

WYDAWNICTWO ZWIĄZKU C. K. URZĘDNIKÓW TECHNICZNYCH,  
PAŃSTWOWEJ SŁUŻBY BUDOWNICZEJ W GALICJI.

---

# ZAKŁADY O SILE WODNEJ

OBLICZENIA HYDROTECHNICZNE

OPRACOWAŁ

OTTO NADOLSKI

inżynier.

(45 rysunków w tekście i 2 tablice).

INŻ. I. STELLA-SAWICKI

LWÓW.

DRUKARNIA I LITOGRAFIA PILLER-NEUMANNA WE LWOWIE.

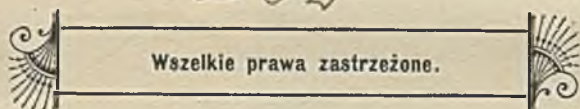
1910.

S. 69

596

8.06

532



Wszelkie prawa zastrzeżone.



16296

195/58

Kochanemu Złowowi

Lwów 28/II 1910.

Wł.

Celem ułatwienia swym członkom zaznajamiania się z postępem wiedzy technicznej w poszczególnych jej działach, przystępuje Wydział Związku c. k. Urzędników technicznych państwowej służby budowniczej w Galicyi — do wydawnictwa zwięzłych i treściwych podręczników, któreby zarazem podawały zasady i wzory do praktycznego użycia.

W nadziei, że takie wydawnictwo odda dobre usługi także szerszym sferom technicznym i przyczyni się choć w części do usunięcia obcych podręczników, oddajemy pierwszy tom naszego wydawnictwa — do użytku polskim inżynierom i technikom.

We Lwowie w lutym 1910 r.

Wydział.

1870  
1871  
1872  
1873  
1874  
1875  
1876  
1877  
1878  
1879  
1880  
1881  
1882  
1883  
1884  
1885  
1886  
1887  
1888  
1889  
1890  
1891  
1892  
1893  
1894  
1895  
1896  
1897  
1898  
1899  
1900

W. J. ...

...



Praca mechaniczna płynącej wody, od najdawniejszych czasów pobudzała umysł ludzki, do nagięcia działania tej naturalnej siły przyrody do swoich celów, między innymi do ujęcia jej w formę nadającą się do poruszania maszyn roboczych. Stąd wynikły liczne usiłowania, których początku szukać należy w zamierzchłych chwilach rozwoju kultury, mające na celu wyzyskanie naturalnych sił wody na korzyść przemysłu i dobrobytu, uzasadnione najważniejszym czynnikiem — bo taniością tego motoru roboczego.

Z drugiej strony wyzyskanie sił wody aż do ubiegłego stulecia natrafiało często na nieprzewyciężone przeszkody; przestrzenie i miejsca rzek nadające się na ujęcie wody dla celów motorycznych, z innych powodów nie nadawały się na urządzenia zakładów wodnych. Próby przenoszenia ujętych sił wodnych (przy pomocy kół linowych) choćby tylko na małe, bo zaledwie w dziesiątkach czy setkach metrów mierzące odległości, natrafiały na zbyt wielkie trudności. Dlatego też, nie wyzyskano sił wodnych w tym stopniu, na jaki zasługują. Dopiero postępy techniki ostatnich dziesięcioleci, udoskonalenie motorów wodnych (turbin) i niesłychany rozwój elektrotechniki — usunęły i te przeszkody. Prąd elektryczny wytworzony w prądnicy poruszanej motorem wodnym, może pędzić w odległości dziesiątek, a nawet setek kilometrów rozliczne maszyny robocze; może być zatem podstawą przemysłu w okolicach, które poprzednio dla braku, a względnie z powodu znacznych odległości dostawy węgla, zdane były na łaskę, a najczęściej i wyzysk innych, szczęśliwiej pod tym względem położonych krajów.

## I. Praca wody.

Siła popędowa płynącej wody jest dwojakiego rodzaju. Ruch postępowy wody w rzekach jest następstwem spadku, któremu ulega woda, podobnie jak każde inne ciało na powierzchni ziemi się znajdujące, [na podstawie ogólnych prawideł ciężenia]. Jest to więc forma energii zwanej w mechanice potencjalną. Ponadto woda płynąca, jako ciało będące w ruchu posiada zapas pracy określane mianem energii kinetycznej (siła żywa).

Tak jedna jak i druga forma popędu zdolne są poruszać motory wodne, różnica zaś spoczywa w sposobie ujęcia, w odnośnych urządzeniach i w samym motorze wodnym.

Matematycznie przedstawia mechanika te dwie formy popędu wzorami:

$$i = m \cdot g \cdot h; \quad i = \frac{m \cdot v^2}{2} \quad \cdot \quad \frac{m \cdot v^2}{2} = m \cdot g \cdot h \quad \cdot \quad \dots \quad 1)$$

*v = \sqrt{2gh}*

Wzory te są identyczne po wstawieniu wartości za:  $h = \frac{v^2}{2g}$

[ $m$  = masa ciała;  $g$  = przyspieszenie ziemskie,  $h$  = wysokość spadku;  $v$  = prędkość sekundowa].

Ponieważ zaś we wzorze 1.) iloczyn  $mg$  przedstawia ciężar, względnie przy gęstości  $\sigma = 1$  objętość wody, zatem wielkość pracy, jaką ujęta jakimkolwiek sposobem woda wykonać może, zależy od ciężaru, względnie od objętości ujętej wody i użytecznego spadku  $h$ , który w razie ujęcia energii kinetycznej płynącej wody, zastępuje prędkość  $v = \sqrt{2gh}$ .

### Pomiar pracy.

Praktyczną jednostką mierniczą pracy jest koń teoretyczny (HP)\* = 75 kilogramometrom sekundowym ( $\text{kgm}/\text{sek.}$ )

Przyjmując więc ciężar 1 litra wody = 1 kg. otrzymamy przy ujętej ilości wody  $M$  (w litrach) i przy spadzie  $h$  (w metrach) teoretyczną pracę:

$$P = M \cdot h \text{ kgm} = \frac{M \cdot h}{75} \text{ HP} \quad \dots \quad 2)$$

Przy innym ciężarze gatunkowym wody pomnożyć by jeszcze należało wyniki wzoru 2) przez odnośny ciężar gatunkowy  $\gamma$ , czego jednak przy wodzie się nie uwzględnia.

\*) W polskiem znakowaniu podanem w „Podręczniku techn.” oznacza się siłę konia przez MK (moc konia).



Natomiast przy obliczeniu pracy wody, jaką dany motor wydać jest w stanie (pracy użytecznej), uwzględnić należy t.zw. współczynnik dzielności motoru  $\eta < 1,0$ , w następstwie rozmaitych strat i oporów powodujących zmniejszenie pracy użytecznej w stosunku do teoretycznej. Użyteczną zatem pracę wody przedstawia wzór:

$$P = \frac{M \cdot h}{75} \cdot \eta \text{ HP.} \dots \dots \dots 3)$$

Stąd dla wykonania danej pracy, przy znalezionym spadzie potrzeba wody w ilości:

$$M = \frac{75 \cdot P}{\eta \cdot h} \dots \dots \dots 3a)$$

lub też potrzebny spadek przy ujętej ilości wody

$$h = \frac{75 \cdot P}{\eta \cdot M} \dots \dots \dots 3b)$$

Wartości współczynnika  $\eta$  dla rozmaitych motorów i urządzeń doprowadzających wodę do motoru podaje rozdział VI.

Ponieważ dzielność dobrych, odpowiednio zbudowanych i dobranych motorów wodnych wynosi około 0,75 pracy teoretycznej (oznacza się często procentowo t. j. nprz. 75%) znajduje częste zastosowanie uproszczony wzór przybliżony

$$P = \frac{M \cdot h}{75} \cdot 0,75 = \frac{M \cdot h}{100} \text{ HP} \quad M = \frac{100 P}{h} \quad h = \frac{100 P}{M}$$

podający wielkość pracy użytecznej.

Granica użytecznego spadu w urządzonych dotychczas zakładach wodnych mieści się pomiędzy kilkoma centymetrami, potrzebnymi na wywołanie ruchu wody (koła pływaki), a spadem do 1000 m

Podobnie różne są ilości ujętych wód dla poszczególnych zakładów, względnie pojedynczych motorów.

Z urządzonych dotychczas zakładów, największy wyzyskany użyteczny spadek wody, wynoszący 950 m. posiada zakład wodno-elektryczny w Vouvray w Szwajcaryi; Największą objętość wody zużytkowuje zakład w Sault Ste Marya w Michigan w Ameryce, gdzie 80 turbin po 580 HP konsumuje 900 m<sup>3</sup> sek. wody, dając sprawność 46.000 HP. — Największą sprawność jednej turbiny dochodzi do 12.500 HP (u wodospadu Niagary) a w Europie do 3.000 HP. — Natomiast największa objętość jaką jedna turbina konsumować może, w obecnym stanie budowy turbin dochodzi do 28,5 m<sup>3</sup> sek. (w Rheinhelden), względnie nawet 37 m<sup>3</sup> sek w Beznau nad Aarem.

Dla oceny sprawności zakładów wodnych używają w nowszych czasach obliczenia t.zw. koni godzinnych t. j. iloczynu z ilości koni użytecznych i godzin pracy zakładu w danej

jednostce czasu (doba, rok). Wedle doświadczeń zebranych we wielkich zakładach wodno-elektrycznych zaopatrujących wielki i drobny przemysł z energią motoryczną okazało się przy wielce zmiennem, chwilowem zapotrzebowaniu energii, że w sumie zakłady takie pracują około 3000 godzin rocznie. Odpowiada to w przybliżeniu ośmiogodzinnej pracy dziennej. Mnożąc zatem ilość koni użytecznych uzyskaną ze wzoru 3) przez spodziewaną ilość godzin ruchu nprz. w roku, otrzymamy roczną ilość godzinnych koni, którą dany zakład jest w stanie wyprodukować. Ten sposób obliczenia wydajności zakładu wodnego, ujmujący najlepiej jego wartość ze stanowiska ekonomicznego i handlowego — jest uzasadniony zwłaszcza w zakładach pracujących wodą zbiornikową, w ograniczonej ilości godzin na dobę, czy też w innej jednostce czasu.

Aby uzyskaną pracę wody w miejscu nadającym się do ujęcia — przenieść w miejsce zapotrzebowania i zbytu — zamienia się ją dziś powszechnie w energię elektryczną, którą przenosić można na znaczne odległości. Przeniesienia na 100 do 200 km. nie należą dziś w Europie do nadzwyczajnych, w Ameryce zaś zakład wodno-elektryczny w De Sabla przenosi pracę wody w formie energii elektrycznej do San Francisco na odległość 500 km. Napięcie w przewodach ze względu na zmniejszenie ich przekroju stosuje się bardzo wysokie, od 10.000 — 60.000 Volt.

Dla pierwszego zorientowania się projektanta posłużyć mogą daty zestawione przez E. Matterna\*), który na podstawie wykonanych tego rodzaju urządzeń podaje, że przy napięciu w prądnicach 3000—5000 Volt, w przewodach na odległość (około 50 km.) do 40.000 Volt, a w miejscu zużycia 120—220 Volt, łączny współczynnik zamiany użytecznej pracy wody na energię elektryczną wynosi około 0·80.

Poniższa tablica podaje stosunek teoretycznej pracy wody (wzór 2) do uzyskanej energii elektrycznej:

	Współczynnik zamiany	
	przy zużyciu na miejscu	z przeniesieniem na odległość
Turbina . . . . .	0·80	0·80
Zamiana pracy wody na energię elektr.	0·95	0·80
Elektromotor . . . . .	0·90	0·90
Średnio zatem współczynnik zamiany teoretycznej pracy wody w użyteczną energię elektryczną wynosi . . . . .	0·685	0·576

Dość tu jeszcze należy że mechaniczna praca 1 HP = 736 Voltamperów (1  $\frac{\text{km}}{\text{sek}} = 9·81$  Voltamperów,) który to współczynnik jest zamiennikiem pracy mechanicznej na elektryczną.

\*) E. Mattern: Die Ausnützung der Wasserkräfte, II. Aufl. Leipzig 1908.



## II. Pomiary i zdjęcia.

Ze wzoru 3) wynika, że mechaniczna praca wody jest funkcją objętości ujętej wody i wysokości użytecznego spadku, który w odnośnym wypadku, bądź z naturalnych warunków miejscowych, bądź też przez stosowne urządzenia uzyskać można.

Zebrań odnośnych dat, podobnie jak i wyjaśnienie wpływu przyszłego zakładu na prawa sąsiadów i względy publiczne i t. d. wymaga wykonania następujących zdjęć.

a) Plan sytuacyjny. Jako podstawy dla zdjęcia planu sytuacyjnego używa się zazwyczaj kopii kart katastralnych, stąd też najczęściej są one wykonane w podziałce 1:2880. Przy mniejszych zakładach wystarcza zazwyczaj zrektyfikowanie planu katastralnego przy pomocy tachymetru; przy większych należy wykonać osobne zdjęcie tachymetryczne we większej podziałce nprz. 1:1000, przyczem zdjęć należy tyle punktów zależnie od konfiguracji terenu, aby można było wykreślić dostateczną ilość warstw, potrzebnych dla zaprojektowania urządzeń pomocniczych (szluzy wpustowej, wałów ochronnych budynku fabrycznego i t.d.).

Trasę przyszłego kanału doprowadzającego i odprowadzającego wodę ze zakładu, wyznaczyć należy w przybliżeniu przed dokładnem zdjęciem, poczem zdjęć należy stosownie szeroki pas gruntu bądź to tachymetrycznie rozrzuconymi punktami dla wykreślenia warstw, bądź też przy pomocy przekroi poprzecznych w odpowiednich odległościach obranych.

b. Profil podłużny rzeki. W celu poznania naturalnego spadku rzeki, który w obranej przestrzeni wykorzystać można, względnie decyzji o sposobie ujęcia wody i jego następstwach wykonać należy profil podłużny na odpowiedniej długości rzeki. W profilu tym uwidocznic należy zwierciadło małej wody, określone odczytem najbliższego wodowskazu, dno rzeki w nurcie i obydwu brzegi; poza to skreślić należy zwierciadło wielkiej wody uzyskane ze znalezionych śladów, lub odtworzone na podstawie zapisków wodowskazowych.

Najważniejszą byłaby niwelacja t. zw. ustalonego zwierciadła wody, pod którem rozumiemy stan nizki, przez dłuższy czas trwający (w suchej jesieni). Dla projektów zakładów wo-

dnym trudno czekać na takie ustalenie; w obec stosunkowo krótkich przestrzeni niwelowanych, dla projektów zakładów wodnych — stan taki nie jest niezbędnie potrzebny.

Niwelację przeprowadza się następująco; wzdłuż rzeki w odpowiedniej odległości wbija się szereg twardych i równo uciętych kołków, wystających parę cm. ponad zwierciadło wody; po zaniwelowaniu wysokości głów wszystkich kołków, idąc od ostatniego w górze z wodą w dół, mierzy się podziałką odstęp pomiędzy głową kołka a zwierciadłem wody, który następnie w obliczeniu znamion zwierciadła wody uwzględnić należy. Różnic zw. w. na brzegu wklęsłym i wypukłym, występujących w silnych zakolach, zazwyczaj się nieuwzględnia; ewentualne uwzględnienie polega na wstawieniu średniej wysokości zwierciadła na obu brzegach.

Całą niwelację nawiązać należy do stałego punktu, najlepiej posiadającego znamię wysokości ustalone w odniesieniu do poziomu morza. W braku takiego nawiązać się należy do cokołu budynku murowanego, przyczółka mostu lub podobnego punktu stałego.

Poziom porównawczy przyjmować należy w ten sposób, by nie występowały znamiona wysokościowe o znaku ujemnym.

W rysunku jako podziałkę przyjmuje się zwykle: dla długości — podziałkę planu sytuacyjnego, dla wysokości 1 : 100, a przy małych spadkach 1 : 50 lub 1 : 20.

c) Profile poprzeczne. W związku z profilem podłużnym zdejmuje się potrzebną ilość profili poprzecznych rzeki. Jako najważniejszy profil uważać należy przekrój w miejscu przyszłego ujęcia względnie jazu, w którym zbadać należy jakość dna do pewnej, dla założenia fundamentów budowli potrzebnej głębokości. Profil ten jest podstawą obliczeń hydrotechnicznych, których wymaga projekt urządzeń spiętrzających wodę. Pozatem zdjąć należy profile potrzebne dla obliczenia ilości wody, do którego to celu wyszukać należy przekroje zwarte najlepiej w linii prostej, a nie w łukach rzeki położone. Większa ilość profili poprzecznych potrzebną jest tylko w razie obawy zalewów z powodu spiętrzenia wody, albo też dla wykazania, że projektowane urządzenia nie będą narażały praw interesowanych sąsiadów lub względów publicznych. W tym też kierunku decydować muszą zawsze warunki miejscowe.



Samo zdjęcie profilu poprzecznego polega na pomierzeniu głębokości strumienia wody w pewnych oznaczonych odległościach. Część suchą profilu aż do wyraźnie występujących wysokich brzegów, zdejmuje się przez zaniwelowanie punktów załamowych oznaczonego poprzednio dwoma tyczkami profilu. Odległości tych punktów odczytuje się tachymetrycznie

Ze względu na przejrzystość rysuje się te profile w różnych skróceniach nprz. dla długości 1 : 1000, dla wysokości 1 : 100. W rysunku zaznaczyć zawsze należy zwierciadło m. w. przy której profil zdjęto, zwierciadło m. w. odpowiadającej profilowi podłużnemu, oraz zwierciadło wielkiej wody znalezionej ze śladów. Wszystkie powyższe wysokości oznaczone powinny być znamionami wysokości, odniesionymi do wspólnego znaku stałego.

### III. Obliczenie ilości wody.

a) **Zasady obliczania zakładów o sile wodnej.** Celem ustalenia dalszych podstaw projektu zakładu wodnego, poznać musimy ilość wody nadającej się do ujęcia, oraz ilość wielkich wód rzeką prowadzonych, na które odnośne urządzenie obliczyć należy.

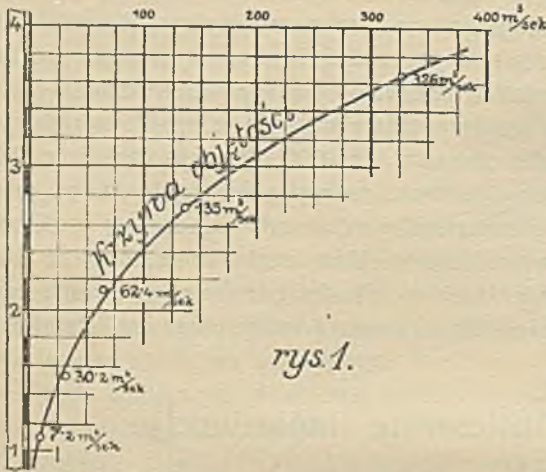
Wartość danej siły wodnej zależną jest w wysokim stopniu od jej stałości w ciągu roku. względnie w ciągu okresu jej używania. Tymczasem ilość prowadzonej przez rzeki wody, zwłaszcza w naszych warunkach, jest bardzo zmienna, a to z powodu braku lodowców i większych jezior stanowiących naturalne regulatory odpływu.

Wskazówki o ilości wody, na którą dany zakład wodny powinien być obliczony, dostarczyć może tylko zestawienie dat wodowskazowych badanej rzeki w okolicy przyszłego zakładu. Dla zorientowania się, przyjęć należy z zapisków badanego okresu czasu rok najbardziej mokry, najsuchszy i rok średni, tak co do ilości opadów, jak i ich rozkładu.

