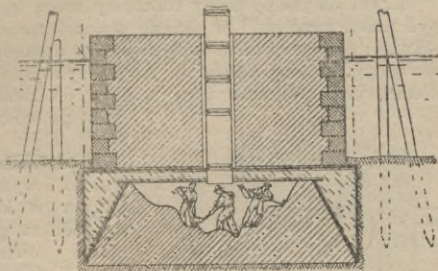


Fig. 299.

Kesony, używane jako dzwony nurkowe, w osłonie których wykonywa się mur fundamentowy w sprężonym powietrzu, wyciskającym z pod kesonu wodę, muszą być odpowiednio lekkie, zapuszczane z rusztowań, lub ze względu na zastosowanie ich prawie wyłącznie w budownictwie morskim, ze specjalnych statków. Celem obciążenia przy zapuszczaniu, a odciążenia przy podnoszeniu urządzają się nad takimi kesonami duże zbiorniki, które przy zapuszczaniu wypełniają się wodą, a z których przy podnoszeniu, w miarę jak rośnie mur, wypiera się wodę sprężonym powietrzem. Metody tej używa się wtedy, jeżeli chodzi o bardzo duże budowle, a mur fundamentowy założyć można wprost na dnie skalistym (morza), lub o ile keson musi być zapuszczony w grunt (np. w mul) najwyżej na głębokość 3,0 m. Pod kesonem takim można wykonać mur o objętości mniej więcej komory roboczej, poczem należy keson przesunąć dalej, aby wykonać ciąg dalszy muru. Następną warstwę wykonywa się po odpowiednim podniesieniu kesonu, który może się w tej wysokości znowu przesunąć. Przykrycie styków murów można wykonać jak na fig. 300. Warstwy przyjmuje się o grubości 0,50–1,0 m, przycosem komora robocza musi mieć wysokość 2,0–2,50 m. Krawędzie (ostrza) komory należy uszczelniać workami z płótna żaglowego, wypełnionymi mchem.

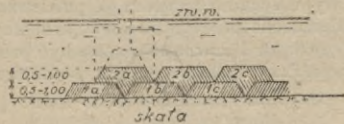


Fig. 300.

Czasem stawia się budowlę na dwóch lub więcej fundamentach kesonowych, połączonych u góry płytą żelbetową lub sklepieniami, podobnie jak przy studniach (fig. 301).

Warunki pracy w sprężonym powietrzu wymagają zastosowania dużej ostrożności i ścisłego przestrzegania przepisów.

Aby wyprzeć 10 m wysoki słup wody, przedstawiający ciśnienie 1 kg na 1 cm², potrzeba użyć ciśnienia jednej atmosfery ponad ciśnienie normalne. Jeżeli zatem mamy pracować w głębokości 10, 20, 30 m pod zw.

wody, to do usunięcia jej potrzeba użyć powietrza sprężonego do 2, 3, względnie 4 atmosfer (łącznie z ciśnieniem normalnym, wynoszącym 1 atmosferę) + pewien nadmiar (około 0,5 atm.) na opory, które musi woda pokonać, przeciskając się przez grunt (o ile pracujemy w wodzie gruntowej). Płuca ludzkie znoszą przy pracy jeszcze ciśnienie około 3,5 atm. ponad ciśnienie normalne, zatem przy użyciu metody pneumatycznej można dojść do głębokości około 35 m pod zwierciadło wody. Przy słabym napływie wody w gruncie stosunkowo gęstym udawało się, bez przekroczenia tej granicy ciśnienia, osiągnąć większe głębokości.

Użyci do takiej pracy robotnicy mogą być w wieku 20—45 lat; muszą być przed użyciem i w okresie pracy (conajmniej co miesiąc) badani przez lekarza; nie mogą mieć wady serca lub organów oddechowych oraz absolutnie nie mogą używać alkoholu. Aby przyzwyczaić płuca do zwiększonego ciśnienia, musi robotnik przy wejściu do komory i przy wyjściu z niej po-

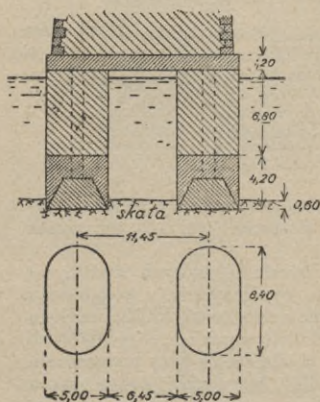


Fig. 301.

woli przechodzić do zmienionych warunków; stąd wejście do komory roboczej (wśluzowanie) i wyjście z niej (wyśluzowanie) wymaga pewnego przejściowego pobytu w komorze śluzowej. Na każde 0,1 atm. zwiększonego ciśnienia ponad normalne powinno wśluzowanie trwać co najmniej $\frac{1}{2}$ minuty, wyśluzowanie zaś dla pierwszej połowy ciśnienia co najmniej $\frac{3}{4}$ minuty, a na drugą połowę 3 minuty na każde 0,1 atm. Przy pracy pod ciśnieniem większym niż 1,5 atm. ponad normalne, powinien być na miejscu budowy zawsze lekarz i osoba śluz sanitarna, do której wprowadza się robotnika, który wskutek za szybkiego wyjścia ze śluz zapadł na chorobę kesonową.¹⁾ Jak stwierdzono, polega ta choroba na działaniu baniek powietrza, które rozprężają organa krwionośne. W Ameryce próbują zamiast powietrza włączać do komór roboczych mieszaninę tlenu z gazem helium (4 części helium

na 1 część tlenu), rzekomo z dobrym skutkiem.²⁾ Robotnika, który zapadł na objawy choroby kesonowej (reumatyczny ból w stawach, krwotok, trudność oddychania, nieprzytomność), wprowadza się natychmiast do komory śluzowej z powrotem, a po zastosowaniu odpowiedniego ciśnienia, w którym ustają objawy choroby, wyśluzowuje się ostrożnie chorego z powrotem na zewnątrz.

Aby uniknąć samowoli ze strony robotników, wentyle do wpuszczania i wypuszczania sprężonego powietrza z komory śluzowej powinny być pomieszczone na zewnątrz komory i obsługiwane przez odpowiedzialnego robotnika. Wewnątrz i zewnątrz muszą być precyzyjne manometry, a wewnątrz i termometr. Przy wyśluzowywaniu powinni robotnicy okryć się cieplejszym ubraniem.

Szycha robotnicza może trwać przy pracy pod ciśnieniem do

$2\frac{3}{4}$ atm.	dziennie	2×4 godzin
$2\frac{1}{2}$ "	"	raz 6 godzin
3 "	"	" 4 "
$3\frac{1}{2}$ "	"	" 3 "

Paauza w pracy przy ciśnieniu poniżej 1,0 atm. może wynosić 8 godzin, powyżej 1,0 atm. co najmniej 16 godzin.

¹⁾ Inż. Ignacy Ciszewski: Choroby kesonowe i zapobieganie im. Przegląd techniczny, Warszawa 1923.

²⁾ Zeitschr. d. öst. Ing.- und Arch.-Vereines, 1925, Heft 47/48.

Tabelaryczny przegląd sposobów fundowania.

Sto- sunki wodne	S p o s o b y f u n d o w a n i a			U w a g i
	I. Grunt na wierzchu wy- trzymały	II. Grunt wytrzymały w małej głębokości	III. Gruntu wytrzy- małego nie można dosięgnąć	
A. Grunt suchy	1. Zbita skała: wyciąć poziome stopnie i murować; 2. grunt kruchy: pogłębić do granicy zamrażania.	1. Wykop i murowanie całego fundamentu; 2. wykop sztyków, słupy murowane lub betonowe, łączone sklepieniami lub belkami żelbetowymi; 3. system Dulac'a; 4. studnie; 5. pale żelazne, betonowe lub żelbetowe.	1. Rozszerzenie podstawy (odsadzki, płyty, sklepienia odwrotne); 2. wzmocnienie gruntu (nasypy); 3. piloty betonowe Straussa, Simplex, Dulac'a, lub piloty żelbetowe.	Nie używać drzewa. Słupy z muru lub betonu wskazane przy głębokości gruntu wytrzymałego 2—4 m pod posadzką budowli. Przy większych głębokościach (do 15 m) pale lub studnie, poniżej 15 m płyty żelbetowe, ruszty lub pale betonowe bite.
B. Pod wodą grun- tową	Bezpośrednio murować po wypompowaniu wody.	1. Jak I. B. wśród ścian szczeln.; 2. studnie; 3. pale żelbet.; 4. pale drewniane z płytami żelbetowymi; 5. pale drewniane z nasadzonymi palami żelbet.; 6. fundowanie pneumatyczne; 7. zamrażanie.	1. Nasypy celem wyparcia złego gruntu, a na nich pale żelbetowe lub płyty żelbet.; 2. skrzynie żelbetowe z dnem; 3. beton sypany pod wodą; 4. pale betonowe, lub słupy Dulac'a.	Drzewo, tylko stale pod zwierciadłem wody grunt. (najniż.); pamiętać o niszczących wpływach na cement wody, zawierającej kwasy torfowe itd.
C. Na wodzie (rzeki, jeziora, morze)	1. Ściany szczelne lub grodze i wśród nich beton sypany pod wodą; 2. skrzynie bez dna; 3. worki z betonem.	1. Bagrowanie wśród ścian szczelnych lub gródz; beton pod wodą; 2. studnie; 3. pale żelbetowe lub żelazne; 4. pale drewniane i płyty bet.; 5. słupy Dulac'a; 6. bagrowanie i fundowanie na skrzyniach; 7. fundow. pneum.	1. Narzuty kamienne; 2. narzuty piasku i pale bite lub zapuszczane, skrzynie pływające; 3. kaszyce; 4. słupy Dulac'a.	W wodzie pływającej—pamiętać o ubezpieczeniu przed podmyciem (narzuty kamienne).

Objętość komory śluzowej powinna wynosić conajmniej $\frac{3}{4} m^3$ na każdego robotnika, minimalnie jednak $2,5 m^3$. Do komory roboczej musi się dostarczać na każdego pracującego tam robotnika conajmniej $20 m^3$ świeżego powietrza w godzinie. Temperatura nie powinna przekraczać $20^{\circ} C$, zatem ogrzane przez sprężenie powietrze należy chłodzić i możliwie oczyszczać (filtrować).

Zbiornik na sprężone powietrze, z którego rurociągami doprowadza się je do komór śluzowych i roboczych, urządzony jest jak na fig. 302. Tu powietrze, przechodząc przez warstwę wody, oczyszcza się i chłodzi. Klapy na rurach, które włączają się powietrze do zbiornika, chronią przed odwrotnym wpływem, gdyby kompresory ustały.

Komory śluzowe mają odpowiednie szczelne zamknięcia od zewnątrz i od szyby żluzowego. Śluzy, używane do transportu wydobytego z kesonu materiału, mają odpowiednie wyloty u dna do wypuszczania na zewnątrz tego materiału na galery lub wózki; nad komorą śluzową znajduje się często podwyższenie na pomieszczenie urządzenia do transportu materiałów z kesonu (z pogłębiania) i do kesonu (do zamurowania). Przy kesonach o powierzchni ponad $150 m^2$, i przy ciśnieniach większych niż $1,0 atm$. ponad normalne, powinny być urządzone dwa szyby i dwie komory śluzowe. Korzystne jest połączenie komory roboczej i śluzowej telefonem z zarządem placu budowy i obsługi.

Zastosowanie fundacji pneumatycznej wymaga znaczniejszego założenia

mechanicznego, a w szczególności odpowiedniego kompresora i motoru do uruchomienia, zbiornika na sprężone powietrze, wyciągów dla ludzi i materiałów, prądu do oświetlenia itd.

Przy fundacji o ciśnieniu do $3 atm$. ponad normalne, potrzeba do tego celu siły motorycznej około $100-120$ koni, oraz odpowiedniej rezerwy dla kompresorów (conajmniej 2) i prądu. Wydajność kompresorów powinna być tak ustalona, aby każdy w godzinie mógł wypełnić sprężonym powietrzem komory robocze i śluzowe, oraz łączące je szyby i wyprzeć z nich wodę.

Fundacje pneumatyczne znajdują w naszych warunkach częste zastosowanie przy fundowaniu filarów mostowych, zresztą przy budowie tunelów kolei podziemnych, przekraczaniu przez nie koryt rzek, oraz bardzo duże zastosowanie w budownictwie morskim i portowym (doki, latarnie morskie itd.). Bardzo ważne jest, aby z góry znać warunki gruntu, w jakich keson będzie zapuszczany (nierównomierność ich pod kesonem prowadzi łatwo do skreślenia go, co trudno naprawić), dlatego powinno się zawsze z góry wierceniami, wykonaniami na obu głównych osiach kesonu (a czasem i na przekątniach), zbadać dokładnie układ warstw, aż do warstwy, na której keson będzie mógł stanąć.

* * *

Tabelaryczny przegląd sposobów fundowania w poszczególnych typowych przypadkach i warunkach podany jest na str. 725.

LITERATURA.

- J. Rychter: Roboty wodne. Część II. Fundamenty. Lwów 1910.
 P. Frick: Fouilles et fondations Paryż 1920. (Dumond.)
 N. de Tedesco et V. Forestier: Constructeur en ciment armé. II. Partie: Fondations Paris et Liège 1920. Béranger.)

- Wm. Burnside: Bridge Foundations. London 1916. (Scott.)
 Dr. Břetislav Tolman: Zakládání staveb. Praga 1924. (Česká Matice technická).
 M. Benzel: Gründung von Hochbauten. Berlin 1921. (Teubner.)
 L. Brennecke: Der Grundbau. Berlin 1906.
 O. Colberg A. Nowak: Grundbau und Mauerwerksbau. Berlin 1922. (Handbuch für Eisenbetonbau. Ernst & Sohn.)
 H. Engels: Grundbau, Taschenbuch für Bauingenieure. Berlin 1921. (Springer.)
 J. H. Flach: Der Bau massiver Brückenpfeiler mit Preßgründung. Berlin 1917. (Ernst & Sohn.)
 H. Lückemann: Der Grundbau. Berlin 1913. (Ernst & Sohn.)
 A. Müller: Grundbau: „Hütte“ des Ingenieurs Taschenbuch. Berlin 1924. (Ernst & Sohn.)
 M. Strukel: Der Grundbau. Helsingfors i Lipsk 1906. (Twietmeyer)
 L. Willmann: Der Grundbau. Lipsk 1906. (Handbuch der Ingenieurwissenschaften.)

Meljoracje.

Napisał

Inż. Czesław Skotnicki

profesor politechniki, Warszawa.

I. Odwodnienia gruntów.

Przyczyny zabagnienia. Zabagnienie gruntów powstaje wskutek *a*) nadmiaru wody gruntowej, zwłaszcza gdy płytko położone warstwy nieprzepuszczalne utrzymują jej poziom na niewielkiej głębokości, *b*) wskutek napływu wód powierzchniowych, gdy zbyt małe nachylenie terenu utrudnia jej dalszy spływ naturalny. Woda, powodująca zabagnienie, może być pochodzenia obcego, gdy napływa drogą wgłębną lub nawierzchnią z terenów wyżej i dalej leżących, lub własna, gdy pochodzi bezpośrednio z opadów atmosferycznych.

Budowle odwadniające winny dążyć do zabezpieczenia terenu od wód obcych i odprowadzenia nadmiaru wód własnych, wreszcie do regulowania stopnia wilgoci gruntu, gdy chodzi o odwodnienie użytków rolnych.

Warunkiem niezbędnym każdego odwodnienia jest istnienie dostatecznego odpływu dla wód ściekowych, do którego nawiązane mogłyby być urządzenia szczegółowego odwodnienia.

Odpływ osiągnąć można drogą naturalną lub sztuczną.

a) Odpływ naturalny osiąga się lub polepsza przez obniżenie stanu wody cieków naturalnych, jak rzeki i strumienie, zapomocą robót regulacyjnych, które je przystosowują do swobodnego odprowadzenia spływającej do nich wody z najmniejszą stratą spadku. Roboty te obejmują:

obniżenie poziomu wody cieku przez oczyszczenie i odchwaszczenie łożyska zamulonego lub zarośniętego,

zmniejszenie ilości rumowiska przez umocnienie brzegów, ustosunkowanie prędkości przepływu,

wyprostowanie silnych krzywizn, usunięcie rozwidleń łożyska,

usunięcie lub obniżenie sztucznych spiętrzeń.

W razie braku odbiorników dogodnych w postaci cieków naturalnych (rzeki) lub sztucznych (kanały), wodozbiórów stojących (jeziora), może być niekiedy osiągnięty odpływ wgłębny, przez wpuszczenie wody zabagniającej do warstw wodonośnych, dostatecznie głęboko położonych i zdolnych ją odprowadzać (drenowanie holenderskie, studnie chłonne). W tym razie warunkiem jest upewnienie się, że warstwy te nie zawierają wody wgłębnej pod ciśnieniem, któraby groziła wydobyciem się jej na zewnątrz i powiększeniem zabagnienia. Miejscowości niskie, znajdujące się w sferze zalewów

wodami napływowemi, mogą być ochronione obwałowaniem (patrz niżej rozdz. IV.).

Spły w wody z terenów zabagnionych, gdy braknie bezpośrednich danych hydrometrycznych, oblicza się dla obszarów większych podług wzorów Ipszowskiego (por. str. 513). Dla mniejszych obszarów przyjęć można, że rowy osuszające winny w ciągu miesiąca odprowadzić $\frac{1}{4}$ części rocznych opadów, co daje $\frac{100 \cdot 100 \cdot \frac{1}{4} h \cdot 1000}{30 \cdot 86400} \approx h \text{ l/sek. i ha}$, gdzie h = opady roczne w m .

Instrukcja Generalnej Komisji Śląskiej zaleca przyjmować l na sek. i km^2 :

	Ilość wody spływającej	
	w okol. płask.	w okol. pagórk.
Woda średnia	6—10	8—15
Woda wysoka letnia.	25—40	do 200
Woda najwyższa	65—250	250—600

Dla bagien poleskich przyjmowano jako podstawę obliczeń kanałów osuszających 0,32—0,65 l na ha i sek.

Ogólnie wzięwszy odpływ winien mieć dostateczny przekrój, aby tam, gdzie chodzi o odwodnienie łąk, z łatwością była odprowadzona woda zwykła letnia, zaś przy odwodnieniu pól — wysokie wody zimowe. Kanały nie powinny posiadać zbyt wielkich spadków dla uniknięcia uszkodzenia brzegów i pogłębiania się dna.

Skarpy, o właściwym do jakości gruntu pochyleniu (1:1½—1:2), należy darniować.

b) Odpływ sztuczny osiąga się na drodze mechanicznej, do czego potrzebne są nast. urządzenia i budowle: ogroblowanie doliny, rowy opaskowe, sieć rowów odwadniających, doprowadzających wodę do najniższego miejsca (fig. 303), urządzenie mechaniczne przelewowe, śluza upustowa w celu naturalnego odprowadzenia wody podczas niskich stanów odbieralnika.

Okres pompowania winien w każdym poszczególnym wypadku być ustalony, a zależy od warunków klimatycznych, rodzaju kultur, czasu roztopów wiosennych itp. Czas przelewania wiosną wynosi 10—30 dni. Dla wa-

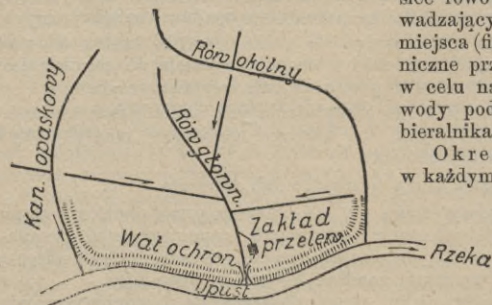


Fig. 303.

runków środkowej Europy czas pompowania wynosi średnio około 2000 godzin rocznie.

Określenie ilości przelewanej wody wynika z poprzednich wyjaśnień. Sprawę komplikować może obecność wody źródlanej. Dla dogodnych warunków przyjmują 0,35 $l/sek. ha$, w mniej dogodnych rachują do 0,70 $l/sek. ha$. W miarę powiększenia niziny odwadnianej można przyjmować mniejszą ilość wody.

Wysokość pompowania wynika z różnicy pomiędzy średnim stanem pożądanym wody gruntowej i poziomem wody w odbieralniku.

Moc silnika przy sprawności pompy = $\frac{2}{3}$ wynosi $N = 20 Q h$, gdzie h = wysokość pompowania, Q = ilość wody w m^3 na sek., N — ilość koni mechan. silnika do przeniesienia na pompę.

Urządzenia przelewowe. Ślimaki stosuje się dla wysokości do 3 m. Przy wahającym się poziomie wody niskiej nie zaleca się ich.

Rzutnice. Zalety: prostota wykonania i taniść utrzymania. Woda podnosi się tylko na różnicę pomiędzy niską (z odwodnienia) i wysoką wodą (w odbieralniku). Braki: duże rozmiary, strata wody, potrzeba stałego poziomu wody niskiej.

Pompy tłokowe tylko dla małej ilości wody, niepewne działanie. Pompy odśrodkowe odpowiednie przy dużych ilościach wody ściekowej i wysokościach znacznych podnoszenia. Sprawność = 0,8.

Silniki. Wiatraki z kołem tak dużym, aby mogły rozwinąć swą moc przy 4—4,5 m prędkości wiatru. Silniki parowe bezpieczniejsze i pewniejsze od poprzednich, zwłaszcza ze względu na uprawy włośenne. Dla mniejszych ilości wód przy częstym przerywaniu ruchu odpowiednie są silniki wybuchowe.

Odwodnienie szczegółowe rowami. Sieć odwadniająca składa się rowów głównych i osączających, które do pierwszych odprowadzają wodę. Oprócz tego rozróżnia się rowy opaskowe, obwodowe, ulgi. Rozkład rowów jest przeważnie określony położeniem i kierunkiem naturalnych kotlin. Ich przekrój wynika z istniejących spadków i ilości wysokiej wody odprowadzanej, przyczem prędkość przepływu winna być utrzymana w granicach, gwarantujących utrzymanie należyte skarpi i dna.

Dopuszczalna średnia prędkość w rowach nieumocnionych:

w gruncie szlamistym	0,15 m/sek.
" " piaszczystym	0,30—0,50
" " ilastym	0,50
" " żwirowym, torfowym	1,00

Przy prędkościach większych należy umacniać dno i brzegi.

W razie zbyt dużych spadków należy stosować kaskady, umocnienie dna. Kształt przekroju poprzecznego rowów — trapezowy, o ile możliwości t. zw. „teoretycznie najkorzystniejszy“.

Szerokość dna conajm. 0,3 m.

Nachylenie skarpi
 $\text{tg } \delta = \frac{a}{d} = \frac{1}{n}$; (fig. 304):

w gruntach piaszczystych	1:1,5—1:2
" " gliniastych	1:1 —1:1,5
" " torfowych	1:0,5—1:1,5

Pokrycie darniną brzegów przynajmniej od dołu jest niezbędne.

Z powodu łatwego obsuwania się brzegów, podmywanych przesączającą się wodą gruntową, konieczne jest częstokroć umocnienie ich faszyną lub płótkami.

Głębokość rowów osączających zależna jest od pożądanej głębokości odwodnienia:

na polach	około 1,20 m
na kulturach torfowych	" 0,75—1 m
na łąkach	" 0,6—0,7 m

Obliczanie przekroju poprzecznego dokonywa się z pomocą wzoru ogólnego $Q = F v$, $v = k \sqrt{RI}$, kierując się zasadami kształtów najkorzystniejszych hydraulicznie. Spółczynnik k przyjmuje się zwykle według Ganguilleta i Kuttera, biorąc $n = 0,25$. Zalecane mogą być również wzory Bazina i Manninga.