Każdemu odczytowi wodowskazu odpowiada pewna ilość wody, którą przy tem odczycie rzeka prowadzi. Ilość tą otrzymuje się bądź to z bezpośrednich pomiarów, bądź też na podstawie obliczeń, o których poniżej. Wiele dat w tym kierunku dostarczają roczniki centralnego Biura hydrograficznego, w których ogłaszane bywają urzędowe pomiary hydrometryczne, wy-



konywane przez krajowy oddział hydrograficzny niemal na wszystkich większych rzekach w kraju.



rys. 1.

Mając w danym przekroju rzeki pomierzoną, lub obliczoną ilość wody przy kilku odczytach wodowskazu, wykreślić można t. zw. krzywą objętości (krzywą konsumcyjną) rys. 1. odcinając na osi pionowej stany wodowskazu, a na poziomej odpowiadające im ilości wody.

Najprostszą formę równania tej krzywej przedstawia wzór:

$$Q = a + bh + ch^2$$

w którym dla oznaczenia stałych  $a$ ,  $b$  i  $c$  potrzeba przynajmniej 3-ch pomiarów. Przy większej ilości pomiarów obliczyć należy te stałe przy pomocy rachunku wyrównania. W praktyce upraszcza się takie obliczenie w ten sposób, że nanosi się jak wyżej na rys. 1 wykonane pomiary, wykreśla się w przybliżeniu krzywą konsumcyjną i wybiera się trzy pomiary, od siebie znacznie odległe, a dobrze w tę krzywą wpadające. Dla tych trzech pomiarów mamy odnośne  $Q$  i  $h$ , otrzymujemy więc trzy równania:

$$Q_1 = a + bh_1 + ch_1^2$$

$$Q_2 = a + bh_2 + ch_2^2$$

$$Q_3 = a + bh_3 + ch_3^2$$

z których wyznaczyć można wartość stałych  $a$ ,  $b$  i  $c$  — a następnie wyznaczyć dokładnie całą krzywą. Krzywa ta jednak będzie miała wartość tylko w granicach skrajnych pomiarów, wziętych do powyższego obliczenia trzech stałych. Co najwyżej dla przybliżonych wyników przedłużyć ją można w dół do punktu w którym  $h = 0$ , to jest do dna przekroju, gdzie także  $Q = 0$ .

Wedle doświadczeń\*) zebranych przy większych zakładach wodnych okazuje się, że w zwykłych warunkach zakłady wodne, od których wymaga się w ciągu całego roku jednostajnej pracy, powinny być obliczone na tę ilość wody, którą rzeka posiada przez 270 dni w roku; na pozostałe 95 dni

\*) Th. Koehn: Ausbau von Wasserkraften, Leibzig 1907.

w roku powinny zakłady takie posiadać inne motory rezerwowe (parowe, ropne, benzynowe i t. d.) Zakłady wodne dostarczające siły motorycznej dla produkcji sezonowej, trwającej przez pewien stały okres czasu w roku, nprz. dla oświetlenia miast, które w okresie od października do marca wymaga największego zapasu energii, urządzać należy na tę ilość wody, jaka temu okresowi odpowiada, również pod przyjęciem motorów rezerwowych na stosunkowo długi czas w tym okresie.

Po takim założeniu zestawić należy z zapisków wodowskazowych długość czasu trwania poszczególnych stanów wodowskazu, w określonych powyżej trzech wybranych latach. Wystarczy tu zliczyć ilość dni w roku, posiadających te same odczyty wodowskazowe w ramach co 10 cm, nprz.: dni z odczytami pomiędzy  $\pm 1:20$  do  $\pm 1:30$  było 36, pomiędzy  $\pm 1:30$ , a  $\pm 1:40$  było 52 i t. d. Graficzne zestawienie tej częstości powtarzania się poszczególnych odczytów wodowskazu podaje tabl. I. rys. 1., w której na osi pionowej oznaczono wodowskaz, na <sup>Rozmownych</sup> ~~pionowych~~ zaś — ilości dni odpowiadające każdemu 10 cm wodowskazu. Na wykresie tym podano też linie wynikające z sumowania (od góry wodowskazu w dół), odciętych poprzednio ilości dni. Idąc więc od najwyższego odczytu wodowskazu i sumując 270 dni otrzymamy odczyt wodowskazu, który w ciągu 270 dni w dół przekroczony nie będzie; zakład wodny obliczyć więc należy na tę ilość wody, która odpowiada w krzywej objętości, powyżej znalezionemu odczytowi wodowskazu.

Celem umożliwienia wyzyskania chwilowych, wyższych stanów, korzystamy z możliwości pędzenia turbin rozmaitem napełnieniem. Wedle doświadczeń (patrz rozdział VI) największy współczynnik dzielności uzyskują powszechnie dziś używane turbiny systemu Francis'a, przy napełnieniu około 75% — 80% całej swej pojemności; stąd zaś pojemność turbin przyjmować należy 20 — 30% większą jak ilość wody, którą z powyższych wykresów dla zakładu otrzymano. Takie przyjęcie umożliwiałoby chwilowe wyzyskanie wyższych stanów wody, zapewniając równocześnie pracy turbin najkorzystniejszy współczynnik dzielności przez najdłuższy okres czasu w roku; w końcu zaś wyrównuje do pewnego stopnia straty użytecznego spadku, które ewentualnie spowodować może przy wyższych stanach podniesienie się zw. wody w młynówce dolnej (cofka z rzeki) — kosztem większych ilości użytecznej wody.



Celem ewentualnego wyzyskania jeszcze wyższych stanów wody, zakładać się musi osobne, rezerwowe turbiny względnie koła wodne.

Ponieważ przepływ wody w rzekach jest ciągły t. j. trwa przez dzień i noc, a znaczna ilość zakładów o sile wodnej, pracuje tylko w ciągu dnia przez 10—16 godzin — przepływająca przez przeciąg pozostałych 14—8 godzin woda jest dla takich zakładów zmarnowana. Jeżeliby więc warunki lokalne zezwoliły na zamazywanie tej wody w całości, lub przynajmniej w części, to zakład mógłby następnie w ciągu swoich godzin pracy, pracować ilością zwiększoną, a to przy 10-godzinnej pracy i magazynowaniu całego odpływu — ilością wody 2·4 razy, zaś przy 16-godzinnej — ilością 1·5 razy większą od dopływu stałego. Przez magazynowanie dopływów z niedziel, w którym to dniu zazwyczaj zakłady takie również nie pracują — można podwyższyć tę ilość nawet do 2·8 dopływu stałego. Ponieważ jednak ze względu na niżej nad rzeką położone miejscowości, wstrzymanie całego odpływu przez noc, czy też przez niedzielę nie jest możliwe, więc można magazynować tylko część dopływu stałego — a w następstwie tego cyfry powyżej podane stosunkowo się obniżą. To rozumowanie doprowadziło do zakładania stawów jako zbiorników wyrównujących wodę roboczą w granicach dnia, względnie tygodnia. Rozszerzenie tego wyrównania na dłuższy okres czasu, roku lub i więcej lat, przy magazynowaniu także i wielkich wód dorzecza — prowadzi do zakładania wysokich zbiorników i do budowy t. zw. przegród dolin. (Talsperre). Oba te rodzaje zbiorników, uważane być mogą za rodzaj rezerwy, która przy zakładach bez zbiorników wyrównawczych, zastąpiona być może motorami kalorycznymi, wybuchowymi.

W danym wypadku zakładania takiego stawu wyznaczyć należy jego objętość, względnie przy znanej powierzchni stawu — grubość użytkowej warstwy wody (*a*). *rys. 2.* Zwierciadło wody w lotokach (*b—c*) doprowadzających wodę do motorów, leżeć powinno o tę wysokość (*a*) niżżej jak zw. w. w. w. napełnionym stawie. Woda w stawie, poniżej tej warstwy, względnie poniżej progu lotoków, jest dla zakładu nieużyteczną.



*rys. 2.*

Przykład: Normalna woda robocza wynosi 1·0 m<sup>3</sup>/sek; zakład pracuje przez 14 godzin dziennie; w godzinach nocnych, musi odpływać



przynajmniej 0.40 m<sup>3</sup>/sek, pozostanie więc do zatrzymania w stawie 0.60 m<sup>3</sup>/sek. Użyteczna pojemność stawu, potrzebna na pomieszczenie tej wody musi wynosić:

$$0.60 \times 10 \times 60 \times 60 = 21.600 \text{ m}^3.$$

Ponieważ zaś przy przyjętem spiętrzeniu, zalana powierzchnia (stawu) wynosić będzie nprz. 15.33 ha, zatem grubość użytecznej warstwy wody wyniesie:

$$a = \frac{21.600 \text{ m}^3}{153.900 \text{ m}^2} = 0.167 \text{ m, okrągło } 17 \text{ cm.}$$

o które zw. w. w. napelnionym stawie musi leżeć wyżej od zw. w. w. lotokach. — Przez następnych 14 godzin pracy, zakład może rozporządzać ilością:

$$M = 1.00 \text{ m}^3/\text{sek} + \frac{0.6 \times 10 \times 60 \times 60}{14 \times 60 \times 60} = 1.428 \text{ m}^3/\text{sek}, \quad 4.5 \text{ m}^3$$

podczas gdy bez stawu miałby tylko dopływ normalny 1.0 m<sup>3</sup>/sek.

Dla ustalenia wielkości parowych, czy innych motorów rezerwowych miarodajnymi będą warunki redukcji wydajności pracy zakładu. Przyjmując nprz., że zakład obliczony na 270 dniową wodę, może przez 15 dni w roku posiadających najniższe odczyty wodowskazowe — zupełnie nie pracować, pozostanie dla resztujących 80 dni do dyspozycji ilość wody znaleziona z wykresu dla dni 270 + 80 t. j. dla dni 350. Będzie to jednak najniższy stan wody, który w tych 350 dniach nigdy w dół przekroczony nie zostanie. W najniekorzystniejszym więc wypadku, wielkość motorów rezerwowych obliczanych być mogła na różnicę pracy 270 dniowej i 350 dniowej wody w roku. Normalnie byłyby to jednak motory za wielkie i za kosztowne, zwłaszcza że przez większą część roku nieużyteczne; wielkość ich zatem unormować należy w każdym poszczególnym wypadku zależnie od warunków ruchu i możliwości pewnego zredukowania wydajności pracy zakładu. Przybliżony sposób takiego obliczenia podaje przykład ogólny, umieszczony przy końcu podręcznika.

Całe podane wyżej obliczenie graficzne odnieść należy w zasadzie do roku średniego, tak pod względem ilości jak i rozkładu opadów i odpływów. Wykresy (tabl. I.) odnoszące się do lat, najsuchszego i najbardziej mokrego dają tylko wskazówki na jak rozległe zmiany w ilościach wody, a stąd i wydajności użytecznej pracy, projektowany zakład przygotowany być musi.

Podstawą dla powyższych obliczeń i wykresów będą na większych rzekach odczyty najbliższych wodowskazów urzę-

dowych, ogłaszane w wydawnictwach państwowej służby hydrograficznej. W braku takich dat oprócz należy projekt, zwłaszcza dla mniejszych zakładów, na obliczenie wody roboczej danej wzorem Iszkowskiego. Pojedynczy pomiar wykonany w sposób poniżej podany, lub też obliczenie ilości wody z przekroju, bez związku z datami wodowskazowemi, choćby nawet objaśniony „przez wiarygodnych nadbrzeżnych mieszkańców“ — może tylko przez porównanie posłużyć dla poparcia wyników wzoru Iszkowskiego; brakuje nam bowiem podstaw do oceny długości trwania pomierzonego stanu wody w ciągu roku — co w każdym razie wzór Iszkowskiego do pewnego stopnia uwzględnia.

Mattern, na podstawie doświadczeń Dr. Intzego, radzi zakłady wodne idące przez cały rok po 24 godzin dziennie, obliczać na ilość daną wzorem:

$$M = \frac{Q \cdot 0.4}{365 \cdot 24 \cdot 60 \cdot 60} \text{ m}^3/\text{sek} \dots \dots \dots 5)$$

86400

przyczem  $Q$  oznacza sumę odpływu wody w całym roku w  $\text{m}^3$ . O ilości tej i jej obliczeniu w sposób ogólny, będzie mowa poniżej — Dokładnie obliczyć ją można z krzywej objętości i częstości trwania poszczególnych stanów — omówionych powyżej. —

b) Sposoby obliczenia ilości wody w rzece. Do obliczenia ilości wody prowadzonej przez rzekę mamy na stępujące sposoby:

- I. ogólną ocenę odpływu
- II. bezpośredni pomiar ilości wody
- III. obliczenie na zasadzie, wedle której ilość przepływającej wody = iloczynowi z powierzchni przekroju zwilżonego i średniej prędkości wody:

$$M = F \cdot c.$$

Prędkość  $c$  oznaczyć można przez pomiar, lub rachunkiem.

I Z pomiędzy wzorów na ogólne obliczenie ilości wody na podstawie cech dorzecza, największe zastosowanie znalazły u nas wzory **Iszkowskiego**\*).

Przyjawszy następujące oznaczenia:

$F$  — powierzchnia dorzecza w  $\text{klm}^2$ .

$h$  — wysokość warstwy średniego opadu w roku w m.

\*) Zeitschrift. des öst. Ing. u. Arch. Vereines 1886 r.



$\omega_s, \omega_w, \nu, \mu$  — współczynniki odpływu, jakości i wielkości dorzecza.

$Q_s$  — absolutna, średnia woda t. j. średnia arytmetyczna w normalnym roku.

$Q_0$  — odpływ absolutnie najmniejszy.

$Q_1$  — najmniejsza normalna woda t. j. średnia arytmetyczna najmniejszych odpływów z szeregu lat.

$Q_2$  — woda robocza, — odpływ w normalnym roku najdłużej trwający.

$Q_4$  — absolutnie największa woda dla dorzeczy większych od 300 km<sup>2</sup> — podaje Iszkowski za podstawę obliczenia:

$$Q_s = 0.03171 \omega_s \cdot h \cdot F \text{ m}^3/\text{sek} \dots \dots \dots 6)$$

a stąd:

$$Q_0 = 0.2 \cdot \nu \cdot Q_s \text{ m}^3/\text{sek} \dots \dots \dots 7)$$

$$Q_1 = 0.4 \cdot \nu \cdot Q_s \text{ „} \dots \dots \dots 8)$$

$$Q_2 = 0.7 \cdot \nu \cdot Q_s \text{ „} \dots \dots \dots 9)$$

Pozatem:  $Q_4 = \omega_w \cdot \mu \cdot h \cdot F \text{ m}^3/\text{sek} \dots \dots \dots 10)$

względnie dla dorzecza rozpadającego się na części o różnych  $\omega_w$  i  $h$ :

$$Q_4 = \mu (\omega_{w_1} \cdot h_1 \cdot F_1 + \omega_{w_2} \cdot h_2 \cdot F_2 + \dots) \text{ 10a)$$

Wartość współczynników  $\omega_s, \omega_w$  i  $\mu$  (moduł dorzecza) podają tabliczki I. i II.

Tabliczka I.

$A_3 = 0.4 Q_4$

L. p.	Topograficzne oznaczenie terenu.	$\omega_s$	$\omega_w$ dla dorzecza kategorii			
			I.	II.	III.	IV.
1.	Bagna, niziny . . . . .	0.2	0.017	0.030	—	—
2.	Płaskizny i płaskowzgórza .	0.25	0.025	0.040	—	—
3.	„ w połączeniu z pagórkami . . . . .	0.30	0.030	0.055	—	—
4.	Pagórki o łagodnych stokach	0.35	0.035	0.070	0.125	—
5.	Stronnsze pagórki i przedgórze	0.40	0.040	0.082	0.155	0.400
6.	Wzgórza jak Erdeny, Eifel, Westerwald, Odenwald, w ogóle wysoki większych pasm gór średnio: . . . . .	0.45	0.045	0.100	0.190	0.450
7.	Wzgórza jak Harz, Turyngski las, Frankoński las średnio:	0.50	0.050	0.120	0.225	0.500
8.	Czarny las, Wogezy, Beskidy średnio . . . . .	0.55	0.055	0.140	0.290	0.550
9.	Najwyższe góry wedle stopnia mości . . . . . maxim.	0.60	0.060	0.160	0.360	0.600
		0.65	0.070	0.185	0.460	0.700
		0.70	0.080	0.210	0.600	0.800

Pośrednie wartości oznacza się interpolacją liniową.





↪ Odnosnie do wartości współczynnika  $\omega_w$  zależnego od przepuszczalności, wielkości dorzecza i siły roślinności, określa Iszkowski następująco użycie odpowiedniej kategorii I—IV (tabl. I.).

A) Dorzecze o silnie przepuszczalnym terenie przy średniej roślinności, lub średnio przepuszczalnym terenie a silnej roślinności (ziemia uprawna):

- 1) dla  $F' < 1000 \text{ km}^2$  przyjmować  $\omega_{wz}$  . . . . . z kol. II. —  
tylko dla pokładów bardzo przepuszczalnych  
żwirowych lub grubego piasku . . . . . kol. I.
- 2) dla  $F' = 1000-4000 \text{ km}^2$  kombinacja . . . . . kol. I. i II.
- 3) dla  $F' = \text{ponad } 4000 \text{ km}^2$  . . . . . kol. I.

B) Dorzecze średnio przepuszczalne, górskie lub pagórkowate, o silnej roślinności:

- 1) dla terenu płaskiego lub falistego . . . . . kol. II.
- 3) dla terenu wyższego przy  $F'$  do  $150 \text{ km}^2$  . . . . . kol. III.  
 $F' = 150-1000 \text{ km}^2$  komb. II i III.  
 $F'$  ponad  $1000 \text{ km}^2$  . . . . . kol. II. ✓

C) Dorzecze nieprzepuszczalne, górzyste lub pagórkowate, przy średniej roślinności, w ogóle stosować należy kol. III.

Przy większych wzniesieniach nad poziom morza:

- 1) dla  $F'$  do  $5000 \text{ km}^2$  . . . . . z kol. II.  
 $F' = 5000-12000 \text{ km}^2$  . . . . . kombin. II. i III. ✓  
 $F'$  ponad  $12000 \text{ km}^2$  . . . . . kol. II. lub komb. I. i II.
- 2) przy stromych stokach dla  $F'$  do  $50 \text{ km}^2$  . . . . . kol. IV.  
 $F' = 50-300 \text{ km}^2$  komb. III. i IV.

D) Dorzecze bardzo nieprzepuszczalne, w górach bez roślinności lub z wątlą. dla dorzeczy najwyżej do  $300 \text{ km}^2$ ... kol. IV. ✓

↪ Wartość współczynnika  $\nu$  zależy od: (zwiększając przepuszczalność)

I. jakości pokładów i siły roślinności:

- a) Średnia roślinność i przepuszczalność . . . . .  $\nu = 1.0$   
" " w okolicy licznych jezior  
i stawów . . . . .  $\nu = 1.5$
- b) Silna przepuszczalność, a słaba roślinność, lub  
mniejsza przepuszcz. a silna roślinność  $\nu = 0.4-0.8$
- c) Teren nieprzepuszczalny na płaszczyznach  $\nu = 1.0$   
" " w okol. pagórkow.  $\nu = 0.8-0.5$   
" " w górach . . . . .  $\nu = 0.6-0.3$   
" " w górach skalistych  
maleje . . . . .  $\nu$  do 0.

Liczne stawy i jeziora zwiększają te wartości aż do 50%.

Tabliczka II.

$F'$	$\mu$	$F'$	$\mu$	$F'$	$\mu$	$F'$	$\mu$
$\leq 1$	10.0	350	6.37	3.500	3.350	80.000	2.260
10	9.5	400	6.22	4.000	3.250	90.000	2.155
20	9.0	500	5.90	4.500	3.200	100.000	2.050
30	8.5	600	5.60	5.000	3.125	110.000	1.980
40	8.23	700	5.35	6.000	3.103	120.000	1.920
50	7.95	800	5.12	7.000	3.082	130.000	1.855
60	7.75	900	4.90	8.000	3.060	140.000	1.790
70	7.60	1.000	4.70	9.000	3.038	150.000	1.725
80	7.50	1.200	4.515	10.000	3.017	160.000	1.650
90	7.43	1.400	4.320	20.000	2.909	170.000	1.575
100	7.40	1.600	4.145	30.000	2.801	180.000	1.500
150	7.10	1.800	3.960	40.000	2.693	190.000	1.425
200	6.87	2.000	3.775	50.000	2.575	200.000	1.350
250	6.70	2.500	3.613	60.000	2.470	225.000	1.175
300	6.55	3.000	3.450	70.000	2.365	250.000	1.000

Pośrednie wartości oznacza się interpolacją liniijną. — Wartość  $\mu$  znaleźć należy dla całego dorzecza; przy użyciu wzoru 10a znaleźć należy  $\mu$  dla łącznej powierzchni  $F = F_1 + F_2 + F_3 + \dots$

## II. Od wielkości dorzecza:

a) przy  $F' \leq 200 \text{ km}^2$  przy słabej roślinności:  $\nu$  jak pod I, lub nieco mniejsze.

„ „ „ „ przy silnej roślinności: wartości pod I. zwiększają się aż do 25%.

b) przy  $F' = 200-20.000 \text{ km}^2$  —  $\nu$  jak pod I.

$F' = 20.000-50.000 \text{ km}^2$  powiększyć należy  $\nu$  z I. o 15%

$F' = 50.000-100.000 \text{ km}^2$  „ „ „ 50 „

## III. Od rozkładu opadów; w miarę jednostajności opadów różnie $\nu$ : w klimacie morskim do 50% poz. I.

w stepach i na wielkich płaszczynach do 20%

Wysokość warstwy opadów  $h$ , wypośredkować należy z kilku lat z roczników hydrograficznych. Wyjątek stanowią przy obliczeniu  $Q_4$ , małe zlewnie, dla których w równinach przy  $F'$  do  $100 \text{ km}^2$ , w okolicy zaś pagórkowatej lub górzystej przy  $F'$  do  $300 \text{ km}^2$  przyjmować należy najmniej  $h = 100 \text{ m}$ .

Wielkość dorzecza  $F'$  wyznaczyć najlepiej na odnośnej karcie Instytutu geograficznego w podziałce 1:25000, 1:75000 lub 1:200.000 przy pomocy planimetru. W braku planimetru, dzieli się powierzchnię dorzecza liniami równoległymi na  $n$  pasków o równej szerokości  $a$  (fig. 3.) a wielkość dorzecza:



rys. 3.

$$F = \frac{l_0 + l_1 + l_2 + \dots + l_n}{n + 1} \cdot n \cdot a$$

Wzory Iszkowskiego dają wystarczające wyniki dla projektów generalnych, mogą też być podstawą projektów szczegółowych mniejszych zakładów.

Wzory Lauterburga. Dla obliczenia ilości odpływu podał\*)

inż. R. Lauterburg wzory oparte na stosunkach szwajcarskich; z tych wzory na obliczenie wielkich wód, ze względu na założenie odpowiadające więcej rzeczywistości, [jak Iszkowskiego dla  $Q_4$  przy użyciu rocznego  $h$ ,] zasługują na poznanie.

Lauterburg rozróżnia wielką wodę wywołaną:

- deszczem czterodniowym lub dłużej trwającym, obejmującym większe przestrzenie (Landregen), o dziennym opadzie  $50^m/m$  . . . . .  $Q_3$
- deszczem jednodniowym o opadzie  $250^m/m$  na dobę .  $Q_4$
- deszczem nawalnym, najwyżej jednogodzinnym o opadzie  $0\ 035^m/m$  na sekundę . . .  $Q_5$

Dla tych określeń podaje następujące wzory:

$$Q_3 = Q_m + aF \frac{1 + 0.5 F_1}{1 + (1 + 0.1 F_1) F_1} \dots \dots \dots 11)$$

przyczem  $F_1 = 0.0001 F$

$$Q_4 = Q_m + 2.9 a F \left( \frac{114}{115 + 0.05 F} + 0.007 \right) \dots \dots \dots 12)$$

$$Q_5 = Q_m + aF \frac{32}{31 + F} \cdot 35 \dots \dots \dots 13)$$

$F$  oznacza wielkość dorzecza w  $klm^2$ ;  $Q_m$  oznacza ilość małej wody przy której wezbranie nastąpiło. (może być Iszk.  $Q_1$  lub  $Q_2$ );  $a$  oznacza współczynnik odpływu podany w tabliczce na str. 21.

Rubrykę „spad bardzo stromy“ t j. nad  $35\%$  stosuje autor tylko dla okolic lodowców (Alpenregion); za spad średni uważa spad od  $35-11\%$ , płaski  $11-3.5\%$ .

We wzorach (11-13) opuszczono czynnik zawierający wpływ lodowców.

\*) Allgemeine Bauzeitung 1887. str. 9, 17, 27.



Rodzaj dorzecza	T e r e n								
	bardzo nieprzepusz.			średnio przepuszcz.			bardzo przepuszcz.		
	Spad podłużny i poprzeczny terenu (ścieku)								
	bardzo stromy	średnio	plaski	bardzo stromy	średnio	plaski	bardzo stromy	średnio	plaski
Kompleksy lasów, luźno rumowiska teren kamienisty lub piaszczysty bez roślinności	0.65	0.55	0.55	0.55	0.45	0.35	0.45	0.35	0.25
Rola uprawna, częściowo lasy	0.75	0.65	0.55	0.65	0.55	0.45	0.55	0.35 do 0.15	0.35
Łąki i pastwiska	0.85	0.75	0.65	0.75	0.65	0.55	0.65	0.60	0.45
Nagie skały	0.90	0.80	0.70	0.80	0.70	0.60	0.70	0.60	0.50

Pozatem podaje Lauterburg wzór na wielką wodę doroczną, t. j. corocznie się powtarzającą:

$$Q_5 = \left( \frac{14.4}{3.6 + 0.0001 F} + 1 \right) 0.03964 a \cdot h \cdot F \dots 14)$$

gdzie  $h$  oznacza średni opad roczny.

Wyniki wzorów (11—13) dla okolic o innych maksymalnych opadach jak szwajcarskie (objęte wzorami), pomnożyć należy przez  $\frac{H_1}{H}$ , gdzie  $H$  oznacza podane wyżej wartości szwajcarskie,  $H_1$  obserwowane opady badanej okolicy.

Dla naszego kraju przyjęćby należało dla wzoru 11), dzienny opad na  $50 \text{ m}_m$ , zatem  $\frac{H_1}{H} = 1$ . Deszcz taki obejmuje równocześnie znaczne przestrzenie ( $1000 \text{ km}^2$ ). Dla deszczu jednodniowego —  $Q_1$  — należałoby wynaleźć odpowiedni maksymalny opad z roczników hydrograficznych; wysokość ta leży w granicach  $40\text{--}80 \text{ m}_m$ , wyjątkowo do  $100 \text{ m}_m$ , zatem  $\frac{H_1}{H} = 0.16$  do  $0.4$ . Deszcz taki obejmuje mniejsze, lecz także znaczne przestrzenie; obliczać więc należy zawsze  $Q_1$  i  $Q_5$  i przyjąć wartość większą.

Deszcze nawalne o odpływie  $Q_5$ , trwają zazwyczaj  $15\text{--}40$  minut, a najwyżej jedną godzinę, obejmując powierzchnie do  $5 \text{ km}^2$ ; opad  $0.01$  do  $0.02 \text{ m}_m$  na sekundę, t. j.  $35\text{--}70 \text{ m}_m$  na godzinę, należy do bardzo znacznych — zatem  $\frac{H_1}{H} = 0.25\text{--}0.55$ . Schlotthauer\*) licząc wzorami Lauterburga (13) i przyjmując opad  $20 \text{ m}_m$  w ciągu godziny, czyli  $0.0055 \text{ m}_m$  w sekundzie,  $\left( \frac{H_1}{H} = 0.157 \right)$  dla średnich warunków terenowych, podaje następujący odpływ sekundowy:

\*) F. Schlotthauer: „Über Wasserkraftanlagen“, 1906.

ze zlewni o powierzchni 1 klm <sup>2</sup> odpływ 3 m <sup>3</sup> /sek; z 6 klm <sup>2</sup> . . . 14m <sup>3</sup> /sek		2		6	7	
" " " " " " " "		3		8	8	
" " " " " " " "		4		10	9	
" " " " " " " "		5		12	10	

Dla najogólniejszej informacji o stosunkach odpływu podaje Prof. Vogler\*) dla rzek niemieckich następujące zestawienie:

ODPŁYW	Odpływ w 1/sek z klm <sup>2</sup> zlewni z terenu:									
	nizinnego o zlewni do					podgórskiego o zlewni do			górzystego	
	50 klm <sup>2</sup>	100 klm <sup>2</sup>	500 klm <sup>2</sup>	1000 klm <sup>2</sup>	większej	50 klm <sup>2</sup>	100 klm <sup>2</sup>	500 klm <sup>2</sup>		
najniższy	0-40 i mniej	0-60	1-0-1-25	1-5 - 2-0	2-5 - 2-7	0-3-1-0	0-6-1-5	1-0-2-0	0-3-2-70	
średni (letni)	6-7	6-7	6-7	6-7	6-7	10-15	10-15	10-16	25-50	
zwyczajna wielka woda	80-100	70-90	50-60	30-40	27	130-150	100-130	100	1000-1500	
wysoka wielka woda, bez wypadków katastrofalnych	225	200	150	100	—	300-500	200-400	200	do 3500	

\*) Dr. Ch. August Vogler: Grundlehren der Kulturtechnik. IV. Auflage, Berlin 1909.

Daty te, zgodne z datami innych autorów, (Franzius, Friedrich, Möller) mogą i dla naszych stosunków służyć jako wskaźniki. Wysokie dane dla odpływu średniego (letniego) z terenu górzystego, (25—50  $\frac{1}{\text{sek}}$  w  $\text{km}^2$ ) pochodzą prawdopodobnie z odpływów lodowców zasilających rzeki alpejskie; u nas należałoby przyjmować odpływ znacznie niższy, od 5—10  $\frac{1}{\text{sek}}$  z  $\text{km}^2$  zlewni.

∞ O odpływie wielkich wód z mniejszych zlewni, podaje Honsell następujące, często powoływane daty, wedle których wogóle średni odpływ wielkich wód, ze zlewni w górach średnio wysokich i częściowo zalesionych, wynosi 0·9 — 2·0  $\frac{\text{m}^3}{\text{sek}}$  z 1  $\text{km}^2$ ; dla dzikich potoków (zwykle suchych) na 6  $\frac{\text{m}^3}{\text{sek}}$  z 1  $\text{km}^2$ , dla potoków o dolinie 4—8  $\text{km}$  długiej . . . 4  $\frac{\text{m}^3}{\text{sek}}$  z 1  $\text{km}^2$

”	”	”	8—12	”	”	. . .	3	”	”
”	”	”	12—16	”	”	. . .	2	”	”

∞ Prof. dr. Weyrauch\*) podaje dla obliczenia największych odpływów, z małych zlewni następujące dwa wzory, używane przy projektach obiektów kolejowych w Bawaryi, — a mianowicie:

I. dla zlewni większej od 1  $\text{km}^2$ , największy odpływ

$$Q_{\max} = m \cdot \frac{F}{\sqrt{1 + F}} \cdot \left( 1 - 0\cdot4 \frac{F_w}{F} \right) \dots \dots \dots 15)$$

przyczem oznacza:

$F$  wielkość zlewni w  $\text{km}^2$ ,  $F_w$  zalesioną część zlewni w  $\text{km}^2$ ,  $m$  współczynnik zależny od spadku doliny a mianowicie:

przy spadku większym niż 2‰	. . . . .	$m = 4\cdot50$
” ” 2—0·5‰	. . . . .	$m = 3\cdot75$
” ” mniejszym niż 0·5‰	. . . . .	$m = 3\cdot00$

Miarodajnym spadkiem jest przeciętny spadek doliny, w dwóch trzecich, dolnych częściach jej długości, z pominięciem jednej trzeciej poniżej źródeł.

II. Dla potoków o długości doliny do 10  $\text{km}$ , pod założeniem opadu 30  $\frac{\text{m}}{\text{m}}$  w godzinie, z których 50% odpływa — wynosiłby odpływ z 1  $\text{km}^2$ :  $q = 4\cdot2 \frac{\text{m}^3}{\text{sek}}$ ; dla tych założeń używają w Bawaryi na największy odpływ z 1  $\text{km}^2$ , wzoru:

$$Q = 4\cdot2 \cdot n_1 \cdot n_2 \cdot n_3 \cdot n_4 \frac{\text{m}^3}{\text{sek}} \dots \dots \dots 16)$$

przyczem współczynniki wstawić należy wedle następującej tabelki:

\*) Dr. Ing. R. Weyrauch: „Hydraulisches Rechnen“ Stuttgart 1909.



Długość doliny	$n_1$	Zalesienie	$n_2$
0—2 km	1·0	bez lasów	1·0
3 "	0·9		
4 "	0·83	$\frac{1}{4}$ część zalesiona	0·9
5 "	0·75		
6 "	0·68	$\frac{1}{2}$ " "	0·8
7 "	0·63		
8 "	0·58	$\frac{3}{4}$ części zalesione	0·7
9 "	0·53		
10 "	0·50	cała zlewnia zalesiona	0·6
Stromość terenu	$n_3$	Przepuszczalność	$n_4$
Teren silnie górzysty ze stromymi stokami	1·0	Teren nieprzepuszczalny	0·1
Teren silnie pagórkowaty	0·95	Teren słabo przepuszczalny	0·9
Teren średnio pagórkowaty	0·90		
Teren częściowo płaski, częściowo nieco pagórkowaty	0·85	Teren średnio przepuszczalny	0·8
Teren bardzo płaski	0·80	Teren silnie przepuszczalny	0·7

Co do ilości rocznego odpływu, w stosunku do rocznej wysokości opadów, podaje Friedrich, że w okolicy uprawnej i na źródlistych stokach odpływa 30—33% rocznego opadu, w okolicy górzystej, leśnej 35—45% „ „ „ „ „ „ mało leśnej 45—55 „ „ „ „ „ „ niepopękanej i o wątej roślinności 55—60 „ „ „

Wedle H. Kellera\*), rzeki środkowo europejskie odprowadzają w ciągu roku, z średniej rocznej wysokości opadów ( $h$  w  $m_m$ ) aż do 560  $m_m$  w dolnej granicy, wysokość

$$h_1 = 0·942h - 405 m_m$$

przyczem rzeki górskie, alpejskie, w których straty przez parowanie, wsiąkanie i t. d. są najmniejsze, odprowadzają największą wysokość

$$h' = h - 350 m_m \text{ (ważne dla } h > 500 m_m \text{)}$$

zaś rzeki dolinne, skrajnie znowu mało odprowadzające, odprowadzają w roku wysokość:

$$h'' = 0·884 h - 460 m_m \text{ (ważne dla } h > 625 m_m \text{)}.$$

\*) Gesonderte Mitteilungen der preuss. Landesanstalt für Gewässerkunde B. I. 1905.

Dla opadów mniejszych jak podane granice, wzory Kellera nie dają dobrych wyników.

Przy zastosowaniu tych wzorów, ilość rocznego odpływu wyrażona w m<sup>3</sup>, wynosić będzie:

$Q = 1,000,000 F \cdot h_1$ , przyczem zlewnia  $F$ , podana jest w km<sup>2</sup>, a wysokość odpływu  $h_1$ , w metrach.

Obok powyższych, istnieją jeszcze wzory Pencka, Schreiber, doświadczenia Intzego i innych, podające stosunek odpływu do opadu; wszystkie jednak mogą służyć tylko do pierwszego i najogólniejszego zorientowania. Dla projektu, wykonać należy zawsze dokładniejsze pomiary, względnie obliczenia.

**II. Bezpośredni pomiar ilości wody**, skutecznie można dla małej objętości (do 8 1/sek) przy pomocy kadzi o znanej objętości, przez pomiar czasu napełnienia.

Dla większych ilości przepływu, najczęściej używa się przelewu, przy użyciu wzoru:

$$M = \frac{2}{3} \mu \cdot b \cdot h \cdot \sqrt{2gh} \quad \dots \quad (17)$$

$b$  — szerokość otworu;  $h$  — wysokość zwierciadła wody nad krawędzią przelewu;

$$g = 9.808 \text{ m}; \quad \sqrt{2g} = 4.42945 \cdot 4.43.$$

Współczynnik  $\mu$ , wedle doświadczeń Poncelet i Lebrons\*) dla przelewów ze zwężeniem bocznem, przedstawia tabliczka:

S z e r o k o ść p r z e l e w u							
$b = 0.20 \text{ m}$				$b = 0.60 \text{ m}$			
$h$	$\frac{2}{3} \mu$	$h$	$\frac{2}{3} \mu$	$h$	$\frac{2}{3} \mu$	$h$	$\frac{2}{3} \mu$
0.01m	0.424	0.10m	0.395	0.01m	0.424	0.10m	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

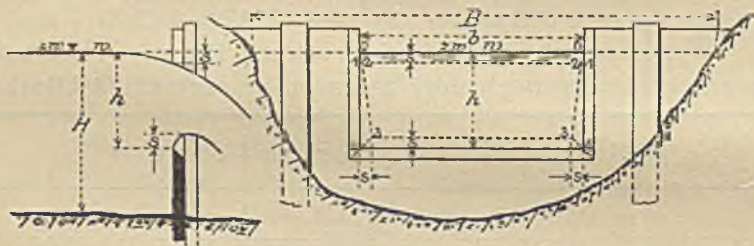
Usunięcie błędów pomiaru, dochodzących wedle prof. Rychtera\*\*) do 3%, zależy od wywołania warunków, przy któ-

\*) Kuczyński: Podręcznik techn. Warszawa 892. i kalendarz Reinhardt. Wiesbaden.

\*\*) J. Rychter: Roboty wodne I. Lwów 1894.

rych współczynnik  $\mu$  wyznaczono. Zatem krawędzie przelewu, muszą być ostro ku wypadowi ścięte (rys. 4.); krawędź pozioma musi być ponad pierwotnym zwierciadłem wody, a szerokość  $b$ , musi być mniejszą od szerokości strumienia. Wysokość  $h$ , zmierzyć należy przynajmniej o  $3h$  powyżej krawędzi przelewu. Znaczniejsze spiętrzenia wody przelewem, powodują silniejsze wsiąkanie i błędne wyniki. Pomiar skutecznie należy po ustaleniu się zwierciadła wody. W otwór przelewu, najlepiej założyć ramę metalową, o  $b=20$  cm. lub 60 cm. Przy użyciu przelewu z desek, bez ramy metalowej, radzi prof. Friedrich\*), na podstawie własnych doświadczeń, zmniejszył wynik pomiaru o jakie 5% całości.