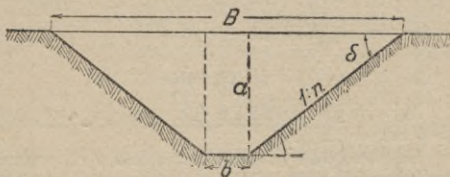


Fig. 304.

Oddalenie rowów osączających zależne jest od stopnia zabagnienia terenu, przepuszczalności gruntu itp. wreszcie pożądanego stopnia odwodnienia, wynosi 30—200 m.

Zalety odwodnienia rowami:

1. znaczny przekrój rowów umożliwia szybkie odprowadzanie dużych ilości wody,
2. łatwe odprowadzanie wód powierzchniowych,
3. przystosowanie do działania przy małych spadkach terenu,
4. dostępność urządzeń i dogodniejszy nadzór nad nimi.

Drenowanie. Jest to sposób odwodnienia i przewietrzania gruntów za pomocą kanałów zakrytych, utworzonych z rurek glinianych, cementowych, niekiedy drewnianych, faszynowych lub kamiennych.

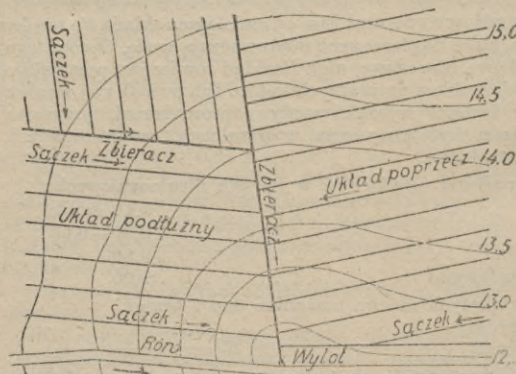


Fig. 305.

Sieć drenowa składa się z sączków, zwykle równoległych, oraz zbieraczy, odprowadzających wodę do wspólnych wylotów, umieszczonych w rowach odpływowych. Część sieci drenarskiej, odprowadzająca wodę do jednego wylotu, zwie się działem drenarskim.

Kierunek sączków bywa prostopadły do warstwic przy spadkach $< 0,5\%$ lub mniej albo więcej ukośny przy spadkach większym (fig. 305).

Minimum spadku dla sączków — $0,35\%$, dla zbieraczy o średnicy $> 4\text{ cm}$ — $0,2\%$.

Głębokość drenów jest zależna od rodzaju roślin i gruntu, przyczem, ogólnie wzięwszy, głębsze drenowanie jest korzystniejsze niż płytkie. Przy rozważaniu głębokości drenów zauważyć należy, że poziom wody gruntowej przybiera teoretycznie kształt krzywej parabolicznej, zależny od przepuszczalności gruntu. Pasma, leżące pośrodku między dwoma rurociągami, jest płycej odwodnione niż bezpośrednio nad nimi. Przeciętna głębokość

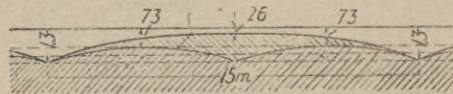


Fig. 306.

odwodnienia zależna jest więc nie tylko od głębokości założenia drenów, ale i ich oddalenia (fig. 306).

Ze względu na głębokość zakorzeniania się roślin i inne wymagania rolnicze przyjęto jako przeciętną głębokość drenów:

na polach	1,25 m
na łąkach	1,00 m
w ogrodach	1,80 m

Zbieracze winny leżeć głębiej o 10 do 15 cm.

Zwięzłość gruntu opóźnia działanie drenów, oraz zmniejsza równomierność osuszania, to też w gruntach tego rodzaju zaleca się płytsze drenowanie niż na przepuszczalnych.

Rozstawa drenów czyli oddalenie sączków, przy zachowaniu stałej głębokości zależy, jak to wyżej powiedziano, od przepuszczalności gruntu, pośrednio zaś od tych czynników, które wpływają na nią, a więc składu mechanicznego, ilości części koloidalnych, składników chemicznych jak wapna i żelaza. Poza to nachylenie powierzchni, ilość wody gruntowej, przewodność itp. mają wpływ niepośledni. W gruntach zwięzłych rozstawa drenów równa jest około 8-krotnej głębokości, w luźnych, przepuszczalnych — około 16-krotnej.

Przeciętna rozstawa drenów :

piasek	18—24 m
piasek mokry	16—18 m
piasek gliniasty	14—16 m
gliny lżejsze	12—14 m
gliny cięższe	8—12 m

Ścisłej, rozstawa określa się na podstawie rozbioru mechanicznego gleby, i to według jednych, biorąc za miarodajną zawartość % części „pyłowych“ (średnica < 0,01 mm), według innych, także części koloidalnych, lub wreszcie i grubszych części t. zw. „miału“ (0,01—0,05 mm).

Rodzaj gleby	Pył %	Rozstawa przy głęb. 1,25 m	
		Kopecky m	Ganz m
Ciężki il	> 70	8,5	8,5—9
Il piaszczysty	70—55	9,5	9—11
Il piaszczysty	55—40	9,5—11	11—13
Zwięzła glina	40—30	11—13	13—15
Piaszczysta glina	30—20	13—15	15—17,5
Piasek gliniasty	20—10	15—17,5	17,5—21
Piasek	< 10	17,5—19	21—24

Wykres, zestawiony przez autora w podręczniku „Nauka meljoracji“, za miarę rozstaw uwzględnia pył + 1/3 miału, która to liczba, przy różnorodności typów gleb, lepiej charakteryzuje stopień ich miałości niż zawartość samego pyłu!

Według najnowszych badań pewniej daje się określić rozstawa przy pomocy oznaczenia t. zw. zbiorowej powierzchni gleby (suma powierzchni wszystkich ziarn w jednostce ciężaru). Ta ostatnia znajduje się pośrednio przez pomiar t. zw. wody higroskopowej.

Średnica drenów. Dla jej określenia należy znać największą wodę przesiąkową z jednostki powierzchni, która zależy od ilości opadów, rozkładu ich, przepuszczalności gruntu, nachylenia powierzchni, głębokości założenia drenów itd. Według prof. Spöttle splywa z jednego ha na sek.:

z bardzo ciężkich glin	0,25—0,50 l
ze zwykłych gruntów	0,50—0,70 l
z przepuszczalnych gruntów	0,70—2,10 l

Dla wypadków przeciętnych, w naszych warunkach klimatycznych, przyjmuje się splyw, wynoszący 0,65 l/sek. i ha dla okolic nizinnych oraz 1 l/sek. i ha dla okolic podgórszych, z większemi opadami.

Oznaczając :

F = powierzchnia przekroju rury w m^2 ,

d = średnica rury,

Q = ilość wody na sek. w m^3 ,

h = spad rurociagu,
 l = długość rurociagu,
 c = współczynnik oporów we wzorze ogólnym na przepływ,

$$F = \frac{\pi d^2}{4}; v = c \sqrt{\frac{d}{4} \cdot \frac{h}{l}} = c_1 \sqrt{d \frac{h}{l}};$$

$$Q = 0,785 \cdot c_1 \cdot \sqrt{d^5 \cdot \frac{h}{l}} = k \sqrt{d^5 \cdot \frac{h}{l}}.$$

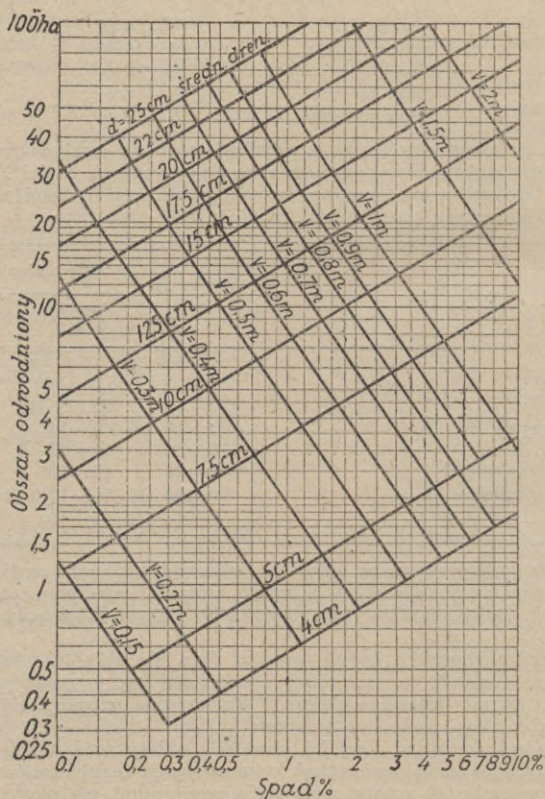


Fig. 307.

Współczynnik k oblicza się z uproszczonego wzoru Kuttera:

$$c = \frac{100 \sqrt{R}}{m + \sqrt{R}}$$

przyjmując:

$d = 0,04$	0,05	0,056	0,08	0,1	0,13	0,16 m
$k = 10,9$	11,8	12,9	13,8	14,8	16,9	18,0 m

Prędkość przepływu wody winna być $> 0,20 m$, zaś w gruntach z piaskiem płynnym $> 0,75 m$. Stąd wynika jako min. spadku $\frac{h}{l}$ dla zbieraczy $0,2\%$, zaś dla sączków $0,35\%$. Średnica drenów stosuje się do ilości wody doprowadzanej sączkami oraz spadku zbieracza. Zakładając średnicę, stosownie do posiadanych rur, znajduje się obszar, z którego woda osączana może być odprowadzona, nie przeciążając rurociągu. Wszystkie te rachunki ułatwiają stosowne tablice graficzne (fig. 307).

Wykonanie drenowania polega na następujących robotach:

a) Regulowanie rowów odpływowych tak, aby wyloty były umieszczone najmniej $10 cm$ nad przewidywanym poziomem wody normalnej lub $30 cm$ nad dnem, gdy ilość wody jest nieznaczną.

b) Wykopanie rowków drenowych, postępując z dołu do góry. Rowki dla rur winny być kopane możliwie wąskie, specjalnymi szpadlami i dno ich wygładzane pobierkami (fig. 308). Dla utrzymania spadku równomiernego używa się sznura, naciągniętego na właściwej od dna wysokości, stosując się do głębokości wyznaczonych w projekcie.

c) Rozłożenie rurek i układanie ich z góry ku dołowi hakiem, zaś przy znacznych głębokościach lub dużych średnicach rur — ręką.

d) Przykrycie drenów ziemią zeskrobaną z brzegów na $15-20 cm$. Zasypanie drenów ziemią złożoną obok, tak, aby na wierzch przysła gleba urodzajna.

e) Drzewa w odległości $20-30 m$ od zbieraczy należy wyciąć lub zbieracze uszczelnić ocementowaniem. Źródła należy odprowadzić oddzielnymi rurociągami.

f) Łączenie krzyżujących się rurociągów następuje przez wybicie odpowiednich otworów w ściankach i staranne dopasowanie tak, aby jeden rurociąg zachodził na drugi (fig. 309).

Wyloty są najlepsze w kształcie rur żeliwnych, ujętych betonowym obudowaniem, aby zabezpieczyć je od uszkodzeń, zarastania itp. (fig. 310). Zaleca się zabezpieczenie wylotów klapą lub siatką ruchomą od wpełzania żab, zajęcy itp. szkodników.

Podniesienie plonów w użytków rolnych przez drenowanie zależy od warunków miejscowych, jak klimat, gleba, rodzaj uprawy, uwidocznią się jednak nie tylko w mokrych latach, lecz i suchych, a wynosi dla roślin okopowych do 100% i kłosowych $25-40\%$. Poza tem osiąga się znaczne uproszczenie organizacji gospodarczej, możliwość stosowania różnych roślin itp.

Drenowanie stosowane bywa i dla celów technicznych, jak osuszanie dróg, budowli itp.

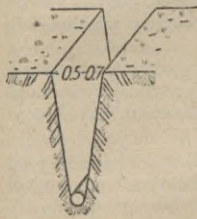


Fig. 308.

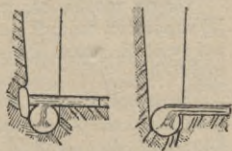


Fig. 309.