∞ Inż. Bodaszewski\*\*) podał sposób obliczania przepływu wody przez przelew z kontrakcją boczną, wzorem niezawierającym współczynnika  $\mu$ , uzyskując przy tem zgodność z doświadczeniami Lesbrosa, na 3-ciem i czwartem miejscu dziesiętnem  $m^3$ , a więc dochodzące do dziesiątych części litra na sekundę. Wielkość obniżenia zwierciadła wody tuż nad prze-



Rys. 4.

lewem (rys. 4.), równą podniesieniu się strugi wody nad dolną krawędzią przelewu, określa Bodaszewski wzorem:

$$s = \frac{2h}{(\pi + 2)^2} = \frac{2h}{26.436} \dots \dots \dots 18)$$

Powierznią „012“ (rys. 4) wypływa bardzo mała ilość, którą Bodaszewski opuszcza;

przez powierzchnię „23322“	wypływa ilość	---	$m_1$
„12341“	„	---	$m_2$
„34433“	„	---	$m_3$

\*) U. Friedrich: Kulturtechnischer Wasserbau I. 1907.

\*\*) Łukasz Bodaszewski: Teorya ruchu wody na zasadzie ruchu falowego. I część. Lwów 1903.



Całkowita ilość sekundowego wypływu:

$$M = m_1 + 2m_2 + m_3$$

$$\left. \begin{aligned} \text{gdzie: } m_1 &= \frac{2}{3} \sqrt{g} \left( b - s - \frac{s^2}{b} \right) \left( (h-s)^{3/2} - s^{3/2} \right) \\ 2m_2 &= \frac{1}{9} \sqrt{g} \left( s + \frac{s^2}{h} \right) \left( (h-s)^{3/2} - s^{3/2} \right) \\ m_3 &= \frac{1}{9} \sqrt{g} (b-s) \left( h^{3/2} - (h-s)^{3/2} \right) \end{aligned} \right\} \cdot 19$$

Wedle powyższego sposobu, obliczył Bodaszewski\*) wartość współczynnika  $\mu$ , dla wzoru 17) określając:

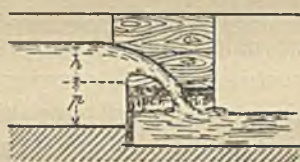
$$\frac{2}{3} \mu = 0.41786 - 0.0284 \frac{h}{b} \dots \dots \dots 20)$$

ważne dla każdej szerokości i wysokości przelewu pod warunkiem, by krawędzie były ostro ścięte i  $b > h$ .

Prof. Frese\*\*) na podstawie doświadczeń, podał wartość współczynnika dla ogólnego wzoru na przelew ze zwężeniem bocznem (wzór 15), przy ostrych krawędziach.

$$\mu = \mu_0 \left\{ 1 + \left[ 0.25 \left( \frac{b}{B} \right)^2 + \zeta \right] \left( \frac{h}{H} \right)^2 \right\} \dots \dots \dots 21)$$

$$\text{gdzie } \mu_0 = 0.5755 + \frac{0.017}{h + 0.18} - \frac{0.075}{b + 1.20}$$



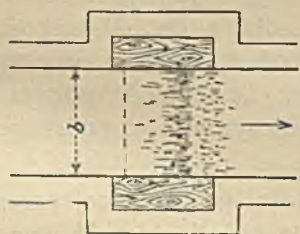
$$\zeta = 0.025 + \frac{0.0375}{\left( \frac{h}{H} \right)^2 + 0.02}$$

Oznaczenia jak na rys. 4

Dla przelewów bez bocznego zwężenia, dla urządzeń których nadają się sztuczne kanały murowane, lub z drzewa, podał H. Bazin\*\*\*) na podstawie bardzo ścisłych pomiarów, wzór na ilość wody:

$$M = \mu \left\{ 1 + 0.55 \left( \frac{h}{p+h} \right)^2 \right\} \cdot b \cdot h \sqrt{2gh} \dots \dots \dots 22)$$

(oznaczenia jak na rys. 5).



rys. 5.

\*) Prof. Bodaszewski podał ten wzór, w wykładach swoich "Bud. wodne I." w r. 1906.

\*\*) Zeitschrif des Vereins deutscher Ingenieure 1890.

\*\*\*) Annales de Ponts et Chaussées; 6-e serie, tome XVI. 1888, lub też sprawozdanie prof. Dr. Kcllera w Zeitsch. des Vereines deutsch. Ing. 1889 i 1891.

Wartość współczynnika  $\mu$  podaje następująca tabliczka, wedle doświadczeń prowadzonych aż do wysokości przelewu 60 cm.

$h_m$	$\mu$	$h_m$	$\mu$	$h_m$	$\mu$	$h_m$	$\mu$
0·05	0·4481	0·14	0·4267	0·34	0·4162	0·54	0·4107
6	4427	18	4229	38	4150	58	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	—	—

Przy urządzeniu takiego przelewu pamiętać należy, że w przestrzeni  $a$ , powietrze, znajdujące się pod warstwą przelewającej się wody, ulega ssaniu przez wodę, wskutek czego warstwa przelewającej się wody na powierzchni górnej, znajdowałyby się pod większym ciśnieniem atmosferycznym; aby temu zapobiedz i dostosować się do warunków doświadczeń Bazina, muszą być w ścianach bocznych kanału urządzone otwory, celem połączenia powietrza w przestrzeni  $a$ , z powietrzem zewnętrznym.

Do dalszych sposobów pomiaru wody, zwłaszcza prowadzonej przez młynówki, zaliczyć należy pomiar na szluzach i upustach w młynówkach istniejących. Odnośne wzory znajdują się na str. 53 i 54. Przy pomiarze należy tak długo podnosić, względnie obniżać zastawkę upustu, dopóki się zwierciadło wody na pewnej wysokości nie ustali, czyli dopóki dopływ nie będzie zupełnie równy ilości wypływającej upustem. Dla pewności, że ten stan nastąpił, należy jakiś czas przeczekać, obserwując ciągle wysokość zwierciadła wody. Wysokość progu, zwierciadło wody, i t. d. (około 5 m powyżej upustu), ustalić należy przy pomocy niwelacji. Dokładność pomiaru zależy od stanu upustu i wyboru współczynnika  $\mu$ , podanego na str. 54.

III. Dalsze sposoby obliczenia ilości prowadzonej przez rzekę wody, polegają na zasadzie, wedle której objętość wody podaje iloczyn  $z$  powierzchni zwilżonego przekroju rzeki i średniej prędkości wody:

$$M = F \cdot c. \dots \dots \dots 23)$$

Pod średnią prędkością zaś danego profilu, rozumiemy prędkość, z jaką musiałyby płynąć wszystkie strugi wody



w całym przekroju, aby dały tę samą objętość przepływu w sekundzie, jaka w rzeczywistości przez ten przekrój koryta przepływa.

Przy użyciu tej zasady, musimy zawsze na miejscu zdjąć przekrój rzeki ( $F$ ); prędkość zaś, ( $c$ ) uzyskać można z bezpośrednich pomiarów, przy pomocy pływaka, młynka i t. d., lub też obliczyć na podstawie wzorów empirycznych, podających związek pomiędzy prędkością, zwilżonym przekrojem rzeki i spadkiem zwierciadła wody. Przy użyciu wzorów na prędkość, niezbędnym jest zniwelowanie spadku zwierciadła wody, przy tym stanie, który zbadać zamierzamy i którego przekrój zdjęto celem znalezienia wartości  $F$  dla wzoru 23.

Stosując którykolwiek z tych sposobów do obliczenia sekundowego przepływu wody, nie można zadowolić się jednym pomiarem, czy obliczeniem; należy przeprowadzić obliczenie dla kilku przekroi i w kilka sposobów.

Pojedynczy pomiar przypadkowego stanu i ilości wody — bez związku z odczytami wodowskazu, nie może dać poglądu o ilości wody, na którą zakład ma być obliczony; przeciwnie, użyty za podstawę dalszych obliczeń, może być powodem bardzo przykrego zawodu. Zasadniczo więc, pomiary takie i obliczenia ilości wody przy danym stanie, uważać należy za środek do wykreślenia krzywej objętości (konsumcyjnej) omawianej na str. 12. W celu wyznaczenia tej krzywej, często kombinować wypadnie pomiar niskich stanów przy pomocy nprz. młynka, i wysokich — obliczonych z przekroju i spadku zwierciadła.

a) Z bezpośrednich sposobów pomiaru prędkości wody, do najprostszych należy **miar pływakiem**. Jako przyrządu używa się małego przedmiotu, dostatecznie lekkiego, kształtu najlepiej zbliżonego do kuli, sięgającego ponad zwierciadło wody tyle tylko, by był widoczny z brzegu. Z korzyścią użyć można niskiej flaszki, zakorkowanej i do połowy wodą napełnionej. — Dla pomiaru wytycza się w partyi prostej koryta rzeki, 2 przekroje prostopadłe do koryta i nurtu (rys. 6), oznaczając każdy dwoma tyczkami. Pływak puszcza się w nurt około 10 m powyżej



rys. 6.

a) pływak  
b) pływak  
Rozw.



górnego przekroju, a czas  $t$  od przejścia przez przekrój I do II. Liczy się przy pomocy zegarka sekundowego. Stąd zaś prędkość wody w nurcie na powierzchni będzie:

$$v_p \text{ m/sek} = \frac{l^m}{t^s} \dots \dots \dots 24)$$

gdzie  $l$  oznacza odległość przekrojów w okrągłej ilości metrów przyjętą. Pomiar wykonać należy 3—5 razy i przyjąć wartość średnią. Długość  $l$  powinna być tak obrana, aby czas  $t$  wynosił 2—3 minuty. x

Wzór 24) podaje prędkość wody w nurcie na powierzchni; z tej zaś, średnią prędkość całego przekroju, wedle Wagnera oblicza się wzorem:

$$c = 0.705 v_p + 0.001 v_p^2 \dots \dots \dots 24a)$$

$$\text{lub } c = 0.67 v_p + 0.027 v_p^2 \dots \dots \dots 24b)$$

przyczem wedle prof. Rychtera prawdopodobny błąd wynosi 5—8% całości.

Bazin podaje wartość średniej prędkości całego przekroju z prędkości na powierzchni w nurcie ( $v_p$ ) zmierzonej, wzorem:

$$c = \frac{1}{1 + 14 \sqrt{\frac{\alpha + \beta}{r}}} \cdot v_p \dots \dots \dots 25)$$

gdzie  $r$  oznacza promień przekroju (patrz str. 35), a wartość współczynników  $\alpha$  i  $\beta$ , podaje tabelka na str. 37.

Dla uproszczenia obliczeń posłużyć może tabelka\*) wartości stosunku  $\frac{c}{v_p}$ , dla poszczególnych kategorii koryta i odnośnych promieni hydraulicznych:

Dla promienia hydraulicz. $r =$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.8	1.00	2.00	3.00	6.00
Do kateg. I: $\frac{c}{v_p \text{ max}}$	0.84	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
" " II: "	.80	.82	.82	.83	.83	.83	.83	.83	.84	.84	.84
" " III: "	.72	.76	.77	.78	.79	.80	.80	.81	.81	.82	.82
" " IV: "	.54	.61	.65	.68	.70	.71	.72	.74	.77	.78	.80
" " V: "	.45	.53	.58	.61	.63	.65	.67	.68	.72	.74	.76

\*) Wzięta z podręcznika: Ferd. Schottthauer: Über Wasserkraftanlagen, Berlin 1906.

Wzór Bazina dawać powinien lepsze wyniki, gdyż uwzględnia bardziej jakość i kształt koryta.

Przykład:

$l = 40$  m; łożysko ziemne,  $F = 1.0$  m<sup>2</sup>;  $p = 2.50$  m

$t = 45$  sek; zatem:  $r = \frac{1.0}{2.5} = 0.40$  m,

$$v_p = \frac{40}{45} = 0.889 \text{ m|sek}$$

wedle wzoru: 24a):  $c = 0.705 \cdot 0.889 + 0.001 \cdot 0.889^2 = 0.628 \text{ m|sek}$

„ „ 24b):  $c = 0.67 \cdot 0.889 + 0.027 \cdot 0.889^2 = 0.616 \text{ m|sek}$

„ „ 25) i tabliczki na str. 30:  $c = 0.68 \cdot 0.889 = 0.604 \text{ m|sek}$

Wartości zatem dość zgodne w tym wypadku. Ten sam jednak przykład dla łożyska regularnego, z niewyprawnego betonu, w rozwiązaniu wzorami 24a, b) daje wartości wyżej znalezione, podczas gdy wzór 25) wedle tabliczki, da wynik:  $c = 0.83 \cdot 0.889 = 0.738 \text{ m|sek}$ , zatem wynik znacznie różny.

b) Do celów dokładnych pomiarów prędkości płynącej wody, najpowszechniej używa się młynków, pierwotnego typu Woltmanna, udoskonalonych przez Harlachera, z elektryczną sygnalizacją ilości obrotów. Nie wchodząc w szczegółowy opis samego przyrządu w rozmaitych odmianach, zaznaczyć należy, że młynek osadza się na rurce z podziałką metrową, służącą do oznaczenia głębokości osi młynka pod zwierciadłem wody. Ruch postępowy wody, wprawia zanurzone skrzydełka młynka w obrót, który przy pomocy śruby bez końca, nawiniętej na oś skrzydeł, przenosi się na liczydło; kontakt liczydła co 50, względnie 100 obrotów młynka, zamyka przewód elektryczny, w skutek czego dzwonek elektryczny sygnalizuje odbytą ilość obrotów. Przy pomocy chronometru, mierzy się czas pomiędzy odezwaniem się dzwonka w chwili rozpoczęcia pomiaru i dzwonka po 2–3 minutach, w chwili ukończenia pomiaru, licząc przytem ilość dzwonek. Jeżeli przy użyciu młynka sygnalizującego każdych 50 obrotów, w ciągu npr. 2' 32.6" naliczymy 10 uderzeń dzwonka, nie licząc uderzenia w chwili rozpoczęcia pomiaru, to ilość obrotów w sekundzie wynosić będzie:

$$n = \frac{10 \cdot 50}{2 \cdot 60 + 32.6} = \frac{500}{152.6} = 3.26$$

Prędkość wody oblicza się przy pomocy wzoru:

$$v = \alpha + \beta n \dots \dots \dots 26)$$

gdzie  $n$  jest ilością obrotów w sekundzie j. w,  $\alpha$  i  $\beta$  współczynnikami przyrządu (stałe przyrządu). — Współczynnik  $\alpha$ , oznacza wartość tej prędkości, której wymaga wprawienie

*Hydrometry Pilot - Dony i Hydraulika Franca  
Piloty są to przyrządy do mierzenia prędkości wody, →*



młynka w ruch, czyli potrzebnej do pokonania wewnętrznych oporów. Wartość  $\alpha$ , zwłaszcza przy łożyskach kulkowych, używanych w nowszych przyrządach, jest bardzo mała, czasem może więc być całkiem pominięta. Wartość  $\beta$  zależy od wymiarów młynka. Obie wartości, jak i ilość obrotów sygnalizowanych każdym uderzeniem dzwonka, podaje zawsze fabryka. Co jakiś czas wartości  $\alpha$  i  $\beta$  muszą być sprawdzane, czem u nas zajmuje się Centralne biuro hydrograficzne we Wiedniu.

Jeżeli weźmiemy wynik przykładu wyżej naprowadzonego, przy użyciu młynka nprz. firmy Creya, Nissl et Comp. o stałych dla:

$$\begin{aligned} n < 1.84; \alpha &= 0.038, \beta = 0.258 & \alpha &= 3-5 \text{ cm} \\ n > 1.84; \alpha &= 0.026, \beta = 0.309 & \beta &= 0.20-0.30 \text{ m} \end{aligned}$$

to dla  $n = 3.26$  będzie prędkość:

$$v = 0.026 + 0.309 \cdot 3.26 = 1.033 \text{ m/sek}$$

~ Tok postępowania przy pomiarze jest następujący: Wybrany do pomiaru przekrój rzeki, najlepiej w prostej linii, mniej



rys. 7.

więcej regularnego koryta rzeki, sonduje się, a otrzymany przekrój rysuje się najlepiej na papierze milimetrowym. Przekrój ten dzieli się następnie pionowami

na części w ten sposób, by pionowe (I, II, III, IV. rys. 7.) w których prędkość wody mierzoną będzie, ile możliwości padły w punkty załomowe linii dna. Pomiar wykonuje się albo tylko dla prędkości na powierzchni, względnie w takiej głębokości przed zwierciadłem, w której się młynek obraca, (zazwyczaj przy wielkich wodach) lub też w rozmaitych głębokościach, t. zw. pomiar zupełny. W pierwszym wypadku mierzy się prędkość w pionowych, poprzednio oznaczonych, na powierzchni zwierciadła wody, oblicza się średnią prędkość ( $c$ ), a prowadzona rzeką ilość wody oblicza się wzorem:

$$M = f_1 c_1 + f_2 \cdot c_2 + \dots + f_n c_n \dots \dots \dots 27)$$

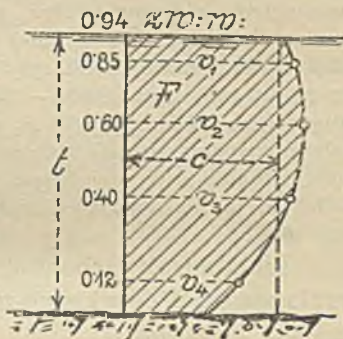
w którym  $f$  oznacza przypadającą na każdą pionową — część przekroju rzeki. Średnią prędkość  $c$  pionowej, przy pomiarze



prędkości tylko na powierzchni ( $v_p$ ), wyznacza się przy pomocy wyników doświadczeń Harlachera, wedle których w przybliżeniu  $\frac{c}{v_p} = 0.82$  do  $0.87$ , a stąd średnio

$$c = 0.85 v_p \dots \dots \dots 28)$$

2) Przy pomiarze zupełnym, mierzy się młynkiem w każdej pionowej, prędkość tuż nad dnem rzeki i przy powierzchni, t.j 6—12 cm pod zwierciadłem, aby się młynek zanurzył. W części pionowej, zawartej pomiędzy tymi dwoma pomiarami — w odstępach mniej więcej równych, o długości od średnicy młynka do 1.0 m. Razem pożądanym jest pomiar przynajmniej w 4 punktach każdej pionowej, chociaż często zadowolić musimy się nawet tylko dwoma punktami. Na każdej pionowej odcina się na prostopadłych, w punktach pomiaru obliczoną  $v$ , (rys. 8.) a średnią prędkość pionowej ( $c$ ), uzyskuje się z ilorazu splanimetrowanej powierzchni  $F$ , przez wysokość pionowej  $t$ :

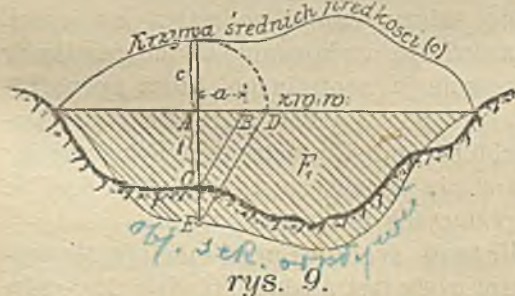


rys. 8.

$$c = \frac{F}{t}$$

*Linie jednakowej głębokości i zółtarde*

Objętość płynącej wody oblicza się rachunkowo wedle wzoru 27), lub rysunkowo sposobem Harlachera. Na przedłużeniu pionowych pomiarów młynkiem, odcina się ponad zwierciadłem wody odpowiednie wartości średnich prędkości  $c$ , (rys. 9.) a przez połączenie w ten sposób uzyskanych punktów, otrzymuje się krzywą średnich prędkości  $c$ . Odcinając następnie na poziomej linii zwierciadła wody dowolną długość  $a$ , (najlepiej jednostkę długości, w podziałce długości narysowanego przekroju rzeki) od każdej pionowej, otrzymujemy punkt  $B$ ; kreśląc równoległą do  $BC$ ,



ciadła wody dowolną długość  $a$ , (najlepiej jednostkę długości, w podziałce długości narysowanego przekroju rzeki) od każdej pionowej, otrzymujemy punkt  $B$ ; kreśląc równoległą do  $BC$ ,

z punktu  $D$  ( $AD = c$  dla tej pionowej) otrzymamy w miejscu przecięcia tej równoległej z pionową, punkt  $E$ . Przez wykreślenie punktów  $E$  dla wszystkich pionowych i połączenie ich linią krzywą, otrzymujemy powierzchnię  $F_1$ , zamkniętą tą krzywą i poziomą linią zwierciadła wody. Iloczyn tej splanimetrowanej powierzchni i długości  $a$ , daje objętości sekundowego odpływu:  $M = F_1 \cdot a$ .