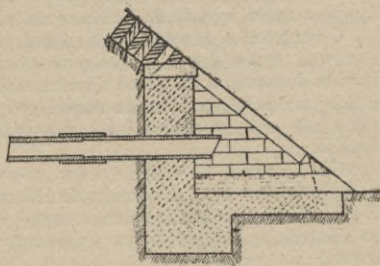


Fig. 310.

II. Nawodnienie.

Działanie. Nawodnienie ma za cel powiększenie zasobów wilgoci, nawożenie, rozpuszczenia i rozprowadzenia materij pożywnych, wreszcie regulowania temperatury gleby.

Działanie nawożące zależy od zawartości w wodzie zawieszonych mechanicznie lub rozpuszczonych ciał. W wodzie rzecznej przeważają pierwsze, w źródlanej mogą się znajdować drugie. Zwłaszcza zasobne są w materje pożywne jak potas, kwas fosforowy, wapno i azot, wody wysokie niektórych rzek. Nawodnienia użytków rolnych latem służą przeważnie jako środek uzupełnienia wilgoci potrzebnej roślinom, gdy nawodnienia wiosenne i jesienne mają za cel wzbogacenie materjami nawozowymi gleby, jak również rozpuszczenie zawartych w glebie soli pożywnych. Może być dalej brane pod uwagę działanie ługujące i odkwaszające glebę.

Szkodliwe dla nawodnienia bywają wody, pochodzące z kwaśnych bagien, zimnych źródeł, oraz zanieczyszczone trującymi ściekami fabrycznymi. Zwykle ograniczamy się oceną wody na zasadzie cech zewnętrznych, jednak pewne rośliny, zjawiające się na brzegach, mogą również świadczyć o większej lub mniejszej przydatności wód do celów irygacyjnych.

Często można bez trudności polepszyć wodę irygacyjną przez oczyszczenie jej zapomocą osadników, utlenienie zapomocą kaskad, wzbogacenie związkami pożywnymi przez dodanie gnojówki, wapna, ścieków z cukrowni, krochmalni itd.

Doprowadzenie wody. Czerpanie wody z cieków naturalnych może mieć miejsce wprost, gdy teren irygowany leży w bliskości, a wodę można kanałami doprowadzić w ten sposób, że panuje ona swym poziomem nad tym terenem. Zwykle jednak konieczne jest sztuczne spiętrzenie wody.

Położenie i kierunek doprowadzalnika w postaci kanału otwartego zależy od kształtu nawadnianego terenu. Powinien on być tak usytuowany, aby przy najmniejszym podniesieniu zw. wody nad powierzchnią terenu, zalewowi podlegać mogła największa powierzchnia. Podniesienie zw. wody ponad teren w doprowadzalnikach sypanych z ziemi powinno być tem mniejsze, im przepuszczalniejszy jest grunt ze względu na przewidywane straty. W wypadkach specjalnych stosuje się uszczelnianie kinety gliną, betonem itp. Spadki należy nadawać takie, aby nie nastąpiło uszkodzenie koryta.

Mały spadek doprowadzalnika sprzyja powiększeniu powierzchni nawodnianej, wpływa jednak na zwiększenie przekroju i osiadanie po drodze zawieszin żywnych. Dla zalewu pewnych szczególnie wysoko położonych terenów może być woda podnoszona mechanicznie.

Czerpanie wody ze źródeł. Z powodu małej wydajności daje się stosować tylko dla nieznacznych obszarów. Może być brana pod uwagę i woda drenowa, o ile przed użyciem zostanie dostatecznie utleniona. Wskutek niskiej temperatury i braku części pożywnych działania nawodnienia w tym razie nie należy przeceniać, zwłaszcza, że podczas lata wód tych zwykle brakuje.

Czerpanie ze zbiorników, stawów, kanałów splawnych. Należy przeciwdziałać zaszlamowaniu się zbiorników i zmniejszeniu ich pojemności. Z kanałów splawnych można czerpać wodę tylko w niewielkiej ilości. Woda ze zbiorników zwykle bywa wygrzana, lecz wskutek osadzania pozbawiona cząstek pożywnych.

Sztuczne podnoszenie wody. Z powodu wysokich kosztów możliwe tylko przy zwilżaniu obszarów mniejszych; liczenie w tym wypadku na działanie nawożące jest na miejscu tylko przy ściekach przemysłowych lub miejskich. Silniki stałe rzadko są stosowane, natomiast częściej lokomobile, które i do innych celów rolniczych są użytkowane. Niekiedy stosuje się wiatraki automatyczne. Jako mechanizmy podnoszące wody są używane: koła czerpakowe (do 6 m wysokości), podnośniki czerpakowe (dla większych wysokości,

jak czerpanie ze studzien), ślimaki, pompy ssąco-tłoczące lub odśrodkowe dla podnoszenia większych ilości wody na większą wysokość.

Moc potrzebna do podnoszenia wody: gdy Q = ilość wody w litrach na sekundę, zaś h wysokość podniesienia w m

$$\frac{Q h \eta}{75} = N \text{ km,}$$

$$\eta = \frac{3}{2} \text{ do } \frac{4}{3}.$$

Przy obliczaniu uwzględniać należy sprawność mechanizmów podnoszących wodę = 0,75—0,9.

Systemy nawodnienia. System nasiąkowy polega na przeprowadzeniu płytkich bród lub rowków, do których woda wpuszczona wsiąka, nasycając wilgocią grunt obocznie leżący. Sposób ten daje się wykonać na gruntach płaskich, jednostajnych i dość przepuszczalnych. Rozpowszechniony jest dla nawadniania pól i ogrodów.

System podsiąkowy. Woda, spiętrzona w rowach głębszych, sprzyja podniesieniu poziomu wód gruntowych i zasila wilgocią warstwę wierzchnię przez podsiąkanie jej od dołu. Sposób ten daje się wykonać na gruntach o małych spadkach i zwykle stanowi uzupełnienie odwodniania na gruntach, odznaczających się znaczną włoskowatością, jak np. torfowe.

System zalewowy znajduje zastosowanie na gruntach przepuszczalnych i przewiewnych. Woda zostaje spiętrzona przez ogroblowanie terenu i spuszczone, gdy cząstki zawieszone osiadają. Teren dzieli się na kwatery płytkie 5—10 ha rozległe. Doprowadzenie wody następuje zapomocą służek lub mniczków. Głębokość zalewu nie powinna przekraczać 0,6 m. Groble otrzymują wysokość 0,3—0,4 m ponad zw. wody, szer. korony 1 m i nachylenie skarp 2—3-krotne. Pożądane jest doprowadzenie wody świeżej dla każdej kwatery. Należy uwzględnić konieczność zaopatrzenia kwater w gęstą sieć rowów odwodniających.

Zalety tego systemu: taniść, łatwość obsługi; wady: utrudnienie dostępu tlenu powietrza, długotrwałość zalewania, przesycaenie wodą gruntu. Braki usuwa się częściowo przez zalewy z wodą przepływową, gdzie przez stałe doprowadzanie wody świeżej od góry do poszczególnych kwater i odprowadzanie nadmiaru, daje się utrzymać stałą cyrkulację.

Nierównie korzystniejsze jest nawodnianie cienką warstwą wody stale znajdującej się w ruchu, czyli t. zw. zraszanie. Może to być uskutecznione tylko na powierzchniach zadarnionych, tj. łąkach lub pastwiskach.

System stokowy naturalny stosuje się na powierzchniach z jednostajnym spadkiem > 2‰. Woda, doprowadzona rowkami prostopadłemi do spadku, rozlewa się zapomocą bród rozlewowych, prowadzonych równoległe do warstwic dl. 10—30 m, gł. 15—20 cm.

Systemy stokowe sztuczne, jak grzbiety dwuspadkowe (zagony) lub jednospadkowe. Pierwsze na płaskich terenach, drugie na urozmaiconych, ze spadkiem < 2‰. Długość normalna grzbietów wynosi 20—70 m, szerokość 8—20 m, nachylenie powierzchni stokowych 2—4‰. Brzozy rozlewowe bieżą grzbietem ze spadkiem 0,5‰. Spadek bród odwodniających = 0,5‰. Przy zaletach teoretycznych tych systemów, wysokie koszty, trudność utrzymania itd. ograniczają użycie ich. Częściej stosowane bywają rowy rozlewowe, trasowane stosownie do ukształtowania terenu grzbietami naturalnymi, z których bezpośrednio woda przez krawędź poziomą przelewa się, zraszając sąsiedni teren. W tym celu dłuższe rowy dzielone są na odcinki 30—40 m długie, uskokami, zapomocą służek spiętrzających.

Wszystkie te systemy nawadniań usuwają powoli wchodzące w użycie deszczownie, zwłaszcza na polach, ogrodach i wogóle terenach intensywnie zagospodarowanych. Polegają na aparatach mechanicznych, rozpryskujących wodę po powierzchni. Woda dostarczana jest pod ciśnieniem 6—8 atm.

Zapotrzebowanie wody do nawodnienia zależy od klimatu, gleby, pory roku, stanu pogody, rodzaju kultur, celu nawodnienia i sposobu, wreszcie od strat zarówno w doprowadzalnikach jak i na obszarze nawadnianym.

Według Heuschmidta w czasie suchym potrzeba do nawadniania łąk:

Przy glebie gliniastej dwukrotne zwilżenie warstwą ogólną wody 0,28 *m*.

Przy glebie średnio przepuszczalnej — trzykrotne nawodnienie warstwą og. 0,50 *m*.

Przy przepuszczalnej glebie gliniasto-piaszczystej 4—5-krotne nawodnienie warstwą 0,75—1,00 *m*, dla suchych gruntów piaszczystych potrzeba liczyć co najmniej 3 *l ha* i sek., zwilżając je co 8 dni.

Według Gerharda wystarcza jednorazowe zwilżenie łąk po pierwszym pokosie dawką 80—100 *mm*. Dla pól w warunkach środkowej Europy dawki całkowite roczne wynoszą 100—120 *mm*, dla warzyw dosięgają 240 *mm*.

Woda doprowadzana częściowo przyswojona zostaje przez rośliny, w części zaś ulatnia się, lub przez glebę kapilarnie zostaje przytrzymana, a zatem nie powraca do ciekłu wodnego, skąd została zaczerpnięta. Reszta, spływając rowami odwadniającymi, częściowo wsiąka, sprzyjając podwyższeniu wody gruntowej lub dosięga w końcu odpływu.

Niewątpliwie najślusniejsze jest oparcie obliczenia zapotrzebowania wody na zjawiskach, towarzyszących rozlewowi wody przy uwzględnieniu warunków przyrodniczych, oraz technicznych urządzeń irygacyjnych. Friedrich podaje dla systemu zalewowego wzór:

$$Q_1 = \frac{1}{2} F W T_1 + F h$$

$$Q_2 = \frac{F}{W} + \frac{E}{T_2},$$

gdzie T_1 = liczba dni potrzebnych do napełnienia kwatery, T_2 = liczba dni pozostawiania kwatery pod wodą, F = obszar kwatery w m^2 , h = średnia gł. zalewu w m , W = warstwa wody wsiąkającej w przeciągu dnia w m , E = dzienne parowanie wody w m , Q_1 = ilość wody potrzebnej do napełnienia kwatery w m^3 , Q_2 = ilość wody potrzebnej do zasilenia kwatery podczas pozostawiania jej pod wodą.

Dla systemów stokowych (według Friedricha): Stały dopływ sekundowy w pierwszym i drugim okresie (rozlew pierwiastkowy wody po stoku i stałe zraszanie stoku): $q'_1 = q'_2 = 1000 W \frac{n}{n-1} l/\text{sek. ha}$.

$$\text{Czas trwania I. okresu } t_1 = \frac{h_1}{W} Q_n n \text{ sek.}$$

$$\text{Czas trwania II. okresu } t_1 = \frac{h_2}{W} \text{ sek.}$$

Najmniejsze zużycie wody osiąga się przy $n - 1 g_n n - 1 = \frac{h_2}{h_1}$, gdzie h_1 oznacza średnią głębokość wody gromadzącej się w nierównościach stoku, h_2 = gł. warstwy wsiąkającej w grunt podczas II. okresu, w = współczynnik przesiakania, n = liczba > 1 wyrażająca stosunek wody dopływającej na stok do odpływającej z niego ($1\frac{1}{2}$ —15). Przy irygacji stokowej dopływ sekundowy na każde 10 *m* brzoźdy rozlewowej nie powinien przekraczać 5 *l* i dochodzić do 0,4 *l/sek*. Na 1 *ha* liczą od 15 do 50 *l/sek*.

III. Kultura torfowisk.

Torfowiska nizinne nadają się do użytkowania przy umiarkowanym odwodnieniu na łąki i pastwiska, a nawet i pola uprawne. Odpływy winny być tak wybudowane, aby grunt mógł być odwadniany i w zimie

oraz przewietrzany, zaś w lecie, by rośliny znajdowały dostateczną wilgoć. W tym celu służą śluzki spiętrzające wodę w rowach osuszających, oraz niekiedy urządzenia, doprowadzające ją. Wogóle poziom wody gruntowej po osadzeniu się gruntu winien znajdować się na łąkach, na gł. ok. 50 *cm*, na pastwiskach 70—80 *cm*. Przy pokryciu mineralnym o 20 *cm* głębiej. Po wybudowaniu odprowadzalników głównych następuje odwodnienie poszczególnych parceli zapomocą rowów otwartych lub lepiej drenów faszynowych, drewnianych lub rurkowych w odległościach 10—15 *m*. Po wyrównaniu powierzchni darnina zostaje dostatecznie głęboko zorana, a grunt zasilony potasem w postaci nawozów mineralnych, jak kainit, 40% sole potasowe, oraz kwasem fosforowym w postaci mączki Thomasa lub superfosfatu. W roku pierwszym stosowane jest nawożenie silniejsze (przeciętnie 800—900 *kg* na 1 *ha* kainitu oraz 500—600 *kg* tomasówki) w latach następujących daje się tylko uzupełnienie związków pożywnych, wyczerpanych przez zbiory (na łąkach dla każdego 1000 *kg* siana ok. 160 *kg* kainitu i 40 *kg* tomasówki, na pastwiskach pożądanę pokrycie piaskiem, nawożenie uzupełniające co 3—4 lat). Pokrycie piaskiem (metoda Rimpaua) właściwe jest tylko na takich łąkach, które bez pokrycia cierpią na brak wilgoci i uszkodzane są późnemi przymrozkami. Uprawa polna na torfowiskach bez pokrycia mineralnego przedstawia często ryzyko.

Torfowiska wyżynne. Uprawa przy pomocy spalania powierzchni jest do zarzucenia jako system rabunkowy. W razie tylko bardzo utrudnionej obróbki gleby wskazane być może jedno- lub dwukrotne spalanie warstwy wierzchniej jako zabieg wstępny do uprawy.

Uprawa holenderska (Veencultur). Przez budowę kanałów zostaje uregulowany stan wilgotności i stworzone komunikacje wodne. Warstwa wierzchnia torfu zostaje zdjeta i jako materiał opałowy spławiona, powierzchnia otrzymana zostaje wyrównana, pokryta ziemią mineralną, wodobytą z dna kanałów, 0,1 *m* grubo i zmieszana z nawozem, szlamem, popiołem i kompostem. Liczne, kwitnące kolonje w ten sposób uprawne świadczą o celowości tego sposobu.

Uprawa właściwa torfowisk wyżynnych polega na zasileniu ubogiej gleby w pierwiastki pożywne jak azot, kwas fosforowy, potas, wapno w formie łatwo przyswajalnej i skoncentrowanej. Szczególnie ważne jest zasilenie wapnem, aby zneutralizować szkodliwe dla roślin kwasy próchniczne, szczególnie pożyteczny jest margiel i szlam. Obok żyta i ziemniaków uprawiane są rośliny strączkowe przy zachowaniu stosownego płodozmianu. Uprawę właściwą torfowiska poprzedza dostateczne odwodnienie zapomocą rowów, lepiej drenów, zaopatrzonych w zawory spiętrzające w celu regulowania wilgoci. Warstwa wierzchnia podlega zoraniu, bronowaniu i zapomocą specjalnych walców utłaczana w celu zachowania włoskowatości gleby i zabezpieczenie jej w ten sposób od przesuszenia.

Dawki nawozowe dla torfów wyżynnych wynoszą początkowo ok. 4000—8000 *kg* wysokoprocetowego marglu lub o połowę mniej wapna palonego, 300—400 *kg* 40% soli potasowych, 800—900 *kg* mączki Thomasa, 200 *kg* saletry chilijskiej. Następne dawki mogą być zmniejszone.

IV. Wałowanie nizin.

Przy obliczaniu przekroju poprzecznego wałów ochronnych należy uwzględnić następujące czynniki:

1. Ciśnienie wody. Jeśli oznacza (fig. 311): x = szer. podstawy wału, h = wysokość wody nad postawą, γ = ciężar m objętości wody w t , γ_e = ciężar m objętości ziemi w t , μ = tangens kąta tarcia między wałem i gruntem, stateczność wału na przesunięcie będzie miała miejsce, jeśli

$$\mu \frac{hx}{2} (\gamma_e - \gamma) \geq \frac{\gamma h^2}{2}$$

dla $\gamma = 1$ $\gamma_e = 1,5$ oraz $\mu = 0,5$ $x \geq 4h$.

Oprócz przesunięcia wału na swem podłożu, ciśnienie wody może spowodować:

a) Pograżenie się wału przy małej wytrzymałości podłoża. Należy zmniejszać ciśnienie jednostkowe przez rozszerzenie podstawy.

b) Rozmięczenie wału. Przeciwdziała temu odpowiedni materiał, jak glina z dodatkiem 15 do 20% piasku. Przy sypaniu z piasku należy stosować rdzeń z iltu lub zewnętrzną skarpeę ubezpieczyć pokryciem nieprzepuszczalnym. Należy również zwrócić uwagę na związanie silne grobli z podłożem.

2. Prąd wody staje się niebezpieczny, zwłaszcza na wklęsłej stronie łuków, podczas wysokich wód i przepływu kry. Ubezpieczenie wewnętrznej skarpy, dając płaskie odkosy, staranne odarniowanie, brukowanie na grubość 30 cm z podsypką 15—30 cm żwirową, niekiedy w razach potrzeby na zaprawę hydrauliczną.

3. Uderzenie fal. Przeciwdziałają temu dobrze wzmocnione skarpy wałów.

4. Przelew wody wskutek spiętrzenia jej w razie zatorów. Należy stosować płaskie zewnętrzne skarpy.

5. Nory krecie. Nie należy używać ziemi próchnicznej, sprzyjającej rozwojowi robaków, a wraz z nimi i zjawianiu się kretów.

Przekrój wałów zimowych (dla wód wiosennych) stosować według (fig. 312).

Pasma ochronne (ława wewnętrzna i ława zewnętrzna) należy pozostawić wyłącznie do użytku jako łąki i pastwiska.



Fig. 311.

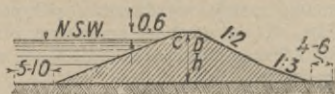


Fig. 312.

Wysokość wałów powinna uwzględniać możliwość spiętrzenia wody wskutek zatorów. W zasadzie korona sięga 0,6—0,8 m ponad najwyższy stan wody. Dla wałów na wodę letnią, mniej. Szer. korony wałów zimowych 2—5 m, zaś letnich 1—1,5 m. Dla przejazdu szer. korony = 5 m.

W wałach winny być wbudowane słuzy lub przepusty odwadniające dolinę, a w letnich — nawadniające. Pierwsze powinny być takie, by mogły się samoczynnie otwierać w miarę opadania poziomu wody.

V. Stawy rybne.

Stawy, przeznaczone dla sztucznej hodowli ryb, są to wodozbiory, wykonane przeważnie na powierzchni gruntu w ten sposób, aby można je dowolnie napełniać i opróżniać. Tą drogą bezużyteczne lub słabo wyzyskane obszary mogą być zużytkowane w sposób rentowny. Konieczność uwzględnienia pewnych wymagań hodowlanych, zależnych od rodzaju, wieku ryb, wymagań rynków zbytu, wreszcie warunków topograficznych, hydrologicznych itp. stwarza potrzebę budowy stawów, różniących się co do swej wielkości kształtu, głębokości.

Przy wyborze terenu zwrócić należy uwagę na warunki następujące

- położenie i ukształtowanie powierzchni;
- warunki hydrologiczne (jakość, obfitość wody rozporządzalnej);
- jakość gleby (żywność, przepuszczalność).

Podział stawów. Według sposobu zasilania wodą rozróżniamy:

1. Stawy opadowe, czyli zasilane wyłącznie wodą, pochodzącą bezpośrednio z opadów atmosferycznych, jak deszcze, śniegi. Możliwe do założenia tylko przy dostatecznie dużej zlewni, wysokich opadach i gruncie mało przepuszczalnym.

Zalety ich: woda ciepła, pozbawiona szkodników.

Wady: powolne i niepewne zasilanie wodą, łatwe wysychanie, w lecie przegrzewanie, konieczność nadawania znacznych głębokości.

2. Stawy źródlane, czyli zasilane wodą pochodzącą bezpośrednio ze źródeł. Zalety ich: woda zazwyczaj stała, czysta, o stałej temperaturze, pozbawiona szkodników, nadająca się do hodowli ryb pstrągowych.

Wady: woda jałowa, uboga w tlen, zwykle mało obfita.

3. Stawy rzeczne, zasilane wodą czerpaną z rzek strumieni.

Zalety: woda obfita, żywna, możliwość odświeżania jej.

Wady: niebezpieczeństwo wprowadzenia szkodników, infekcji, substancji trujących (ścieki przemysłowe), kosztowność spiętrzania wody, jak również doprowadzenia jej.

Według sposobu użytkowania, uwzględniając najbardziej u nas rozpowszechnioną hodowlę karpia, rozróżniamy:

1. Stawy wycierowe, przeznaczone dla składania ikry oraz wylęgu ryb.

Wielkość 150—1000 m², gł. zalewu 0,2—0,3 m, kształt zwykle prostokątny.

Powierzchnia gładka, starannie wydarniowana z nachyleniem ku południowi. Stawy zaopatrzone są w rowki odwadniające 0,3—0,5 m głębokie. Warunek nieodzowny: możliwość samodzielnego napełniania wodą czystą i opróżniania tak, aby wyciery podczas, gdy nie są użytkowane, mogły być starannie osuszone.

2. Przepustki — niewielkie stawy o przeciętnej głębokości 0,3 m, do których rybki z wycierów są po kilku dniach przepuszczone i tam pozostają pierwsze tygodnie życia. Przesadki winny bezpośrednio komunikować się z wycierami.

3. Przesadki głębokości przeciętnej 0,5 m przeznaczone dla rybek, odhodowanych na stawach poprzednich, a które pozostają w nich przez pozostałą część roku pierwszego i wyrastają do wagi 50—100 g.

4. Stawy kroczkowe, w których pozostają ryby w drugim roku życia, głębokości przeciętnie 0,75 m, napełniane są zwykle stopniowo, w miarę wzrostu ryb, który dochodzi 250—300 g.

5. Stawy kupieckie lub wyrostowe, w których karpie przepędzają rok trzeci, wzgl. czwarty i wyrastają na ryby sprzedażne, wagi do 1500 g. Gł. stawów tych może osiągnąć 1,25 m, pożądane są przytem miejsca płytsze.

6. Zimochowy, niewielkie stawy, zwykle częściowo kopane, częściowo w nasypie, o głębokości 1,60—2,00 m, z zabezpieczonym dopływem stałym podczas zimy wody świeżej, oraz odpływem, pozwalającym utrzymać dno podczas lata w stanie suchym. Wielkość zimochowów normalnie 400—1600 m², przytem zaleca się mniejsze, lecz w liczbie większej, aby umożliwić dowolne peregrowanie ryb. Dla ułatwienia życia ryb zgromadzonych w zimochowach (40—60 kg na 1 m²) konieczna jest stała cyrkulacja wody bogatej w tlen, dopływającej z góry i odpływającej od spodu.