Przy planimetryowaniu  $F_1$ , jak również powierzchni  $F$ , potrzebnej do wyznaczenia średniej prędkości pionowej (str. 33), zachodzi potrzeba planimetryowania powierzchni, przedstawionej na rysunku w innej podziałce dla długości, a w innej dla wysokości, nprz. 1 : 50 dla długości i 1 : 20 dla wysokości. Odczyty planimetru dają nam powierzchnię tej figury w  $\text{cm}^2$ , nprz: 3458 - 3211 = 247  $\text{cm}^2$ . Ponieważ w podziałce długości 1 : 50, 1  $\text{cm} = 0.5$  m, a w podziałce wysokości, 1  $\text{cm} = 0.2$  m należy otrzymany wynik 247  $\text{cm}^2$  pomnożyć przez: 247 · 0.5 · 0.2 = 24.7  $\text{m}^2$ . Jeżeli długość  $a$  w powyższym wykresie, przyjęto w podziałce długości = 1.0 m, to ilość wody przepływającej rzeką wynosi: 24.7  $\text{m}^2 \cdot 1.0 = 24.7 \text{ m}^3 \text{ sek}$ .

Dla kontroli rachunkowego obliczenia objętości przepływu wedle wzoru (27), wykonać można następujący wykres: (rys 10)



rys. 10.

Na poszczególnych pionowych odciać należy od zwierciadła wody, iloczyn wysokości tej pionowej  $t$  (głębokość wody w tem miejscu) i odnośnej średniej prędkości  $c$ , a powierzchnia zamknięta uży-

skaną z połączenia tych punktów krzywą i zwierciadłem wody przez splanimetrowanie daje wprost objętość wody. Przy planimetryowaniu uwzględnić należy różnicę podziałek jak wyżej.

Szczegółowe wskazówki o wykonaniu takich pomiarów młynkowych, zawiera instrukcja centralnego Biura hydrograficznego, wydana w r. 1903 pod tytułem: „Grundsätzliche Bestimmungen für die Durchführung hydrometrischer Erhebungen“

Innych hydrometrów nie podaję, ze względu na rzadkie ich zastosowanie przy pomiarach hydrometrycznych.

**c) Wzory na obliczenie średniej prędkości.** Jeżeli bezpośredni pomiar prędkości wody jest z jakichkolwiek powodów niemożliwy, zastąpić go musimy obliczeniem przy pomocy wzorów empirycznych, przeważnie kształtu podanego przez Chézy i Eitelweina:



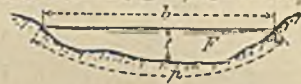
$$c = K \sqrt{r \cdot i} \quad \dots \dots \dots 29)$$

We wzorze tym,  $c$  oznacza średnią prędkość w przekroju;

$K$  — współczynnik doświadczalnie oznaczony;  $r = \frac{F}{p}$ , t. zw.

promień przekroju t. j. iloraz zwilżonej powierzchni przekroju,  $F$  przez zwilżony obwód ( $p$ ) (rys. 11), (powierzchnia kropla - obwód kropla)

który przy płaskich korytach zastępuje



rys. 11.

t. zw. średnia głębokość  $t = \frac{F}{b}$ .  
 Nowsze wzory na prędkość, (Siedek, Matakiewicz, F. Christen, Hermanek) wprowadzają zasadniczo

pojęcie średniej głębokości, zamiast promienia przekroju. — Ponieważ od promienia przekroju, względnie od średniej głębokości, przedewszystkiem zależy prędkość, (bo  $r$  występuje również w  $K$ ) należy w profilach złożonych (rys. 12), zwłaszcza przy obliczeniu prędkości wielkich wód, odnośny wzór stosować osobno dla części I, II i III\*), jak gdyby części te oddzie-



rys. 12.

lone było pionowymi ścianami. Jako obwód zwilżony dla części I, uważać należy długość  $p_1 = 1-2-3$ ; dla części II:  $p_2 = 7-6-1$ ; dla części III:  $p_3 = 3-4-5$ , względnie przyjmując należy odnośne średnie głębokości,  $t = \frac{F}{b}$ .

We wzorze 29) przez  $i$ , oznaczono spadek zwierciadła wody na jednostkę długości. Celem uzyskania cyfrowej wartości tego spadku, należy zaniwelować zwierciadło wody przy potokach mniej niż 10 m szerokich, na długości przynajmniej 30 m powyżej i 20 m poniżej badanego przekroju; przy szerszych rzekach, na długości wynoszącej 2 do 3 szerokości rzeki powyżej, a jedną do 2 szerokości poniżej badanego przekroju. Pomiędzy tymi skrajnymi punktami, uchwycić należy zwierciadło wody przynajmniej w przekroju badanym i w jednym punkcie powyżej i poniżej tego przekroju. Wynik tej niwelacji wykreśla się (rys. 13) w rozmaitych podziałkach, tak by krzywa podłużnego

\*) Rühlmann, Hydromechanik II. Aufl. Haunover 1880, str. 423 i 424.

\* Przeliczenie przy pomocy spadołku będzie tuż wyżej, nie bobyć wó. Rozy promieni przekroju. Przy statycznym promieniu przekroju, przyliczenie bobyć tuż wyżej.



zwierciadła wody jaskrawo wystąpiła. Odcinając w badanym przekroju podłużnym, równą długość od punktu 0, wdół i w górę (na rys. 13-14 m) i kreśląc styczną do otrzymanej stąd cięciwy, dostaniemy spadek  $i$ , który do wzoru wstawić należy.



Rys. 13.

Wspólną wadą wszystkich tych wzorów empirycznych jest przyjęcie, że ruch wody w rzekach ma znamiona ruchu jednostajnego — podczas gdy w rzeczywistości, wskutek ciągłych zmian przekroju zwilżonego, zmian spadku zwierciadła wody, a w końcu zmiennych oporów koryta — ruch wody nie jest jednostajnym — lecz zmiennym. Wszystkie powyższe okoliczności prostym wzorem ująć się nie dadzą; gdzie jednak wskutek miejscowych warunków, ruch wody zbliża się do znamion ruchu jednostajnego (sztuczne kanały), tam wzory empiryczne dają wyniki bardziej zgodne z bezpośrednimi pomiarami, aniżeli nprz. w rzekach, potokach i t. d

Na podstawie wyników pomiarów usiłovali rozmaici autorowie nadać współczynnikowi  $K$  (wzór 29.) właściwą wartość, przez określenie go odpowiednim wzorem. Z pomiędzy dziś używanych wzorów, Darcy i Bazin na podstawie doświadczeń w kanałach, przy  $i = 1-9\text{‰}$ , podali wzór:

$$K = \sqrt{\frac{1}{\alpha + \frac{\beta}{r}}}$$

*Kanały i rowy otwarte*

30)

Nowsza forma tego wzoru, ustalona przez Bazin'a\*) po doświadczeniach ze wzorem Ganguilleta i Kuttera, opiewa:

$$K = \frac{87}{1 + \frac{n}{\sqrt{r}}} = \frac{87}{1 + n \sqrt{\frac{1}{r}}}$$

*Kanały i rowy otwarte*

31)

Wartości współczynników  $\alpha$ ,  $\beta$  i  $n$ , zależne od szorstkości koryta, podaje następująca tabliczka:

\*) Centralblatt der Bauverw. 1898.

Katego- rycja	Rodzaj łożyska	dla wzoru 30)		31)	Odpowiadający współcz. dla wzoru (z.K. 32)
		$\alpha$	$\beta$	$n$	
I.	Ściany bardzo gładkie (Wy- prawa cementowa, heblowa- ne deski)	0-00015	0-0000045	0-06	0-010
II.	Ściany gładkie (mur z ka- mienia obrobionego, ciosy, niewyprawiony beton, drze- wo nieheblowane)	0-00019	0-0000133	0-16	0-012
III.	Szorstkie ściany (mur z ka- mienia łamanego, nieobro- bione dyle etc.)	0-00024	0-000060	0-46	0-013
IV.	Kanały w ziemi, z murami podporowymi lub brukowa- nemi skarpami, starannie utrzymane.	0-00028	0-000350	0-85	0-017
V.	Kanały i rzeki średnio re- gularne i czyste.			1-30	0-025
VI.	Kanały i rzeki w szutrze, ryniakach, lub z zarośniętymi zbozcami.	0-00040	0-0007	do 1-75	do 0-035

Wartości współczynnika  $K$ , obliczane wzorem 31) dla po-  
szczególnych kategorii koryta i odnośnych wartości  $n$ , podaje  
poniższa tabelka.

Wzory 30) i 31) nadają się najlepiej dla kanałów sztucznych  
(młynówek) o małych i średnich wymiarach, gdyż ustawiono  
je na podstawie badań na takich kanałach przeprowadzonych.  
Wedle prof. Rychtera, prawdopodobny błąd w tym wypadku  
wynosi 3-5% całości.

Tabela\*) wartości współczynnika  $K$ , wedle wzoru 31).

$r$	$n = 0-06$	$n = 0-16$	$n = 0-46$	$n = 0-85$	$n = 1-30$	$n = 1-75$
0-05	68-5	50-7	28-4	18-1	12-8	9-9
0-10	73-1	57-7	35-5	23-6	17-0	13-3
0-12	74-1	59-5	37-4	25-2	18-3	14-4
0-14	75-0	60-9	39-0	26-7	19-4	15-3
0-16	75-6	62-1	40-5	27-8	20-4	16-2
0-18	76-2	63-2	41-8	29-0	21-4	17-0
0-20	76-7	64-1	42-9	30-0	22-3	17-7

\*) Wzięta z podręcznika: Dr. Ing. R. Weyrauch: „Hydraulisches  
Rechnen“, Stuttgart 1909.



$\gamma$	$n = 0.06$	$n = 0.16$	$n = 0.46$	$n = 0.85$	$n = 1.30$	$n = 1.75$
0.22	77.1	64.9	44.0	30.9	23.1	18.4
24	77.5	65.5	44.8	31.8	23.8	19.0
26	77.8	66.2	45.7	32.6	24.5	19.6
28	78.1	66.8	46.5	33.4	25.2	20.2
0.30	78.4	67.3	47.3	34.1	25.8	20.7
0.35	79.0	68.4	48.8	35.7	27.2	22.0
40	79.4	69.4	50.4	37.1	28.5	23.1
45	79.8	70.2	51.6	38.4	29.6	24.1
50	80.2	70.9	52.7	39.5	30.6	25.0
0.55	80.4	71.5	53.7	40.5	31.6	25.9
0.60	80.7	72.1	54.6	41.4	32.5	26.7
65	80.9	72.6	55.4	42.3	33.3	27.4
70	81.1	73.0	56.1	43.1	34.1	28.1
80	81.5	73.8	57.4	44.6	35.5	29.4
0.90	81.8	74.4	58.6	45.9	36.7	30.6
1.00	82.0	75.0	59.6	47.0	37.8	31.6
1.10	82.2	75.4	60.5	48.0	38.8	32.6
1.20	82.4	75.9	61.3	48.9	39.7	33.5
1.30	82.6	76.3	62.0	49.8	40.6	34.3
1.50	82.9	76.9	63.2	51.3	42.2	35.8
1.70	83.1	77.5	64.3	52.6	43.6	37.1
2.00	83.4	78.2	65.6	54.2	45.3	38.9
2.50	83.7	79.0	67.4	56.6	47.7	41.2
3.00	84.0	79.6	68.7	58.3	49.7	43.3
3.50	84.2	80.1	69.8	59.8	51.3	44.9
4.00	84.4	80.5	70.7	61.0	52.7	46.4
5.00	84.7	81.2	72.1	63.0	55.0	48.8

**Ganguillet i Kutter**, na podstawie pomiarów wykonanych przez Humphreys'a i Abbot'a na rzece Misisipi, ustawili swój wzór w formie:

$$K = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{i}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{i}\right) \frac{n}{\sqrt{r}}} \dots \dots \dots 32)$$

Ponieważ wpływ spadku  $i$ , ponad  $0.2\%$ , jest mniejszy jak prawdopodobne błędy wzoru, uprościł **prof. Frank** powyższy wzór do kształtu:

$$K = \frac{(23n + 1)\sqrt{r}}{(23n + \sqrt{r})n} \dots \dots \dots 33)$$



(wartość lub współczynnik)  
Wartość współczynnika  $n$ , podają autorowie następująco:

1. Kanały ze starannie heblowanego drzewa, lub z gładką wyprawą cementową . . . . .	$n = 0.010$	$\frac{1}{n} = 100.00$
2. Kanały z desek nieheblowanych	0.012	83.33
3. Kanały z ciosu, dobrego muru ceglanego, ze zwykłą wyprawą cementową . . . . .	0.013	76.92
4. Kanały z kamienia łamanego, kute w skale, z surowego betonu . .	0.017	58.82
5. Kanały ziemne, potoki, rzeki, . . koryta dzikich ścieków . . . . .	0.025 0.028	40.00 35.71
6. Rzeki miejscami z drobnym rumowiskiem, lub roślinnością . . . . .	<u>0.030</u>	33.33
7. Rzeki z grubym żwirem i rumowiskiem . . . . .	<u>0.035</u>	28.57

Wzór 32) jest bardzo chętnie i powszechnie używany dla obliczenia prędkości wody w rzekach, chociaż wybór współczynnika  $n$ , zależnego\*) od spadku, promienia przekroju i rodzaju łożyska, jest bardzo trudny. Celem ułatwienia doboru wartości tego współczynnika, podali autorowie obszerne tabele pomocnicze, z wykonanych pomiarów i obliczonych  $n$ . Dobór współczynnika jednak nawet przy pomocy tych tablic, ma względną wartość.

Najbardziej nadaje się ten wzór do obliczania prędkości wody w wielkim kanale, lub rzece o znacznej głębokości i małym spadku, a nieunoszącej rumowiska. Dla rzek o większym spadku niż  $0.2\%$ , korzystniej będzie użyć wzoru 33.)

☞ Dla obliczenia prędkości wody w regularnych kanałach, nadaje się także wzór 30) w formie przerobionej i podanej również przez Ganguillet'a i Kuttera:

$$K = \frac{100 \sqrt{r}}{\delta + \sqrt{r}} \cdot \text{wartość } \dots \quad 34)$$

przyczem za  $\delta$ , przyjmować należy następujące wartości:

\*) J. Rychter: Roboty wodne I. str. 123.

Kate- gorya	Przekrój	Jakość, stan dna i ścian kanału	$\delta$
I.	Półkołowy	Najgładsza wyprawa cementowa .	0·12
II.	prostokątny	Bardzo gładka wyprawa cemento- towa, bardzo starannie heblowane deski . . . . .	0·15
III.	"	Dobrze spojone, gładkie deski . . . . .	0·20
IV.	"	Zwykłe deski, mur z ciosów lub z gładkich cegieł . . . . .	0·25
V.	"	Zwyczajny mur ceglany, ściany dy- lowe . . . . .	0·35
VI.	"	Zwykły mur, z wystającymi kamie- niami . . . . .	0·45
VII.	"	Mur z kamienia łamanego, dno nieco namulone . . . . .	0·55
VIII.	"	Gorszy mur z kamienia łamanego, z dnem zamulonym . . . . .	0·75
IX.	"	Stary mur, bez mchów i porostów, z zamulonym dnem . . . . .	1·00
Xa.	trapezowy	W gruncie skalistym, dno poniżej 1·50m szerokości, nieco roślin wodnych . . . . .	1·25
Xb.	"	Kanał regularny, ziemny, starannie wykonany, bez roślin . . . . .	1·50
XIa.	"	Ziemny, z dnem namulistem, lub skalistem, nieco roślin, dno szer- sze niż 2·0m, potoki i rzeki . . . . .	1·75
XIb.	"	Źle utrzymany mur suchy, pokryty mchem i roślinami, z dnem do 1·50m. szeroki, lub kanał zie- mny do 1·5m. szeroki, o dnie z licznymi roślinami, strumienie i rzeki jak Sekwana, Wezera i t.d.	2·00
XII.	"	Kanał ziemny, z licznymi roślinami, źle utrzymany, z namulonym dnem, poniżej 1·50m. szeroki. Rzeki z rumowiskiem . . . . .	2·50



### Przykłady.

1) Dla przekroju podanego na rys. 12, znaleziono dla m. w. oznaczonej odczytem wodowskazu + 0.85 m:

$$F = 3.64 \text{ m}^2; p = 14.0 \text{ m}; i = 1.20\text{‰} = 0.0012$$

dla wielkiej wody, danej odczytem + 2.28 m;

$$F_1 = 23.5 \text{ m}^2; F_2 = 10.0 \text{ m}^2; F_3 = 18.5 \text{ m}^2$$

$$p_1 = 19.50 \text{ m}; p_2 = 12.20 \text{ m}; p_3 = 20.3 \text{ m}$$

spadek w. w., znaleziony ze śladów na sąsiednich budowlach:  $i = 1.86\text{‰} = 0.00186$ .

Łożysko, w części I w szutrach; II i III żwiru i ziemia, częściowo porośnięta. Obliczyć objętość małej i wielkiej wody.

Ponieważ spadek wynosi więcej jak  $0.20\text{‰}$ , nadaje się najlepiej wzór 33).

Dla m. w.

$$r = \frac{3.64 \text{ m}^2}{14.0 \text{ m}} = 0.26; \text{przyjmując } n = 0.03,$$

otrzymamy:

$$K = \frac{(23 \cdot 0.03 + 1) \sqrt{0.26}}{(23 \cdot 0.03 + \sqrt{0.26}) \cdot 0.03} = 23.9$$

a stąd:

$$c = K \sqrt{r \cdot i} = 23.9 \sqrt{0.26 \cdot 0.0012} = 0.41 \text{ m/sek}$$

czyli objętość małej wody:

$$M = F \cdot c = 3.64 \cdot 0.41 = 1.492 \text{ m}^3 \text{ sek}$$

Dla wielkiej wody:

Część I:  $r_1 = \frac{23.5}{19.5} = 1.46 \text{ m}; \text{przyjmując } n = 0.03,$

otrzymamy  $K_1 = \frac{(23 \cdot 0.03 + 1) \sqrt{1.46}}{(23 \cdot 0.03 + \sqrt{1.46}) \cdot 0.03} = 35.7$

a stąd  $c_1 = 35.7 \sqrt{1.46 \cdot 0.00186} = 1.856 \text{ m/sek}$

Część II:  $r_2 = \frac{10.0}{12.2} = 0.82; K_2 = 32.3; c_2 = 1.26 \text{ m/sek}$

Część III:  $r_3 = \frac{18.5}{20.3} = 0.91; K_3 = 32.6; c_3 = 1.34 \text{ m/sek}$

Cała ilość w. w.:

$$M \text{ w. w.} = F_1 c_1 + F_2 c_2 + F_3 c_3 = 95.24 \text{ m}^3 \text{ sek.}$$

Przy zastosowaniu pełnego wzoru Ganguillet'a i Kuttera 32) nprz. dla części I, otrzymalibyśmy:

$$K_1 = \frac{23 + \frac{1}{0.03} + \frac{0.00155}{0.00186}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{0.00186}\right) \frac{0.03}{\sqrt{1.46}}} = 35.8$$

zaczem  $c_1 = 35.8 \sqrt{1.46 \cdot 0.00186} = 1.861 \text{ m/sek}$ , czyli wynik zupełnie zgodny, z wynikiem wzoru uproszczonego przez Franka (33).



2. Młynówką kopaną w ziemi i średnio dobrze utrzymaną, o powierzchni zwilżonej  $F = 2.96 \text{ m}^2$  i zwilżonym obwodzie  $p = 4.80 \text{ m}$ , płynie woda spadkiem  $0.5\%$ . Obliczyć ilość wody. — Do obliczenia nadaje się najlepiej wzór 30), względnie 31).

$$r = \frac{2.96}{4.80} = 0.62; \quad \text{Wedle wzoru 30) dla } \alpha = 0.00028 \\ \beta = 0.00035$$

$$K = \sqrt{\frac{1}{0.00035 + \frac{0.00028}{0.62}}} = 35.3$$

$$\text{zatem: } c = 35.3 \sqrt{0.62 \cdot 0.0005} = 0.62 \text{ m}^3_{\text{sek}}$$

$$\text{a stąd } M = 2.96 \cdot 0.62 = 1.835 \text{ m}^3_{\text{sek}}$$

Wedle wzoru 31), dla  $n = 1.30$ , zresztą j. w. podaje tabelka na str. 38)

$$\text{dla } r = 0.60 \quad K = 32.5$$

$$r = 0.65 \quad K = 33.3$$

przez interpolację zatem dla  $r = 0.62$

$$K = 32.5 + \frac{32.3 - 32.5}{0.05} \cdot 0.02 = 32.32$$

zatem j. w.  $c = 0.578 \text{ m}^3_{\text{sek}}$ ;  $M = 1.714 \text{ m}^3_{\text{sek}}$ .

Wyniki zatem dość różne.

~ Autorowie nowszych wzorów na obliczenie średniej prędkości płynącej wody — wprowadzają zasadniczo zamiast pojęcia promienia  $r$ , — średnią głębokość  $t$ . Pozatem, wartość wyników podanych już wzorów, zależną jest w wysokim stopniu od doboru rozmaitych współczynników, zależnych od jakości łożyska, spadku, promienia i t. d. Nowsi autorowie usiłują ustawić wzory niezawierające takich współczynników, lub też ze współczynnikami, których dobór w poszczególnym wypadku da się bliżej określić.

~ Do takich wzorów należą wzory Siedeka\*), podające średnią prędkość, jako związek pomiędzy szerokością i spadkiem zwierciadła wody — a średnią głębokością wody w łożysku. Tylko dla sztucznych koryt o małych wymiarach, wprowadza Siedek do swoich wzorów t. zw. współczynnik oporu  $w$ .

Wzory te, z których poniżej podaję tylko wzory dla koryt naturalnych, (dla koryt sztucznych są zbyt skomplikowane,

\*) Richard Siedek: Studie über eine neue Formel zur Ermittlung der Geschwindigkeit des Wassers in Bächen und künstlichen Gerinnen. Zeitsch. d. östr. Ing. u. Arch.-Vereins. 1901 i 1903.

a wobec prostszych, a bardzo dobrych wzorów innych autorów -- nieużywane), oparł Siedek na zasadniczej formie:

$$V = \frac{T_n \sqrt{I_n}}{\sqrt{B} \sqrt{0.001}}$$

rozumiejąc pod  $V$  -- średnią prędkość wody w idealnym łożysku; za takie zaś, uważa autor łożysko, którego ilość wody stale w sposób ciągły wzrasta, a plastyczność materiału jego dna, pozwala na utworzenie idealnego, wedle praw przyrody, kształtu koryta. W takich idealnych warunkach, przy których szerokość ( $B$ ) i głębokość ( $T_n$ ) koryta w sposób ciągły wzrasta, a spadek ( $I_n$ ) w sposób ciągły maleje -- stosunek szerokości, głębokości i spadku koryta będzie t. zw. normalny -- a temu odpowiadać będzie prędkość dana wzorem zasadniczym.

Dla koryt naturalnych w zwyczajnych warunkach, używać należy wedle Siedeka następujących wzorów:

dla  $B = 1.0\text{m} - 3.0\text{m} \dots \dots \dots c = v'$

„  $B > 3.0\text{m}$ :

- 1) szerokość zwierciadła wody większa niż  
15-krotna średnia głębokość ( $t$ ) . . . . .  $c = v''$
- 2) szerokość zwierciadła wody mniejsza niż  
15-krotna średnia głębokość ( $t$ ) . . . . .  $c = v'''$

przyczem:

$$v' = \frac{t \sqrt{i}}{\sqrt{B} \sqrt{0.001}} \dots \dots \dots 35a)$$

$$v'' = v' + \frac{t - T_n}{\alpha} + \frac{i - I_n}{\beta(i - I_n)} + \frac{I_n - t}{\gamma} \cdot v' \dots 35b)$$

$$v''' = v'' + \frac{T_n - t}{\sqrt{B}} \dots \dots \dots 35c)$$

We wzorach tych  $t$ , oraz  $i$  oznaczają pomierzoną średnią głębokość ( $t = \frac{F}{B}$ ) i spadek, znaleziony wedle poniżej podanej uwagi. Inne oznaczenia, obliczać należy wedle następujących wzorów:

$$T_n = \sqrt{0.0175 B - 0.0125} \dots \dots \dots 36)$$

dla  $B$  poniżej  $10.00\text{m}$ :

$$I_n = 0.01165 \frac{1}{B} - \sqrt{0.0000582 + 0.00000552 B} \dots \dots \dots 36a)$$

dla  $B$  w granicach od 10·0 — 415·0m:

$$I_n = 0\cdot0010222 - 0\cdot00000222 B \dots \dots \dots 36b)$$

w końcu zaś dla  $B$  ponad 415·0m:

$$I_n = 0\cdot0001 \dots \dots \dots 36c)$$


Wartość  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  przyjęc należy z poniższej tabliczki:

Tablica wartości  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$ .

Przy głębokości lo- żyska $l$ , jeżeli $l > T_n$ , lub głębokości $T_n$ , jeżeli $T_n > l$	$\alpha$	przy spadku $\phi$ wynoszącym	$\beta$		Przy różnicy $T_n$	$\gamma$	
			$\bar{I} < \epsilon$	$\bar{I} > \epsilon$		$\bar{I} < I_n$	$\bar{I} > I_n$
od 0·0—0·3 m.	1·0	0·006—0·005	6—5		+1·0 do + 0·70m.	1	100·0
0·3—0·5	1·5	5— 4	5—4		+0·7 + 0·5m.	2	0·75
0·5—1·0	2·0	4— 3	4—3	5	+0·5 + 0·0 „	1	0·5
1·0—1·5	3·0	3— 2	3—2	5	0·0 do — 1·0	10	10
1·5—2·0	4·0	2— 1	2—1	5	—1·0 — 2·0	15	15
2·0—2·5	6·0	0·001—0·0009	1	5	ponad — 2·0	20	20
2·5—3·0	10·0	0·0009—0·0008	1·5	5			
3·0—3·5	15·0	8— 7	2·0	5			
3·5—4·0	20·0	7— 6	2·5	5			
4·0—4·5	30·0	6— 5	3·5	10			
4·5—5·0	40·0	5— 4	4·5	$\infty$			
5·0—5·5	60·0	4— 3	6	$\infty$			
5·5—6·0	80·0	3— 2	8	$\infty$			
6·0—6·5	100·0	2— 1	10	$\infty$			
ponad 6·5m.	$\infty$	poniżej 0·0001	$\infty$	$\infty$			



Wzory Siedeka nadają się dla koryt naturalnych, o znacznych wymiarach szerokości i głębokości. Wartość spadku  $i$ , każe Siedek przyjmować wedle linii prostej, łączącej skrajne punkta zaniwelowanego o  $2B$  powyżej i o  $B$  poniżej (badanego profilu) zwierciadła wody, zatem nie w sposób podany na rys. 13.

 T. Christen\*) określa średnią prędkość wody w przekroju, wzorem :

$$c = m \sqrt{t \cdot i} \sqrt[3]{b} \dots \dots \dots 37)$$

(średnia głębokość  $t = \frac{F}{2b} = \frac{F}{B}$ ;  $b =$  połowie szerokości koryta  $B$ .)

Dla potoków i rzek prowadzących żwiry i rumowisko :

$$m = \frac{6 \cdot 31}{\sqrt{t \cdot i}} \dots \dots \dots 38)$$

przyczem wzór 37) zamieni się na

$$c = 6 \cdot 31 \sqrt[3]{t \cdot i} \sqrt[3]{b} \dots \dots \dots 37a)$$

Zresztą zaś, dla  $m$  we wzorze 37) przyjmować należy jako współczynnik szorstkości, dla koryta :

z wyprawą cementową . . . . .	$m = 71 \cdot 7$
z desek gładko heblowanych . . . . .	$= 61 \cdot 7$
z desek gładkich . . . . .	$= 56 \cdot 6$
deski nieheblowane, ukośnie do kierunku wody	
ustawione . . . . .	$= 48 \cdot 1$
z muru ciosowego . . . . .	$= 56 \cdot 1$
z muru z cegły . . . . .	$= 51 \cdot 7$
z muru z kamienia łamanego, wyrównanego . . .	$= 59 \cdot 3$
z muru z kamienia łamanego, surowego . . .	$= 34 \cdot 5$
ze żwiru o ziarnach 1—2 cm średnicy . . .	$= 42 \cdot 1$
ze żwiru o ziarnach 3—4 cm średnicy . . .	$= 29 \cdot 8$
z ziemi bez roślin . . . . .	$= 27 \cdot 7$
z ziemi z silną roślinnością . . . . .	$= 20 \cdot 1$
w terenie skalistym . . . . .	$= 24 \cdot 1$
z rumowiska o wielkości pięści . . . . .	$= 18 \cdot 2$
z rumowiska o wielkości głowy ludzkiej . . .	$= 15 \cdot 6$
z rumowiska z grubych kamieni . . . . .	$= 11 \cdot 3$

\*) „Das Gesetz der Translation des Wassers in regelmässigen Kanälen, Flüssen und Röhren“, von T. Christen. Lipsk 1903.

☞ Wedle **Hermanka\***), średnią prędkość obliczać należy wzorem:

$$c = K \sqrt{t \cdot i} \dots \dots \dots 39)$$

( $t = \frac{F}{B}$  średnia głębokość,  $i$ -spadek).

I. Przy szerokości koryta  $B$ , większej od 10-krotnej głębokości  $t$ , wartość współczynnika  $K$  oblicza się:

a) w korytach naturalnych:

przy  $t$  większym niż 6 m . . .  $K = 50 \cdot 2 + \frac{t}{2} \dots \dots 40a)$

$t$  większe niż 1·5 m, a mniejsze niż 6m:  $K = 34 \sqrt[4]{t} \dots \dots 40b)$

$t$  mniejsze niż 1·5 m . . . . .  $K = 30 \cdot 7 \sqrt[4]{t} \dots \dots 40c)$

b) w korytach sztucznych:

$$K = K_0 + \frac{m}{6} (70 - K_0), \text{ gdzie: } K_0 = 34 \sqrt[4]{t} \dots \dots 40d)$$

Za  $m$ , przyjmować należy:

dla ścian naturalnych (w ziemi) . . . . .  $m = 0$

„ muru z kamienia łamanego . . . . .  $m = 1$

„ muru z kamienia wygładzonego i dla naturalnych desek . . . . .  $m = 2$

„ muru z cegieł, wyprawionego . . . . .  $m = 3$

„ muru z ciosów, lub dla desek heblowanych . . .  $m = 4$

„ muru z bardzo gładkich ciosów, lub wygładzonego cementu . . . . .  $m = 5$

„ polerowanej wyprawy cementowej . . . . .  $m = 6$

II. Przy szerokości koryta  $B$ , mniejszej niż 10-krotna średnia głębokość:

$$c = K' \sqrt{t \cdot i} \dots \dots \dots 41)$$

gdzie:  $K' = K \left( 1 - 0 \cdot 25 \frac{t}{B} \right) \dots \dots \dots 42)$

zresztą jak przy I.

☞ Prof. **Dr. Matakiewicz\*\*)**, przyjmując zasadniczą formę wzoru proponowaną przez Hagena, podał dla łożysk naturalnych następujący wzór:

$$c = 34 i^m \cdot t^n \dots \dots \dots 43)$$

\*) Die mittlere Profilgeschwindigkeit in natürlichen und künstlichen Gerinnen“. Zeitschr. des Östr. Ing. u. Arch. Ver. 1905.

\*\*) Dr. M. Matakiewicz: Versuch der Aufstellung einer Geschwindigkeitsvormel für natürliche Flussbette. Wiedeń 1906.

w którym wykładnik  $m$ , zależny od spadku, przyjmować należy:

$$\begin{aligned} \text{przy } i &= \text{do } 2\text{‰} & m &= 0.50 \\ & \text{do } 2.5\text{‰} & m &= 0.51 \\ & \text{do } 3.5\text{‰} & m &= 0.52 \\ & \text{do } 4.5\text{‰} & m &= 0.53 \end{aligned}$$

Wykładnik  $n$ , zależny od głębokości, przyjmować należy:

$$\begin{aligned} \text{przy } t, & \text{mniejszym od 1m.} & n &= 1 - t \\ & \text{większym od 1m.} & n &= 0.75 \end{aligned}$$

Wzór prof. Matakiewicza zgadza się z uzyskanym na odmierzonej drodze wzorem Hermanka, podanym przez niego dla głębokości 1.5—6.0 m, przy spadkach do 2‰. — Zaznaczyć tu jeszcze należy, że do pomiaru zaleca prof. Matakiewicz tylko takie przekroje, przy których powyżej i poniżej na pewnej długości spada zwierciadło wody wedle linii prostej, słusznie podnosząc, że w korytach naturalnych tylko w takich partyach, w przybliżeniu uważać można ruch wody za jednostajny.

Dla porównania wyników wzorów dawniejszych i nowszych, z wynikami dokładnych pomiarów młynkowych, załączam w skróceniu dwie tabelki, wzięte z wydawnictwa szwajcarskiego Biura hydrometrycznego\*), z których pierwsza zawiera wyniki pomiaru przekrojów i spadków na oznaczonych pod I—III rzekach, druga zaś — zestawienia wyników pomiarów młynkowych i obliczeń 8 ma wzorami empirycznymi.

Oznaczenie w nast. tabl.	Pomiar na rzece	Szerokość zw. wody $B$	średnia głębokość $t$	promień hydraulicz. $r$	Spadek $i$	Powierzchnia przepływu $F'$
I.	Ren pod Reinfelden (dno piaszczyste)	159.90m.	2.645m.	2.631m.	0.000180	422.909m <sup>2</sup>
II.	Rodan pod Tourtemagne (dno żwirowe)	39.50	0.483	0.472	0.001701	19.093
III.	Kanał fabr. koło Hochfelden, o dnie piaszczystym i skarpach (1:1) brukowanych z kamienia łaman.	6.48	0.656	0.597	0.000950	4.252

\*) Ing. Dr. I. Epper: Die Entwicklung der Hydrometrie in der Schweiz. Bern. 1907. (tabl. 4.)



W z ó r	I.		II.		III.		U w a g i
	$C\ m^3_{\text{sek}}$	$M\ m^3_{\text{sek}}$	$C\ m^3_{\text{sek}}$	$M\ m^3_{\text{sek}}$	$C\ m^3_{\text{sek}}$	$M\ m^3_{\text{sek}}$	
Wyniki pomiarów młynkowych	1-020	431-369	0-647	12-358	0-819	3-482	
Darcy-Bazin	0-946	400-072	0-654	12-487	0-972	4-133	przyjęto dla: I: $\alpha = 0-00034$ ; II: $= 0-0040$ ; III: $= 0-00023$ ; I: $\beta = 0-00050$ II: $= 0-00070$ III: $= 0-00020$
Bazin	1-018	430-521	0-694	13-251	0-986	4-192	I. $m = 140$ pom. kat. IV a V. II. $= 175$ kategoria Y. III. $= 0-85$ „ III.
Ganguillet-Kutter	1-059	447-861	0-789	15-064	0-987	4-197	I. $m = 0-025$ rzeki II. $= 0-030$ „ z rumowiskiem III. $= 0-022$ pomiędzy kanałami z kamienia łamanego, a potokami
Frank*)	1-010	427-138	0-796	15-198	0-984	4-184	
Siedek	0-917	387-808	0-691	13-193	0-631	2-683	
Christen	0-852	360-318	0-859	16-401	0-925	3-933	dla I. i II. wedle wzoru 37. III. przy $m = 32-0$ jako średnie pomiędzy murem z kamienia łamanego, a dnem z piasku.
Hermanek*)	0-980	414-442	0-610	11-64	0-825	3-507	dla III. przyjęto $m = 0-36$ średnią wartość pomiędzy kanałem ziemnym, a z kamienia łamanego, w stosunku długości zwilżonego obwodu muru i ziemi.
Matakie-wicz*)	0-945	399-649	0-962	18-387	—	—	wzór tylko dla łożysk naturalnych.

Zestawienie to nie może być jednak podstawą oceny wartości danego wzoru; nasuwa tylko wnioski, że niemal każdy z przytoczonych wzorów, w pewnych wypadkach, daje wyniki dostatecznie zgodne z wynikami bezpośrednich pomiarów; wykazuje jednak wyraźnie, że przyjęcie średniej wartości obliczonej z wielu wzorów, daje wyniki o wiele gorsze, od poszczególnych wyników pojedynczych wzorów. Taka bowiem średnia arytmetyczna uwzględnia także wyniki zupełnie błędne. Należałoby zatem w danym wypadku obliczyć prędkość i ilość

\*) Obliczył autor.

wody w przekroju kilkoma wzorami, wyniki odstępujące bardzo od średnich wartości zupełnie wyłączyć, a do dalszego obliczenia przyjąć wynik wzoru, który warunkami swoimi najbardziej zbliża się do badanego wypadku. Z nowszych wzorów, wzory Hermanka, uzyskane na podstawie podobnych założeń, dają dla wszystkich w tabelce naprowadzonych wypadków, wyniki zgodne z przeprowadzonymi pomiarami bezpośrednimi.