Ustosunkowanie obszarów. Wielkość obszarów, zajęta przez poszczególne stawy, uzależniona jest od względów technicznych, jak granice, spadki, ilość rozporządzalnej wody. Jednak ustosunkowanie obszarów obejmujących różne rodzaje stawów (przesadkowe, kroczkowe itd.), zależne jest od planu gospodarczego oraz żyzności terenu.

Teoretycznie, stosunek pomiędzy obszarem stawów wyrostowych, kroczkowych i przesadkowych w całokształcie gospodarstwa daje się obliczyć z otrzymywanego na danym terenie przyrostu z 1 ha, oraz przyrostu na sztuce, do którego dąży hodowca.

Obszar F pożądany dla stawu w ha , oraz obsadę jego O na $1 ha$ podają wzory orientacyjne:

$$O = \frac{P}{p}$$

$$F = \frac{N \left(1 - \frac{s}{100}\right)}{\frac{P}{p}}$$

gdzie

N = ilość sztuk, stanowiących obsadę,
 O = obsada na $1 ha$,
 P = przyrost ogólny z $1 ha$ w kg ,
 p = pożądany przyrost w kg na 1 sztuce,
 $s\%$ = strata w $\%$ sztuk.

Przyrost z $1 ha$ w kg :

małe stawy wśród wsi	200—400 kg
większe stawy b. urodzajne, zasilane ściekami	100—200 kg
stawy wśród średnio urodzajnych pól	185—100 kg
stawy wśród lasów	35—55 kg
stawy na nieurodzajnych polach, torfowiskach	45—55 kg
stawy nieurodzajne, na torfowisku wyżynnym	20—45 kg

W latach pierwszych eksploatacji stawów przyrosty te zawsze są wyższe.

Przyrost na sztuce zależy jest z jednej strony od planu hodowlanego, zapotrzebowań rynkowych, z drugiej od materiału hodowlanego i warunków miejscowych, a wynosi:

w roku I. normalnie	0,050 kg ,	dochodzi do	0,200 kg
" " II. "	0,200 kg ,	" "	0,500 kg
" " III. "	0,600 kg ,	" "	1,50 kg

Straty wynoszą w przesadkach do 25%, w stawach kroczkowych do 10%, zaś w kupieckich 3—5%.

Różni hodowcy zalecają dość różne ustosunkowania obszarów, oparte na praktyce. Przy systemie hodowli 3-letnim, u nas przyjętym, polecić można następujące zestawienie: dla produkcji ryby kupieckiej 0,6 kg — przesadki 7%, kroczkowe 32%, kupieckie 61% ogólnego obszaru gospodarstwa rybnego; dla produkcji ryby kupieckiej 1 kg — przesadki 4%, kroczkowe 19%, kupieckie 77%.

Jeden kompleks tarlisk (minimalnie 2 stawy) może wystarczyć do zagospodarowania 200—300 ha .

Zapotrzebowanie wody. Ilość wody, potrzebna do zalania stawów i utrzymania zalewu, zależy jest od *a*) właściwości gruntu, *b*) głębokości stawów, *c*) wielkości ich, *d*) pory roku, *e*) warunków klimatycznych.

Zalew wymaga:

$$Q = \frac{F w t_1}{2} + F h$$

$$q = \frac{Q}{86400 t_1}$$

gdzie Q ilość wody w m^3 potrzebna do zalewu, q ilość wody w m^3 na sek., t_1 czas trwania zalewu w dniach, F obszar stawów w m^2 , h przeciętna głębokość stawów w m , w współczynnik wsiąkania w m na dzień.

W okresach początkowych wynosi wsiąkanie 0,08—0,8 m na dzień, maleje jednak prędko i przy zaszlamowanych stawach zmniejsza się bardzo znacznie.

Należy uwzględnić straty w doprowadzalnikach i na przesiakanie grobel. Praktycy przyjmują stały dopływ potrzebny 1–1,6 l na ha i sek.

Doprowadzenie wody. Jeśli pobranie wody następuje z naturalnych cieków, potrzebne jest zwykle spiętrzenie jej (fig. 313). W tym celu stosowane są jazy stałe lub ruchome.

Zapomocą służy wpustowej woda dostaje się do doprowadzalnika zwykle w kształcie rowu otwartego, stosownych wymiarów, wytrasowanego

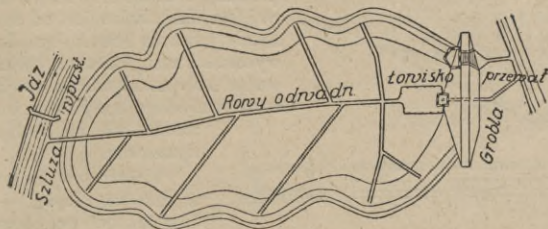


Fig. 313.

z małym spadkiem terenu. W miarę przekraczania dolin stosuje się akwadukty, lewary; przekraczając wzgórza — przekopy szalowane, sztolnie.

Przekrój doprowadzalników zaleca się najekonomiczniejszy i ze względów na straty wody należy wykonywać kanały wkopane, nie zaś sypane nad terenem. Przy zastosowaniu materiału przepuszczalnego należy dno i boki uszczelnić łem.

Doprowadzalniki kryte w postaci rur cementowych, żelaznych lub kamionkowych wykonywa się rzadko ze względu wysokich kosztów.

Urządzenia stawowe.

Grobłe stawowe sypane są zwykle z materiału obok leżącego. W wypadkach wyjątkowej przepuszczalności stosuje się jądro z gliny, lub pokrycie skarpy wewnętrznej materiałem nieprzepuszczalnym (fig. 314).

Grobłe należy sypać warstwami z ziemi miątkiej, na grunt oczyszczony z darni i od spodu zaopatrzone w t. zw. zamki. Szer. korony normalnie równa wysokości, niemniej jednak 1,5–2 m; nachylenie skarpy zewnętrznej 1:1,5, wewnętrznej — 1:2 (fig. 315). Wysokość — 0,5 do 0,6 m ponad normalnem zwierciadłem wody w stawie.

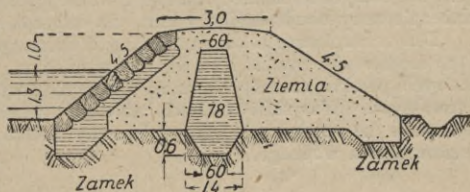


Fig. 314.

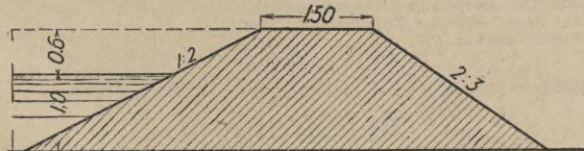


Fig. 315.

Skarpy winny być pokryte darnią.

Odwodnienie stawów zapomocą sieci rowów odpływowych głębokości do 60 cm o łagodnem nachyleniu skarp 1:2. Sieć ta winna starannie obejmować wszystkie kotliny i sprowadzać wodę do jednego, najniższego punktu.

Łowisko — zagłębienie 100—200 m², z dnem wyrównanem, brzegami płotkowanemi, do którego schodzą się rowy osuszające. Tam przy opróżnianiu stawów gromadzą się ryby i stąd są wybierane.

Doprowadzenie wody do stawów i odprowadzenie jej poprzez groble odbywa się zapomocą t. zw. mniczków, wstawionych w odpowiednich miejscach w groble stawowe (fig. 316). Objekty te składają się z rury poziomej (leżaka), oraz wbudowanej w nią pionowej (stojaka), która jest od zewnętrznej strony otwarta i może być do żądanej wysokości zamykana zastawkami. Usuwając kolejno wąskie zastawki, można regulować dogodnie poziom wody w stawach lub też całkowicie ją spuszczać.

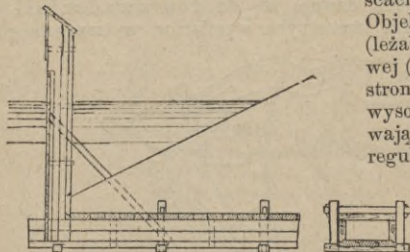


Fig. 316.

Mnichy wykonywane są z drzewa, lepiej — betonu lub żel. betonu. Szczegóły budowy mniczków bywają różne, zależnie od użytkowania ich (z odpływem wody górą lub spodem). Wielkość przekrojów winna być zastosowana do przewidywanego przepływu wody.

Urządzenia zabezpieczające. Nagły dopływ wody do stawu, lub podwyższenie poziomu jej wskutek większych opadów może spowodować przepełnienie stawu i nadwyrężenie grobel. W celu zapobieżenia temu stosują się przewalę w groblach, obudowane silnie i przystosowane wielkością do utrzymania normalnego poziomu wody. Mogą być w tym celu stosowane jazy automatyczne, niekiedy budują również przelewy rurowe. Wlot winien być zabezpieczony obudowaniem z krat, dla zabezpieczenia przeciw stratom ryb.

Dla zabezpieczenia od napływu wód burzowych, wielkich wód rzecznych itp. stosuje się zawsze kanały obwodowe, kanały burzowe lub ulgi, których przekrój należy starannie obliczyć przy uwzględnieniu wód katastrofalnych. Wszystkie budowle stawowe winny być wykonane bardzo starannie ze względu na grunt niepewny i stosować się do ogólnych zasad budownictwa wodnego.

LITERATURA.

- Skotnicki Cz.: Zasady teorii drenowania. 1912.
 Skotnicki Cz.: Technika odwodnienia bagien. 1918.
 Skotnicki Cz.: Drenowanie w zastosowaniu do rolnictwa i techniki. 1923.
 Skotnicki Cz.: Nauka meljoracji. 1923.
 Bersch W.: Handbuch der Moorkultur.
 Friedrich A.: Kulturtechnischer Wasserbau. 1914.
 Handbuch der Ingenieurwissenschaften. III. T., 7. 1924.
 Krüger E.: Kulturtechnischer Wasserbau. 1925.
 Vogler E.: Grundlehren der Kulturtechnik. 1909.
 Zink A.: Der Teichbau.

Meteorologia.

Napisał

prof. Kazimierz Szulc,

dyrektor Państwowego Instytutu Meteorologicznego, Warszawa.

Temperatura. Średnią dzienną temperatury otrzymujemy, notując wskazania termometru w pewnych oznaczonych godzinach i wyprowadzając z nich średnią arytmetyczną. Dokładniejszą średnią można wyprowadzić z krzywej

Tablica 1.
 Temperatury średnie rzeczywiste prowadzone do okresu 50-letniego 1851—1900.
 (Według W. Gorczyńskiego i S. Kosinskiej.)