#### IV. Obliczenie jazów i szluz.

Ze wzoru na pracę wody:  $P = M \cdot h$ , przy stałej w danym razie ilości wody ( $M$ ), której zwiększyć nie możemy, pozostaje w celu wyzyskania możliwie największej pracy — tylko uzyskanie i możliwe zwiększenie drugiego czynnika  $h$ , t. j. użytecznego spadu. Technicznymi urządzeniami, do tego celu służącymi, są kanały doprowadzające wodę do zakładów wodnych, a w dalszym ciągu — jazy.

Rzeki, zwłaszcza nieuregulowane, prowadzą wodę spadkami stosunkowo bardzo znacznymi, co do wielkości zmiennymi, zależnie od konfiguracji terenu, wytrzymałości, układu podłoża i t. d. Te same przyczyny, obok ogólnie działających na ziemi sił, zmuszają rzekę do szukania drogi wijącej się także w kierunku poziomym. Jedno i drugie następstwo tych warunków lokalnych i ogólnych, wyzyskujemy w celu uzyskania w danym punkcie, możliwie największego spadku użytecznego. Ujmując wodę rzeki w kanał fabryczny, o odpowiednich kształtach i korzystnym stosunku wymiarów, na przykład u początku łuku rzeki i prowadząc nim wodę po cięciwie tego łuku, stokami zamykającymi dolinę i spadkiem bez porównania często mniejszym, od spadku rzeki, uzyskujemy w punkcie ujścia kanału znaczny próg, dający nam pożądany spadek użyteczny. Wielkość tego spadku, zwiększyć jeszcze można przez podniesienie, czyli spiętrzenie zwierciadła rzeki tuż poniżej ujścia wody do kanału; budowle wodne do tego celu służące — nazywamy jazami.

Jazy dzielimy ze względu na ich konstrukcję, na stałe i ruchome; pierwsze — zamykają stałe, do pewnej wysokości całe koryto rzeki, drugie przy pomocy zastawek, czy innych urządzeń konstrukcyjnych, umożliwiają otwieranie całego, lub



przynajmniej części zamkniętego koryta, dla przepływu wód rzeki.

Ponieważ następstwem zamknięcia jazem koryta rzeki jest spiętrzenie wody, a tem samem powiększenie przekroju, przy równoczesnem zmiejszeniu prędkości wody, równoznacznem ze zmiejszeniem zdolności unoszenia żwirów i namułów, tak co do ich ilości jak i wielkości poszczególnych ziarn — nastąpić musi osadzanie tych szutrów, namułu i podnoszenie dna, a za niem i zwierciadła wody, w rzece powyżej jazu.

Zamulaniu jazów stałych, zapobiegają do pewnego stopnia t. zw. upusty lub szluży gruntowe, umożliwiające otwieranie części jazu. Przez otwarcie takiego upustu, zwłaszcza w czasie większej wody, wywołuje się silny prąd wody, który usuwa nagromadzone namuły i żwiry. Zarazem służą takie upusty do ułatwienia przepływu wielkich wód.

Wychodząc z założenia, że każda budowla zamykająca choćby tylko część przekroju rzeki, utrudnia przepływ wód, co zwłaszcza dla przejścia wielkich wód, a u nas także przy pochodzie lodów, może mieć bardzo szkodliwe następstwa, zaznaczyć należy, że jazy stałe dopuszczalne być mogą tylko w wyjątkowo korzystnych warunkach. Warunki takie znajdujemy tylko wyjątkowo w wązkich bardzo dolinach, o głębokich brzegach (jarach), przy niewielkich dorzeczach, gdzie najwyższe spiętrzone wody, ani w przekroju jazowym, ani też nigdzie powyżej, nie mogłyby nawet po najdalszem zamuleniu jazu wystąpić z naturalnych brzegów, a wielki spad doliny, nawet po założeniu takiego progu w profilu podłużnym rzeki, umożliwiłyby należyte odprowadzenie wielkich wód, lodów i t. d. Zresztą zasadniczo, wszystkie jazy posiadać winne przynajmniej upusty — odpowiednich wymiarów, z progami umieszczonemi tuż nad dnem rzeki i o tyle tylko podniesionymi, ile względu konstrukcyjne tego wymagają.

**A) Obliczanie przepływu wody przez jazy.** Dla obliczenia przepływu wody przez jazy, mamy zasadnicze dwa wzory, a mianowicie:

a) objętość wody przelewającej się przez jaz przelewowy, t. j. gdy korona jazu leży powyżej pierwotnego, niespiętrzonego zwierciadła rzeki (rys. 14.), obliczamy wzorem:

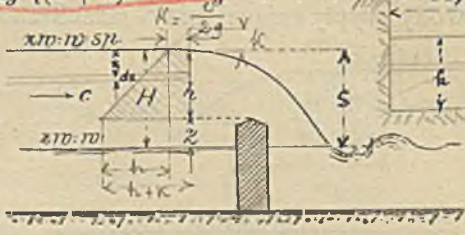


$$h = \frac{6\sqrt{2g}}{k} \frac{h+k}{3/2} = \frac{2}{3} \cdot 6\sqrt{2g} \frac{(h+k)^{3/2} - k^{3/2}}{3/2} \quad \frac{dM}{dh} = 6\sqrt{2g} \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{3}{2} = \frac{2}{3} \cdot 6\sqrt{2g} \cdot h^{3/2}$$

$$\frac{dM}{dh} = \frac{2}{3} \cdot 6 \cdot h \sqrt{2g} \quad 51$$

$$M_1 = \frac{2}{3} \mu_1 \cdot b \cdot \sqrt{2g} \left\{ (h+k)^{3/2} - k^{3/2} \right\} \quad 44) \quad 1)$$

$b$  oznacza długość przelewu (jazu),  $g$  przyspieszenie ziemskie, przyczem  $\sqrt{2g} = 4.42989$  wystarczająco  $\approx 4.43$ ,  $h$  wysokość przelewu ponad koroną jazu, mierzoną przez zaniwelowanie o kilka metrów przed jazem:  $k$  podaje uwzględnienie wpływu prędkości, z jaką spiętrzona woda do jazu dochodzi:



rys. 14.

$k = \frac{c^2}{2g}$ . Wartość tej prędkości  $c$ , obliczać należy wedle wzoru:  $c = \frac{M}{F}$  gdzie  $M$  jest

ilością wody, a  $F$  oznacza w  $m^2$ , wielkość przekroju rzeki, jaki spiętrzona woda powyżej jazu zajmuje. — Ponieważ dla:  $c < 1.0 \text{ m/sek}$ , wynosi  $k < 0.051$ , a  $k^{3/2}$  jest już bardzo małe, zatem ostatni człon wzoru 44) (w nawiasie) wywiera tak mały wpływ, że dla mniejszych prędkości może być opuszczony, w skutek czego wzór 44) uprości się do kształtu:

$$M_1 = \frac{2}{3} \mu_1 b \sqrt{2g} (h+k)^{3/2} \quad 44a) \quad 1a)$$

Ze wzoru 44) przy danem  $M_1$  i  $b$  oblicza się:

$$h = \left\{ \frac{M_1}{\frac{2}{3} \mu_1 b \sqrt{2g}} + k^{3/2} \right\}^{2/3} - k \quad 45) \quad 2)$$

Ponieważ zazwyczaj wysokość dozwolonego spiętrzenia wody  $H$ , z góry jest dana warunkami miejscowymi, oblicza się odpowiednią wysokość korony jazu przelewowego  $z$ , (ponad poziomem wody niespiętrzonej.) t. j.  $z = H - h$  wedle wzoru:

$$z = H - \left\{ \left( \frac{M_1}{\frac{2}{3} \mu_1 b \sqrt{2g}} + k^{3/2} \right)^{2/3} - k \right\} \quad 45a) \quad 2a)$$

względnie po uproszczeniu, przez pominięcie wpływu prędkości wody przed jazem:  $h = \frac{2}{3} \mu_1 b \sqrt{2g} \frac{M_1}{b \sqrt{2g}}$

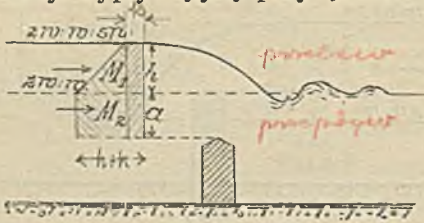
$$z = H - \left\{ \frac{M_1}{\frac{2}{3} \mu_1 b \sqrt{2g}} \right\}^{2/3} \quad 45b) \quad 2b)$$

b) Drugi wzór zasadniczy, dla obliczenia objętości wody wypływającej pod ciśnieniem opiewa:

$$M_2 = \mu_2 \cdot b \cdot a \cdot \sqrt{2g} (h+k) \quad 46) \quad 3.)$$

*Prędkość a jaką woda wypływa przez otwór zastop...*

oznaczenia j. w. i. na rys. 15). Wzorem tym, oblicza się objętość wody wypływającej przy jazach zatopionych t. j. takich, których korona leży poniżej pierwotnego, niespiętrzonego zwierciadła wody w rzece. Przepływ ma tu miejsce warstwą o grubości  $a$ , pomiędzy koroną jazu a niespiętrzonym zwierciadłem rzeki. — Uproszczo-



rys. 15.

ny przez pominięcie wpływu prędkości ( $c$ ) przybywającej do jazu wody, wzór 46, opiewa:

$$M_2 = \mu_2 \cdot b \cdot a \sqrt{2gh} \dots \dots \dots 46a) \quad 3a)$$

Ponieważ ponad warstwą o grubości  $a$ , odpływ ma zupełne znamiona przelewu (wzór 44), zatem cała objętość wody, jaka takim jazem zatopionym (rys. 15) przepływnie, wynosi:

$$M = M_1 + M_2 = \frac{2}{3} \mu_1 b \sqrt{2g} \{ (h+k)^{3/2} - k^{3/2} \} + \mu_2 \cdot b \cdot a \sqrt{2g(h+k)} \dots \dots \dots 47) \quad 4)$$

względnie po opuszczeniu małego wpływającego  $k^{3/2}$  (w pierwszym nawiasie)

$$M = b \sqrt{2g(h+k)} \{ \frac{2}{3} \mu_1 \cdot h + \mu_2 \cdot a \} \dots \dots \dots 47a) \quad 4a)$$

Wysokość korony jazu zatopionego, poniżej pierwotnego, niespiętrzonego zwierciadła wody, znajdziemy (z 47a) przy pomocy wzoru:

$$a = \frac{M}{\mu_2 b \sqrt{2g(h+k)}} - \frac{2}{3} \frac{\mu_1}{\mu_2} \cdot h \dots \dots \dots 48) \quad 5)$$

Zawarte we wzorach 44) — 48) współczynniki wypływu  $\mu_1$  i  $\mu_2$ , oznaczono w drodze przybliżonej oceny, a częściowo z pomiarów. Wartości tych współczynników, zależnie od konstrukcyi jazu, podaje G. Tolkmitt\*) następująco:

a) dla jazów przelewowych:

- 1) korona jazu dobrze zaokrąglona, boczne zwężenie złagodzone ukośnymi (do osi jazu) bulwami  $\mu_1 = 0.83$ ;  $\frac{2}{3}\mu_1 = 0.55$
- 2) korona jazu pozioma, z ostreimi krawędziami  $\mu_1 = 0.675$ ;  $\frac{2}{3}\mu_1 = 0.45$
- 3) jaz krótki, bez bulwarów  $\mu_1 = 0.60$ ;  $\frac{2}{3}\mu_1 = 0.40$

\*) Handbuch der Ingeueurwissensch. B. III. 1892. str. 222.



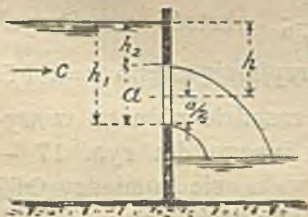
b) dla jazów zatopionych:  $\mu_1 = 0,55$

$\mu_2 = 0,62$

- 1) korona jazu dobrze zaokrąglona, profil ponad koroną zupełnie wolny dla przepływu wody . . . . .  $\mu_1 = 0,80$  do  $0,85$   
[średnio  $0,83$ ;  $\frac{2}{3}\mu_1 = 0,55$   $\mu_2 = 0,67$ .
- 2) Profil przepływu ponad jazem j. w. zupełnie wolny, korona pozioma i o ostrych krawędziach, zatem nprz. gdy jaz zatopiony stanowi podstawę zastawek, które wraz ze słupami zupełnie usuwane bywają: . . . . .  $\mu_1 = 0,83$ ;  $\frac{2}{3}\mu_1 = 0,55$   
 $\mu_2 = 0,62$ .
- 3) jaz zatopiony stanowiący podstawę zastawek, których słupy usuwać się nie dadzą . . . . .  $\mu_1 = \mu_2 = 0,60 - 0,65$
- 4) jaz zatopiony stanowiący próg szluzu gruntowej, tuż przy dnie rzeki założony, o gładkich ścianach: . . .  $\mu_1 = \mu_2 = 0,75 - 0,85$

Nowsze pomiary młynkowe, wykonane w profilach jazowych wykazały, że wartość współczynnika  $\mu_1$ , podana przez Tolkmitta pod a) i b) na  $0,83$ —jest stanowczo za duża. Koehn radzi zatem, dla jazów przyjmować najwyżej  $\mu_1 = 0,75$ , czyli  $\frac{2}{3}\mu_1 = 0,50$ , z czem zresztą również i inni nowsi autorowie się zgadzają. — Mattern stwierdza, że przy przelewach burzowych w wysokich groblach, wykonanych z kamienia, z zaokrąglonemi krawędziami, tej właśnie wartości na  $\mu_1$  powszechnie używają.

Pozostaje jeszcze obliczenie upustów, względnie—szluz wpustowych. Rozróżniamy tu trzy wypadki przedstawione na rys. 16)—18), a mianowicie:



rys. 16.

a) woda wylewa się swobodnie wprost w powietrze (rys. 16). Tu wypływającą objętość obliczamy wzorem:

$$m_1 = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} (h_1^{3/2} - h_2^{3/2}). \quad 49) \quad 6)$$

$$\text{Jeżeli } h_2 < \frac{h_1 - h_2}{2} = \frac{a}{2}$$

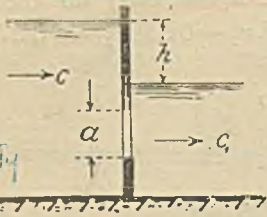
to można użyć wzoru przybliżonego:

$$m_1 = \mu a b \sqrt{2gh}. \quad 49a) \quad 6a)$$



Po uwzględnieniu zaś prędkości ( $c$ ), z którą woda do wpustu takiego dochodzi, pełny wzór w niniejszym wypadku opiewałby:

$$m_1 = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} \{ (h_1 + k)^{3/2} - (h_2 + k)^{3/2} \} \quad \dots \quad 49b) \quad 6b)$$



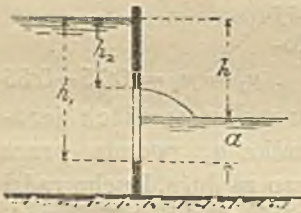
rys. 17.

b) Woda wypływa otworem zatopionym pod zwierciadłem wody (rys. 17):

$$m_2 = \mu a b \sqrt{2gh} \quad \dots \quad 50) \quad 7)$$

W razie uwzględnienia prędkości z jaką woda w tym wypadku do upustu dochodzi ( $c$ ), oraz prędkości wody z pod upustu odpływającej ( $c_1$ ), do pewnego stopnia działającej ssąco na wpływ w upuszcie, otrzymamy wzór:

$$m_2 = \mu \cdot a \cdot b \left\{ c_1 + \sqrt{2g \left( h + \frac{c^2 - c_1^2}{2g} \right)} \right\} \quad \dots \quad 50a) \quad 7a)$$



rys. 18.

c) Woda wypływa otworem leżącym częściowo poniżej, a częściowo powyżej zwierciadła dolnej wody, (rys. 18).

$$m = m_1 + m_2 = \frac{2}{3} \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} (h_1^{3/2} - h_2^{3/2}) + \mu \cdot b \cdot a \cdot \sqrt{2gh} \quad \dots \quad 51) \quad 8)$$

ewentualnie po uwzględnieniu prędkości nadpływającej wody do upustu ( $c$ ):

$$m = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} \{ (h + k)^{3/2} - (h_2 + k)^{3/2} \} + \mu \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2g(h + k)} \quad \dots \quad 51a) \quad 8a)$$

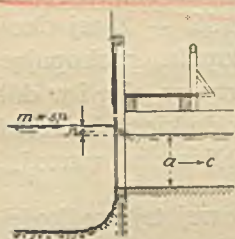
Zauważyć tu należy, że czynnik prędkości ( $c$ ) nadpływającej wody do upustu:  $K = \frac{c^2}{2g}$ . Nowsi autorowie starają się nadać temu czynnikowi kształt:  $K = \alpha \frac{c^2}{2g}$ ; wartość współczynnika  $\alpha$  przyjmują  $\pm 0 - 1.66$ . Średnio przyjmują często  $\alpha = 1.5$ .

Wartość współczynnika  $\mu$ , — w zasadzie różnego w wypadku przedstawionym na rys. 16, a innego dla rys. 17 — przy ostrych krawędziach wypływu, waha się pomiędzy 0.59 a 0.64; średnio można przyjmować w obu wypadkach  $\mu = 0.62^*$ . Wyższą wartość (do 0.64) przyjmować można w wypadku, je-

\*) Richard Brauer: Praktische Hydrometrie, Hannover 1907.

żeli próg upustu leży tuż nad dnem ścieku, a szerokość otworu jest równa mniej więcej szerokości koryta powyżej upustu (szluzy). W ostatnim wypadku wedle Tolkmitta urosnąć może wartość  $\mu$  nawet od 0.65—0.70.

Co do szluz wpustowych do młynówek — to tu wywołanie prędkości ( $c$ ), którą woda w kanale ma przepływać, powoduje pewną stratę ciśnienia ( $h_0$ ) przy wlocie do młynówki.



rys. 19.

Uważając wpływ wody na szluzie wpustowej (rys. 19) za analogiczny z objawem przepływu przez jaz zatopiony, możnaby wyznaczyć wielkość  $h_0$ , z uproszczonego wzoru (51), wedle którego

$$m = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} h_0^{3/2} + \mu b a \sqrt{2g h_0} \quad (51b)$$

stąd zaś dla znanej objętości odprowadzanej do młynówki wody  $m$ , głębokości młynówki  $a$ , i szerokości  $b$ , możnaby wielkość  $h_0$  wyznaczyć przez próby. Drugi sposób obliczenia wielkości  $h_0$ , polegałby na przyjęciu, że wywołać się mającej w młynówce prędkości wody

( $c$ ), odpowiada pewne ciśnienie ( $h_0$ ) wedle relacji:  $h_0 = a \frac{c^2}{2g}$  (52)

z której  $h_0$  wyznaczyć można, przyjmując  $\alpha = 1.0—1.5$ . Zgodny w wynikach z ostatnim sposobem obliczenia straty u wlotu do młynówki, jest wzór podany w kalendarzu Reinharda\*), wedle którego:

$$h_0 = 0.0510 \frac{c^2}{\mu^2} \quad (53)$$

Wartość współczynnika  $\mu$ , zależnego od ukształtowania wlotu i wielkości młynówki, waha się w granicach: 0.85 do 0.95. Średnio zatem dla  $\mu = 0.90$ , byłoby:

$$h_0 = 0.07c^2 \quad (53a)$$



rys. 20.

Przy przymkniętych zastawkach, (co miewa miejsce przy wyższych stanach wody), stratę na szluzie, odpowiadającą wtedy stanowi przedstawionemu na rys. 20), obliczyć można ze wzoru (50), z którego:

$$h_0 = \left( \frac{m}{\mu \cdot b \cdot a \sqrt{2g}} \right)^2 \quad (54)$$

\*) Kalender für Strassen & Wasserbau, und Cultur-Ingenieure, begründet v. A. Reinhard. Wiesbaden 1901. 1 część dodatku str. 76.)