Stacje	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Rok
Brześć n. Bugiem	-4,8	-3,7	0,5	7,1	13,6	17,5	18,9	17,7	13,5	7,5	1,3	-3,0	7,2
Bydgoszcz . . .	-2,4	-1,6	1,3	7,1	12,3	16,7	18,6	17,5	13,4	7,9	2,4	-1,2	7,7
Cieszyn . . .	-2,9	-1,7	2,2	7,7	12,9	16,5	18,4	17,6	14,0	9,3	2,8	-1,7	7,9
Chojnice . . .	-3,1	-2,5	0,2	6,1	11,2	15,9	17,6	16,5	12,7	7,3	1,5	-1,9	6,8
Hel . . .	-1,1	-0,9	0,5	4,8	9,4	14,5	17,2	17,3	14,6	9,0	3,9	0,3	7,5
Kalisz . . .	-2,5	-1,3	1,7	7,7	13,3	17,6	19,0	18,0	14,0	8,6	2,6	-1,4	8,1
Kraków . . .	-3,3	-2,0	2,0	7,9	13,3	17,0	18,7	17,7	13,9	8,8	2,4	-2,2	7,8
Krynica . . .	-6,0	-4,3	-0,5	5,2	10,5	14,3	15,7	14,9	11,6	6,9	0,3	-4,0	5,4
Lublin . . .	-4,2	-3,0	0,7	7,2	13,2	17,3	18,7	17,6	13,4	7,8	1,5	-2,8	7,3
Lwów . . .	-4,0	-2,8	1,3	7,5	13,4	17,0	18,7	17,9	13,8	8,7	2,3	-2,3	7,6
Łowicz . . .	-3,0	-2,2	1,3	7,3	13,2	17,6	19,1	18,3	13,9	8,2	2,2	-1,8	7,9
Pińsk . . .	-5,4	-4,5	-0,4	6,9	13,8	17,6	19,0	17,7	13,1	7,0	0,9	-3,8	6,8
Piotrków . . .	-3,3	-2,4	1,3	7,2	13,0	17,0	18,3	17,3	13,4	8,1	1,9	-2,2	7,5
Poznań . . .	-1,9	-1,0	2,0	7,7	12,9	17,2	18,8	17,9	14,0	8,6	2,7	-0,8	8,2
Puławy . . .	-3,8	-2,7	1,1	7,5	13,4	17,3	18,6	17,7	13,7	8,2	1,9	-2,3	7,5
Radom . . .	-3,4	-2,3	1,3	7,7	13,6	17,5	19,0	18,0	14,0	8,4	2,1	-2,1	7,8
Suwalski . . .	-5,5	-5,0	-1,3	5,4	12,0	16,2	18,2	16,7	12,3	6,6	0,4	-3,9	6,0
Tarnopol . . .	-5,9	-4,7	-0,3	6,5	13,1	16,8	18,4	17,5	13,0	7,6	1,0	-3,6	6,6
Tarnów . . .	-2,8	-1,2	2,8	8,5	14,0	17,8	19,2	18,5	14,7	9,7	2,9	-1,4	8,6
Warszawa . . .	-3,6	-2,5	1,1	7,6	13,4	17,7	18,9	17,9	13,7	8,0	1,8	-2,3	7,6
Wilno . . .	-5,3	-4,8	-1,1	5,8	12,5	17,1	18,8	17,1	12,6	6,9	0,8	-3,6	6,4
Wisła . . .	-3,9	-3,1	0,5	5,8	11,1	14,6	16,2	15,5	12,1	7,8	1,4	-2,6	6,3
Włocławek . . .	-3,1	-2,0	1,4	7,2	12,7	17,4	18,9	17,8	13,7	8,2	2,1	-1,7	7,7
Zakopane . . .	-5,6	-4,8	-1,4	4,3	8,9	13,3	15,3	14,5	10,4	5,9	-0,8	-4,2	4,6
Zdobunów . . .	-5,1	-4,1	0,3	7,0	13,6	17,6	19,2	18,1	13,6	8,1	1,8	-3,1	7,3

Tablica 2.
Temperatury skrajne (najwyższe maxima i najniższe minima) w Polsce w okresie 1886—1910.

	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Rok	
Bydgoszcz	max. abs.	9,5	13,8	20,8	24,7	34,2	35,3	36,5	34,9	31,2	26,8	16,6	12,0	36,5
	min. abs.	-25,6	-22,6	-22,0	-7,2	-4,2	2,8	6,2	3,4	-0,6	-6,1	-15,2	-23,6	-25,6
Hel . . .	max. abs.	6,4	8,4	16,7	23,7	29,7	31,5	33,6	34,3	27,3	22,0	13,8	9,0	34,3
	min. abs.	-27,1	-24,7	-23,3	-7,6	-3,5	1,9	4,9	5,4	-2,1	-7,4	-17,6	-23,2	-27,1
Kraków .	max. abs.	12,0	16,8	21,7	28,3	30,3	31,5	34,0	35,5	30,2	27,0	19,0	13,3	35,5
	min. abs.	-31,4	-22,0	-20,2	-9,1	-3,7	4,5	6,3	5,2	-1,4	-9,0	-16,2	-25,8	-31,4
Pińsk . . .	max. abs.	9,1	9,1	20,2	23,8	32,2	33,4	35,1	35,2	30,5	25,0	16,7	9,6	35,2
	min. abs.	-29,4	-27,0	-24,4	-5,9	-2,6	2,5	6,0	3,1	-2,1	-8,4	-23,3	-26,6	-29,4
Poznań .	max. abs.	10,5	14,7	21,2	24,8	31,9	33,3	33,5	35,7	29,8	24,5	16,6	12,4	35,7
	min. abs.	-22,0	-20,4	-17,8	-5,6	-1,4	3,7	7,1	4,6	0,4	-6,0	-14,0	-19,5	-22,0
Warszawa	max. abs.	10,0	12,0	20,3	23,8	34,0	32,2	35,1	36,8	31,1	24,4	15,8	10,6	36,8
	min. abs.	-30,1	-22,2	-16,8	-4,3	-1,0	3,8	6,5	5,0	0,0	-8,1	-17,3	-20,7	-30,1
Wilno . . .	max. abs.	7,0	7,8	18,8	24,1	32,7	32,8	33,2	33,6	28,5	23,5	14,2	9,0	33,6
	min. abs.	-31,9	-29,0	-30,6	-10,5	-3,6	1,7	6,4	4,0	-1,7	-6,4	-22,8	-25,1	-31,9

Tablica 3.

Średnie ilości opadów w latach 1891—1910.

(Według W. Gorczyńskiego i St. Kosińskiej.)

Stacja	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Suma I-XII
Brześć nad Bugiem	28	27	25	46	57	86	90	53	42	37	36	32	559
Bydgoszcz	33	26	44	35	52	56	65	54	40	33	36	37	511
Chojnice	33	29	38	36	56	51	68	64	42	30	41	39	527
Drohobycz	28	26	35	54	81	129	118	96	63	64	42	31	767
Dukla	44	45	42	62	72	112	138	84	61	57	45	44	806
Gdańsk	34	29	34	32	50	60	68	63	43	36	47	41	537
Grudziądz	29	22	33	33	53	53	61	60	36	31	35	32	478
Hel	29	24	28	24	35	41	61	67	48	47	47	38	489
Inowrocław	27	33	37	37	46	46	66	52	40	28	28	33	463
Kalisz	29	26	36	40	54	55	78	49	35	32	32	32	498
Kościerzyna	44	32	41	37	53	61	84	67	53	38	49	46	605
Kowel	24	23	26	40	52	95	105	72	45	36	38	29	585
Kraków	26	31	39	43	74	108	136	100	59	55	40	36	747
Krynica	50	48	53	61	83	115	129	89	71	58	46	51	854
Lublin	28	27	30	40	45	80	97	59	44	36	31	32	545
Lwów (Uniwersytet)	32	33	36	46	66	106	109	74	54	53	40	39	688
Ostrołęka	24	22	26	34	47	71	78	64	37	32	32	30	497
Pińsk	27	29	29	49	53	77	97	59	46	41	39	37	583
Piotrków	36	26	34	45	45	64	85	49	41	33	33	30	521
Płońsk	25	27	31	36	48	51	69	66	41	27	28	30	479
Poznań	29	25	35	37	63	46	79	48	41	28	36	35	502
Przemysł	32	32	33	48	59	75	108	84	55	53	45	40	684
Radom	25	25	30	36	47	69	88	59	41	33	30	30	513
Rożanka	45	40	46	60	91	138	129	99	73	76	56	48	901
Rzeszów	28	32	28	39	57	88	106	71	56	48	49	33	635
Sanok	40	33	39	51	79	127	137	91	61	57	46	38	799
Suwałki	32	32	30	41	53	79	85	65	43	38	43	36	577
Św. Krzyż	35	35	39	41	62	74	104	77	48	44	40	40	639
Tarnopol	27	19	27	43	61	89	92	63	42	49	34	24	570
Tarnów	29	35	39	49	78	113	130	78	52	50	42	35	730
Warszawa	34	26	33	41	51	64	80	64	42	32	37	36	540
Wilno	33	28	27	28	47	78	82	96	46	40	44	36	595
Wisła	67	67	72	84	104	178	177	130	87	93	74	71	1104
Włocławek	30	28	37	38	49	58	64	54	38	31	28	34	489
Worochta	30	27	43	57	101	152	122	99	67	57	48	30	833

termografu, sumując obliczone codzienne wartości i dzieląc przez 24. Mając średnią dzienną temperaturę przez sumowanie i podzielenie przez liczbę dni danego miesiąca, otrzymujemy średnią miesięczną, ze średnich zaś miesięcznych średnią roczną. Ze spostrzeżeń wynika, że tak otrzymane średnie miesięczne i roczne w różnych latach różnią się znacznie między sobą. Trzeba dopiero długiego szeregu lat obserwacji, aby można wyprowadzić rzeczywiste średnie temperatury (tablica 1). Temperatury skrajne por. tabl. 2.

Opady. Do mierzenia wysokości opadów służą deszczomierze (ombrometry, pluwiometry). Proste to urządzenie składa się z naczynia z blachy

cynkowej kształtu walca, dającego rozłożyć się na dwie części, na górną z lekkim i dolną, zawierającą zbiornik do wody.

Górny otwór przyjmujący opady, ostro odgraniczony, ma dokładnie 200 cm^2 powierzchni. Do deszczomierza należy miarka szklanna, posiadająca specjalnie dostosowaną podziałkę do powierzchni otworu. Średnie ilości opadów w Polsce por. tabl. 3.

Dla rozmaitych celów konieczna jest znajomość natężenia opadu, tj. ilości opadu spadłego w ciągu jednostki czasu np. w minucie. Do wyznaczenia natężenia posługujemy się deszczomierzami samopiszzącymi.

Natężenie deszczów ulewnych. Pod deszczem ulewnym rozumiemy deszcz dający przynajmniej $0,2 \text{ mm}$ opadu na minutę. Z pomiarów pluwiograficznych w Niemczech północnych za okres 1891—1910 otrzymano następujące przeciętne i bezwzględne maksymalne natężenia opadów w ciągu minuty:

Czas trwania	1—5	6—15	16—30	31—45	46—60	minut
Maximum średnie	3,2	2,8	2,0	1,4	1,1	mm na 1 min.
Maximum bezwzględne opa- du w mm/min.	6,7	5,0	2,7	2,3	1,5	mm „ 1 „

Wiatr. Do oceny kierunku i prędkości wiatru dolnego służy wiatromierz Wilda, do dokładniejszych zaś pomiarów prędkości używa się anemometru Robinsona. Można też oceniać prędkość wiatru bez przyrządów posługując się skalą Beaufort'a (tablica 4). Por. tablice 5 i 6.

Tablica 4. Skala Beaufort'a (0—12).

Stopnie skali	Pred- kość w m/sek.	Pred- kość w km/godz.	Ciśnienie w kg/m^2	Oznaki
0	0	0	0—0,1	Cisza zupełna.
1	1,7	6,0	0,2—0,3	Wiatr bardzo słaby, dym podnosi się prosto w górę.
2	3,1	11	0,4—1,3	Wiatr dość słaby, odczuwa się go na twarzy.
3	4,8	17	1,4—2,9	Wiatr słaby, porusza liście.
4	6,7	24	3,0—5,1	Wiatr umiarkowany, porusza gałązki.
5	8,8	32	5,2—9,7	Wiatr średni, porusza gałęzie, odczuwa się go silniej na twarzy.
6	10,7	38	9,8—15,7	Wiatr dość mocny, porusza całe gałęzie.
7	12,9	46	15,8—24,1	Wiatr mocny, porusza słabsze pnie.
8	15,4	55	23,2—35,5	Wiatr bardzo mocny, porusza pnie, tamuje ruch swobodny.
9	18,0	65	35,4—50,0	Wicher, przenosi niezbyt wielkie przedmioty.
10	21,0	75	50,1—67,0	Wicher gwałtowy, łamie gałęzie.
11	30	105	67,4—92,5	Wicher nader gwałtowy, łamie pnie.
12	40—50	140—180	powyżej 92,5	Huragan, rozwala kominy, wyrывa drzewa z korzeniami.

Ciśnienie wiatru. Zależność między ciśnieniem wiatru wywieranego prostopadle na powierzchnię płaską, a jego prędkością daje się wyrazić wzorem $p = 0,08 v^2$. Jeżeli v wyrazimy w metrach na sekundę, to ciśnienie p otrzymamy w kg/m^2 . Ciśnienia wywierane przez orkany dochodzą do 330 kg/m^2 .

Tablica 5. Przebieg roczny wiatrów w % na ziemiach Polski.

	N	NE	E	SE	S	SW	W	NW	Cisza
Bydgoszcz.....	8	8	14	9	11	13	17	19	1
Kraków.....	8	15	15	4	3	14	31	11	—
Nowy Port (Gdańsk).....	12	10	7	9	18	14	14	12	5
Pińsk.....	9	7	12	13	11	10	15	13	10
Puławy.....	4	8	6	11	13	17	8	16	17
Tarnopol.....	7	5	9	19	10	7	20	23	—
Warszawa.....	10	7	8	13	12	13	16	13	8
Wilno.....	7	6	6	8	16	12	11	8	25

Tablica 6. Przeciętna szybkość wiatru w metrach na sekundę.

	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Rok
Kraków.....	2,1	2,5	2,7	2,4	2,2	2,0	1,8	1,7	1,6	2,0	2,0	2,1	2,1
Nowy Port (Gdańsk).....	4,4	4,5	4,7	4,2	4,1	3,6	3,5	3,6	3,6	4,2	4,2	4,7	4,1
Pińsk.....	5,5	5,4	5,4	5,2	4,4	3,6	3,4	3,6	3,9	4,6	4,9	5,9	4,6
Warszawa.....	4,6	4,8	4,6	4,0	3,7	3,0	3,1	3,1	3,3	3,9	4,3	4,6	3,9

Ciśnienie powietrza określa się jako wysokość równoważnego słupa rtęci w barometrze. Ciężar słupa rtęci zależy od jego wysokości, od gęstości rtęci, która zmienia się z temperaturą, od natężenia ciężkości, zależnego od szerokości geograficznej i wzniesienia ponad poziom morza. Dlatego zawsze sprowadza się stan barometru do warunków przyjętych za normalne, tj. do temperatury 0° i ciężkości w poziomie morza w szerokości geograficznej 45° . Przy redukcji stanu barometru należy obliczyć następujące poprawki:

1. Niech l oznacza długość słupa rtęci w temperaturze t , α współczynnik rozszerzalności rtęci, β współczynnik rozszerzalności materiału, z którego zrobiona jest podziałka, to w temperaturze 0° długość słupa rtęci będzie krótsza o $lt(\alpha - \beta)$.

2. Dla rurek barometrycznych o średnicy wewnętrznej poniżej 25 mm należy uwzględnić wpływ depresji kapilarnej rtęci, która zmienia się ze średnicą rurki i wysokością menisku (tablica 7).

Tablica 7. Depresja kapilarna rtęci według Kohrausch'a.

Śre- dnica	Wysokość menisku w mm							
	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
4	0,83	1,22	1,54	1,98	2,37	—	—	—
5	0,47	0,65	0,86	1,19	1,45	1,80	—	—
6	0,27	0,41	0,56	0,78	0,98	1,21	1,43	—
7	0,18	0,28	0,40	0,53	0,67	0,82	0,97	1,13
8		0,20	0,29	0,38	0,46	0,56	0,65	0,77
9		0,15	0,21	0,28	0,33	0,40	0,46	0,52
10			0,15	0,20	0,25	0,29	0,33	0,37
11			0,10	0,14	0,18	0,21	0,24	0,27
12			0,07	0,10	0,13	0,15	0,18	0,19
13			0,04	0,07	0,10	0,12	0,13	0,14

3. Poprawkę do ciężkości normalnej obliczamy ze wzoru

$$\delta = -b(0,002648 \cos 2\varphi + 0,000002z),$$

gdzie b oznacza stan barometru, φ szerokość geograficzną, z wysokość w metrach nad morzem.

4. W dokładnych pomiarach przy temperaturach wyższych od 40°C należy uwzględnić wpływ ciśnienia pary rtęci.

Przykład. Niech ciśnienie powietrza odczytane na barometrze naczyniowym w Warszawie wynosi 760 mm , temperatura barometra $+20^{\circ}\text{C}$, średnica wewnętrzna rurki 8 mm , wysokość menisku $1,1\text{ mm}$.

Jeżeli przyjmujemy, że $\alpha = 0,000182$, $\beta = 0,000019$, to wówczas od odczytanego ciśnienia należy odjąć

$$lt(\alpha - \beta) = 760,20 \cdot 0,000163 = 1,24\text{ mm}.$$

Poprawka na ciężkość normalną dla Warszawy wynosi $+0,5\text{ mm}$, którą należy dodać, jak również poprawkę na depresję kapilarną, która w tym pomiarze wynosi $0,42\text{ mm}$.

Wysokość zatem słupa rtęci, zredukowana do 0°C , do ciężkości normalnej oraz z poprawką na depresję kapilarną, wynosić będzie

$$760 - 1,24 + 0,5 + 0,32 = 759,68\text{ mm}.$$

Często potrzebne jest sprowadzenie stanu barometru do poziomu morza, zwłaszcza, gdy chodzi o kreślenie izobar na mapach synoptycznych. Do tej redukcji posługujemy się zmodyfikowanym wzorem Laplace'a:

$$\log B = \log b_0 - M \left[0,00265 \cos 2\varphi + \frac{2h}{R} \right] + \\ + \frac{(1 - 0,00265 \cos 2\varphi) \left(1 - 0,377 \frac{e}{p} \right) h \left(1 - \frac{h}{R} \right)}{18400 [1 + \alpha(t + 0,0025h)]},$$

gdzie b_0 — oznacza stan barometru, zredukowany do 0° i ciężkości normalnej, M — moduł logarytmów naturalnych, h — wzniesienie nad morzem, φ — szerokość geograficzną, R — średni promień ziemski, α — współczynnik rozszerzalności gazów, e — średnie ciśnienie pary wodnej, p — średnie ciśnienie powietrza.

Wilgotność powietrza. Do pomiarów wilgotności powietrza jak również i temperatury powietrza najlepiej nadaje się psychrometr aspiracyjny Assmann'a. Psychrometr składa się z dwóch termometrów, umieszczonych w rurkach metalowych, poniklowanych, przez które przy pomocy małej turbinki powietrznej, obracanej urządzeniem zegarowym, przepuszcza się powietrze z prędkością $2,5\text{ m/sek}$. Jeden z termometrów jest owinięty muślinem, zwilżonym wodą destylowaną lub deszczową. Po odczytaniu obu termometrów znajdujemy prężność pary wodnej, oraz wilgotność względną z tablic ułożonych przy pomocy wzoru $e = E^1 - \frac{1}{2}(t - t^1) \frac{b}{755}$, gdzie e oznacza szukaną prężność pary wodnej w milimetrach, E^1 prężność maksymalną, t i t^1 temperatury na termometrze suchym i zwilgoconym w stopniach Celsjusza, b stan barometru w milimetrach.

Prawidła ogólne przewidywania pogody. 1. Prawidło Buys-Ballot'a. Patrząc w stronę, z której wiatr wieje, mamy niż barometryczny po ręce prawej, nieco ku tyłowi, zaś wyż barometryczny po lewej, nieco ku przodowi.

2. Prawidło Dove'go. a) Jeżeli niż barometryczny porusza się po torze leżącym na północ od obserwatora, to wiatr obraca się od *SE* przez *S*, *SW*, *W* ku *NW*.

b) Jeżeli niż porusza się po torze leżącym na południe od obserwatora, to wiatr obraca się od *E* przez *N* ku *NW*.

3. Niż barometryczny, poruszając się, pozostawia obszar wysokiego ciśnienia i wysoką temperaturę po stronie prawej.

4. Wyże barometryczne poruszają się w kierunku miejsc, gdzie temperatury zaczynają spadać, natomiast niżej tam, gdzie temperatura podnosi się.

5. Niże drugorzędne poruszają się zazwyczaj w kierunku izobar, a więc pomiędzy obszarami wysokiego i niskiego ciśnienia.

6. W lecie niże barometryczne poruszają się po torach biegnących od *SW* ku *NE*, w zimie zaś najczęściej od *NW* ku *SE*.

7. W obszarach, gdzie spadły większe opady, zwykle ciśnienie wzrasta w ciągu 24 godzin.

8. Prawidło Guilbert'a. Klin wysokiego ciśnienia i odnoga niżej, leżące obok siebie, wymieniają między sobą swe miejsca w ciągu 24 godzin.

9. Niże barometryczne poruszają się po torze prostopadłym do największego gradientu ciśnienia.

Prawidła dla lokalnego przewidywania pogody. A. Oznaki nadchodzącej pary dżdżystej:

1. Niebo pokrywa się cienką warstwą chmur pierzastych (cirrus).

2. Dookoła księżycy i słońca widać halo lub wieniec¹⁾.

3. Wiatr nagle zmienił swój kierunek na *SE*, a następnie powoli obraca się od *SE* przez *S* ku *W*.

4. Przejrzystość powietrza jest niezwykle duża.

5. Ścieki, kanały wydzielają mocne wyziewy.

6. Ciśnienie powietrza spada.

7. Temperatura wzrasta.

8. Zawartość pary wodnej w powietrzu zwiększa się.

B. Oznaki zbliżającej się burzy:

1. Przed południem występują spiętrzone chmury kłębiaste (cumulus castellatus).

2. Tworzą się coraz liczniejsze chmury kłębiaste (cumuli).

3. Panuje cisza.

4. Wilgotność bezwzględna szybko wzrasta.

5. Punkt rosy wynosi najmniej 17°.

6. Barograf kreśli skok burzowy.

7. Pionowy gradient temperatury jest wielki.

8. Ciśnienie powietrza w otoczeniu danej miejscowości jest bardzo jednostajne.

9. Istnieją wybitne różnice temperatury na najbliższych stacjach.

Warunki tworzenia się mgły. 1. Mgła dolna powstaje przy wielkiej zawartości pary wodnej w powietrzu przez silne oziębienie nocne szczególnie nad łąkami, rzekami i stawami.

2. Najczęściej mgła dolna powstaje przez mieszanie się powietrza o różnych temperaturach.

3. Mgła górna powstaje przez napływ zimnego powietrza (zwykle przy wietrze *NW* lub *N*) do miejsc o temperaturze wyższej i większej wilgotności.

¹⁾ Wieniec dokoła słońca i księżycy są to koła o średnicy 6° do 15°, zabarwione na niebiesko od wewnątrz, a czerwono na zewnątrz. Wieniec powstają z uginania światła przez kropelki chmury. Na zjawisko halo składają się barwne koła o średnicy 23° do 45°, otaczające słońce i księżyc, smugi świetlne, oraz słońca poboczne i księżycy poboczne. Halo powstają wskutek odbicia i załamania się promieni słonecznych lub księżycowych w igielkach i kryształkach lodowych niektórych chmur.

LITERATURA.

- Klein P.: Meteorologja ogólna. Warszawa 1915.
Merecki M.: Klimatologja ziem polskich. Warszawa 1915.
Gorczyński W. i Kosińska St.: O temperaturze powietrza w Polsce. Warszawa 1916.
Rudzki P.: Zasady meteorologii. Warszawa 1917.
Szulc K.: Klimat i czynniki pogody. Warszawa 1921.
Instrukcja dla stacyj meteorologicznych sieci polskiej. Warszawa 1921.
Angot A.: Traité élémentaire de météorologie. Paris 1899.
Guilbeurt G.: Nouvelle méthode de prévision du temps. Paris 1909.
Börnstein R.: Leitfaden der Wetterkunde. Braunschweig 1913.
Hann J.: Lehrbuch der Meteorologie, 3. Auf. Leipzig 1915.
Exner F.: Dynamische Meteorologie. Leipzig-Berlin 1917.
Defant A.: Wetter und Wettervorhersage. Leipzig-Wien 1918.
Lubosławskij G.: Osnowanyja uczenja o pogodje. Petersburg 1912.



Glenylny



25,00





Biblioteka Główna PK

I-300723



Politechnika Krakowska
Biblioteka Główna



100000180322