Przy obliczeniu wymiarów jazów i szluz, zazwyczaj miarodajnym jest przeprowadzenie wielkich wód, oraz wynikająca z założenia projektu, potrzeba spiętrzenia małej wody. Ta ostatnia daje wysokość założenia korony jazu, względnie zastawek szluzy. Dla wielkiej wody mamy zazwyczaj miejscowymi warunkami określone dopuszczalne spiętrzenie; przy przyjętej zatem stosownie do potrzeby wysokości korony jazu, pozostaje do dyspozycji tylko jego szerokość. — Z tej okoliczności korzystać można do pewnego stopnia, rozkopując w miarę potrzeby brzegi rzeki na pewnej partyi w górę i w dół od jazu, względnie sytuując oś jazu ukośnie, do kierunku rzeki i jej nurtu. W ostatnim wypadku przy obliczaniu wartości

$k = \frac{c^2}{2g}$ , za  $c$  wstawić należy wartość składowej tej prędkości

prostopadłej do kierunku jazu, a więc:  $c \cdot \sin \varepsilon = \frac{M}{F} \sin \varepsilon$ ,

jeżeli przez  $\varepsilon$  nazwiemy kąt, jaki zawiera kierunek rzeki (nurtu) z kierunkiem jazu. Ponieważ na przelewie ukośnym względem kierunku płynącej wody, wypływ ulega również pewnej zmianie, podaje Bazin, dla uwzględnienia tej okoliczności, wartość współczynnika ukośnego przelewu ( $\mu_n$ )

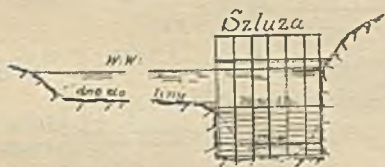
przy  $\varepsilon = 45^\circ$   $\mu_n = 0.942 \mu$

przy  $\varepsilon = 25^\circ$   $\mu_n = 0.911 \mu$ ;

jeżeli pod  $\mu$  rozumiemy podane wyżej wartości, dla przelewu prostopadłego do kierunku nurtu rzeki. ( $\varepsilon = 90^\circ$ ). — Podane wyżej sposoby powiększenia długości jazu ( $h$ ) nie nadają się do zalecenia, tak ze względu na koszt, jak również ze względu na szkodliwe następstwa skierowania prądu wody ku jednemu brzegowi, co wymaga w każdym razie kosztownych ubezpieczeń. Pozostaje zatem tylko przeprowadzenie nadmiaru wody przez upusty (szluzy gruntowe). Upusty te, o wymiarach przynajmniej takich, aby umożliwiały obniżenie spiętrzenia wody poniżej korony jazu stałego, potrzebne są jeszcze i ze względu na umożliwienie konserwacji i naprawek całego jazu. — O ile warunki lokalne nie pozwalają na spiętrzenie zwierciadła wody — musi być cały profil rzeki, otwarty dla przepływu wielkich wód; wtedy jaz stały, nawet w części całej długości, nie jest możliwy. Cały przekrój rzeki, musi być zamknięty jazem ruchomym, z progiem założonym równo z dnem rzeki; konstrukcja części podporowych (słupy zastawkowe, kozły w jazach

iglicowych i t. d.) winna być tego rodzaju, aby i te urządzenia, również w czasie wielkich wód dały się usunąć.

W przekrojach przedstawionych na rys. 21 często na rzekach spotykanych, w których wielka woda płynie szerokością całej doliny, spiętrzenie wielkiej wody, ze względu na interesa osób trzecich, nie jest możliwe. W wypadkach takich, zazwyczaj korona urządzeń spiętrzających leży poniżej dna doliny, cały jaz mieści się we właściwym



rys. 21.

korycie i musi być w całości ruchomy. Wymiary powinny być tak obliczone, aby umożliwiły przeprowadzenie tej ilości wody, którą w stosunkach przed budową jazu właściwe koryto przeprowadzało. I tu zasadą ogólną musi być możliwość otwarcia całego przekroju rzeki, dla przeprowadzenia wielkich wód.

Tak samo przedstawia się ta kwestya przy obliczeniu wymiarów szluz stawowych; tu przepisy prawne, pozwalające zasadniczo na piętrzenie wody do pewnej wysokości, do której stosują się wszelkie urządzenia stawu (grobla i t. d.), same przez się wymagają pod względem technicznym takich wymiarów upustów, któreby bez najmniejszego podniesienia wody ponad pał markujący, umożliwiły odprowadzenia choćby największych opadów. Szluzy takie, muszą być liczone na największą wodę także i ze względu na bezpieczeństwo mienia i życia poniżej położonych osad i miejscowości, które w razie przerwania grobli mogłyby być poważnie zagrożone.

### Przykłady.

1) Rzeka o narysowanym przekroju, (kreskowany) rys. 22., prowadzi  $M_2 = 1.60 \text{ m}^3_{\text{sek}}$  i  $M_4 = 100.0 \text{ m}^3_{\text{sek}}$ . Dla celów fabrycznych ująć można tylko  $1.0 \text{ m}^3_{\text{sek}}$ , reszta musi odpływać ze względów gospodarczych łóżyskiem rzeki, dla niżej położonej osady. Znamię niwelacyjne  $M_2$ , wynosi: 310-200;  $M_4$  — 312-500; dopuszczalne spiętrzenie w. w. wynosi  $h = 0.35 \text{ m}$ . — Projektowany zakład wodny wymaga 40 HP, a spad naturalny rzeki, który się da wyzyskać, po uwzględnieniu strat w kanale, wynosi 2.97 m. — Wedle zdjęcia, przekrój zajęty przez w. w. spiętrzoną do znamienia 312-850, wynosić będzie  $43.8 \text{ m}^2$ . — W narysowanym przekroju, zdecydowano się założyć jaz około 240 m długi, ze szluzą gruntową. Obliczyć odnośne wymiary urządzeń wodnych.

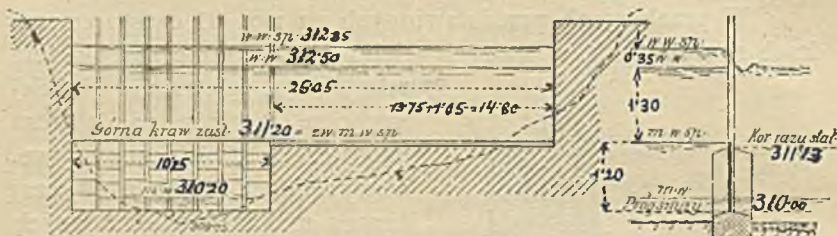
$J = 43$



$$P = \frac{M \cdot h}{400} \quad \text{HP}$$

$$M = 1 \text{ m}^3 / \text{sek} = 1000$$

Wedle wzoru 4):  $h = \frac{100 P}{M} = \frac{100 \cdot 40}{1000} = 4.00 \text{ m}$ . Przyjmu-



rys. 22.

jąc stratę u wlotu do kanału na 0.03 m, (dla zaokrąglenia) musimy spiętrzyć m. w. o

$$H = 4.00 - (2.97 + 0.03) = 1.00 \text{ m},$$

czyli do znamięnia:  $310.20 + 1.00 = 311.200$ . — Do tej wysokości musi być przekrój rzeki zamknięty, aby woda do młynówki wpływała. — Dla w. w. będzie to jaz zatopiony, który obliczyć musimy wzorem 47)

$$\text{W naszym wypadku: } c = \frac{100.0 \text{ m}^3}{43.8 \text{ m}^3} = 2.28 \text{ m/sek}$$

$$k = \frac{c^3}{2.9}$$

$$K = \frac{2.28^2}{19.62} = 0.275$$

$h = 0.35 \text{ m}$ ;  $a = 312.500 - 311.200 = 1.30 \text{ m}$ .  $\mu_1 = 0.50$ ;  $\mu_2 = 0.62$ .

Dla tych dat, wedle wzoru 47), ponad koroną (311.200) zamkniętej części koryta, przepływie:

$$M = 0.50 \cdot 24.0 \cdot 4.43 [(0.35 + 0.275)^{3/2} - 0.275^{3/2}] + \\ + 0.62 \cdot 24.0 \cdot 1.30 \cdot 4.43 \sqrt{0.35 + 0.275}$$

$$M = 18.60 + 56.42 = 75.02 \text{ m}^3 \text{ sek}, \text{ okrągło } 75 \text{ m}^3 \text{ sek}.$$

Ponieważ zaś  $1.0 \text{ m}^3 \text{ sek}$  odprowadza młynówka, zatem na:

$$100.00 - (75.00 + 1.00) = 24.00 \text{ m}^3 \text{ sek}.$$

musi być urządzona szluz upustowa.

Przyjąwszy próg tej szluzy nieco nad dnem obecnym, a więc na znamięniu 310.00, otrzymamy dla niej:  $a_1 = 311.20 - 310.0 = 1.20 \text{ m}$  a wedle wzoru 46) względnie 50), przy uwzględnieniu prędkości, z którą woda do szluzy dochodzi:

$$b = \frac{m}{\mu \cdot a_1 \cdot \sqrt{2g(h+k)}} = \frac{24.00}{0.62 \cdot 1.20 \cdot 4.43 \cdot \sqrt{0.35 + 0.275}} = 9.20 \text{ m}$$

Dzieląc światło szluzy na 8 zastawek, otrzymamy szerokość otworu zastawkowego w świetle:

$$b_1 = \frac{9.20}{8} = 1.15 \text{ m}; \text{ przyjmując zaś szerokość słupa zastawko-}$$

wego (żelaznego) 0.15 m, otrzymam całą długość części szluzowej jazu:

$9.20 + 7 \cdot 0.15 \text{ m} = 10.25 \text{ m}$ ; reszta zaś, t. j.  $24.00 - 10.25 = 13.75 \text{ m}$ , będzie jazem stałym. Ponieważ zaś, długość jazu wzięta do wzoru 47), zmniejszyła się o powierzchnię zajętą przez nieusuwalne słupy zastaw-

kowe, więc należy o tyle jaz stały przedłużyć. — Część stała jazu, w rzeczywistości będzie zatem mierzyć:  $13.75 + 7.0.15 = 14.80\text{m}$ . *zał. 15000*

Wedle założenia, przez tę część stałą należy przelewem przeprowadzać  $0.60\text{m}^3_{\text{sek}}$  wody, która wedle wzoru 45): *1500*

$$h = \left( \frac{0.60}{0.50 \cdot 14.80 \cdot 4.43} \right)^3 = 0.0183;$$

$$\log. h = \frac{2}{3} (0.26245 - 2) = 0.84163 - 2$$

$$h = 0.069$$

Koronę jazu stałego założyć należy zatem na wysokości:

$$311.20 - 0.069 = 311.131\text{m. okrągło } 311.13\text{m.}$$

Prz. 2) Obliczyć wymiary szluzy wpustowej do młynówki, wedle dat przyjętych i obliczonych w przykładzie 1), — pod założeniem, że prędkość w młynówce ma wynosić  $0.60\text{m}_{\text{sek.}} = c$

Potrzebny przekrój zwilżony młynówki i szluzy musi wynosić:

$$F = \frac{M}{c} = \frac{1.00\text{m}^3}{0.60} = 1.66\text{m}^2$$

Przyjąwszy głębokość wody w młynówce:  $a = 0.80\text{m}$ , otrzymamy

$$b = \frac{F}{a} = \frac{1.66\text{m}^2}{0.80\text{m}} = 2.08\text{m.}$$

Strata u wlotu wynosić będzie wedle wzoru 52):

$$h_0 = \alpha \frac{c^2}{2g} = 1.5 \frac{0.60^2}{19.62} = 0.028\text{m.}$$

wedle wzoru 53a) zaś:

$$h_0 = 0.07 \cdot 0.60^2 = 0.0225\text{m; przyjmuję okrągło } 3\text{cm.}$$

Znamię zw. *m.* w młynówce u początku będzie zatem leżało na wysokości:  $311.200 - 0.03 = 311.170\text{m}$ . — a próg szluzy na znamieniu,  $311.17 - 0.80 = 310.37$ .

Przykład 3) Do jakiej głębokości należałoby przymknąć zastawkę, by ta sama ilość wody, t. j.  $1.0\text{m}^3_{\text{sek}}$ , wpływała do młynówki, przy stanie wody w rzece podniesionym o  $0.50\text{m}$ ., czyli do znamienia  $311.70$ .

Ze wzoru 50), w którym  $a \cdot b = \frac{F}{c} = \frac{\mu \sqrt{2gh}}{c} = c$ ; dla  $\mu = 0.62$  czyli:  $c = 2.75 \sqrt{h}$ ,  $= 0.62 \cdot 4.43 \cdot \sqrt{h}$

$$\text{otrzymamy: } a = \frac{m}{2.75 \cdot b \sqrt{h}} = \frac{1.00}{2.75 \cdot 2.08 \cdot \sqrt{0.50}} = 0.25\text{m}$$

zatem w obec progu szluzy na znamieniu  $310.37$ , należałoby zesunąć zastawkę tak, (patrz rys. 20) by jej dolna krawędź leżała na znamieniu  $310.37 + 0.25 = 310.62\text{m}$ .

Przykład 4) Obliczyć wymiary szluzy dla stawu o zlewni  $120\text{km}^2$  w terenie pagórkowatym, średnio przepuszczalnym (przeważnie role i lasy); Roczny średni opad oznaczono na  $780\text{mm}$ . Normalny odpływ ustalono na  $0.80\text{m}^3_{\text{sek}}$ . W miejscu zniszczonej szluzy, dno potoku leży średnio na znamieniu 196.55, zwierciadło w. w. wedle śladów — 199.00 dopuszczalne spiętrzenie wody w stawie do pola markującego, o znamieniu 200.00.



Przedewszystkiem obliczyć należy ilość w.w. Wedle Iszkowskiego (wzór 10.) dla opisanej zlewni, przyjąć należy:  $\omega_w = 0.100$ ,  $h = 1.00m.$ ; (ze względu na małą zlewnię);  $\mu = 7.28$ , zatem:

$$Q_1 = 0.100 \cdot 7.28 \cdot 1.00 \cdot 120 = 87.36 m^3_{sek} \\ \text{[dla } h = 0.780, \text{ byłoby: } Q_1 = 68.14 m^3_{sek}]$$

Wedle Lauterburga, z deszczu czterodniowego (wedle wzoru 11), dla  $\alpha = 0.55$ ,  $F_1 = 0.012$ .

$$Q_2 = 0.80 + 0.55 \cdot 120 \cdot \frac{1 + 0.5 \cdot 0.012}{1 + (1 + 0.1 \cdot 0.012) \cdot 0.012} = 66.40 m^3_{sek}$$

Dla deszczu jednodniowego, o najwyższym stwierdzonym natężeniu  $100 \frac{mm}{m}$  w godzinie,  $\left(\frac{H_1}{H} = \frac{100}{250} = 0.40\right)$  wedle wzoru 12)

$$Q_3 = \left\{ 0.80 + 2.9 \cdot 0.55 \cdot 120 \left( \frac{114}{115 \cdot 0.05 \cdot 120} + 0.007 \right) \right\} 0.40 = 73.04 m^3_{sek}.$$

Ze względu na bezpieczeństwo, obliczamy wymiary szluzy na ilość otrzymaną ze wzoru Iszkowskiego,  $M = 87.36 m^3_{sek}$ . Z założenia wynika dla w. w., przy przyjęciu progu szluzy nieco nad dnem, na znamieniu 196.80, że:

$$\underline{a} = 199.00 - 196.80 = 2.20m. \\ \underline{h} = 200.00 - 199.00 = 1.00m.$$

Jeżeli weźmiemy pod uwagę otwór szluzy 1.0m. szeroki, to takim otworem przepłynie wedle wzoru 47a).  $\square$

$m = 1 \sqrt{2g(h + \mu_2)} \left[ \mu_1 h + \mu_2 a \right]$  Opuszczając wpływ prędkości, z którą woda do szluzy, dochodzi (ze względu na wielkie przekroje stawu i dla pewności) i przyjmując  $\mu_1 = 0.50$ ;  $\mu_2 = 0.65$  otrzymamy:  $m = 4.43 \cdot \sqrt{1.00} [0.50 \cdot 1.00 + 0.65 \cdot 2.20] = 8.55 m^3_{sek}$ ; a ponieważ projektowana szluzą ma przeprowadzić  $87.36 m^3_{sek}$ , zatem musi mieć szerokość:  $\frac{87.36}{8.55} = 10.22m.$  okrągło 10.20m; przyjmując

7 otworów zastawkowych, otrzymamy światło jednego z nich:  $\frac{10.20}{7} = 1.45m.$  Rzeczywista długość szluzy, przy 0.30m. grubych słupach zastawkowych, wynosić będzie:

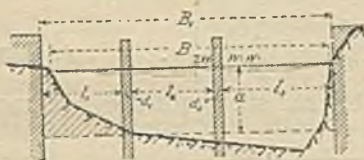
$$10.20 + 6 \cdot 0.30 = 12.0m.$$

**B) Światło mostów.** Obok jazów i szluz, również każda inna budowla założona w korycie rzeki, powoduje zmiany w przepływie wody. W praktyce, jako najczęstsze przypadki tego rodzaju budowli wodnych, spotykamy przyczółki i filary mostowe, względnie bulwary jazów ruchomych.

Przy rozwiązaniu nasuwających się tu zagadnień hydrotechnicznych o wymiarach takich budowli wodnych, decydują warunki przepływu wielkich wód. Co do tych ostatnich

to albo spiętrzenie wielkich wód, w ogóle ze względów terenowych jest niedopuszczalne, albo też w razie dopuszczalności — wielkość tego spiętrzenia określona jest z góry miejscowymi warunkami.

I. W wypadku pierwszym, (rys. 23) t. j. jeżeli w ogóle spiętrzenie wielkiej wody w rzece, o przekroju  $T$  i szerokości (niezabudowanej)  $B$ , nastąpić nie



rys. 23.

może, musi powierzchnia przepływu przyszłego przekroju mostowego ( $f$ ), po uwzględnieniu przekroju filarów, mierzyć

$$f = \frac{F}{\mu} \dots \dots \dots 55)$$

Współczynnik  $\mu$ , jest w ogóle mniejszym niż 1.

Ponieważ zaś:  $f = b \cdot a$ , (rys. 23) gdzie pod  $b$  rozumiemy wolne światło przepływu:  $b = l_1 + l_2 + l_3 + \dots \dots \dots$

a pod  $a$ , średnią głębokość przekroju rzeki,  $a = \frac{F}{B}$ ; zatem

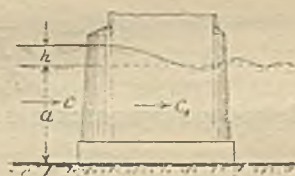
$$b = \frac{F}{\mu \cdot a} \dots \dots \dots 55a)$$

stąd zaś otworzystość mostu, t. j. odległość przyczółków:

$$B_1 = b + d \dots \dots \dots 56)$$

jeżeli przez  $d$  oznaczymy łączną szerokość projektowanych filarów:  $d = d_1 + d_2 + \dots \dots \dots$

II. W drugim przypadku rys. 24., jeżeli dopuszczalne spiętrzenie wielkiej wody, wynosi  $h$ , objętość wielkiej wody  $M$ , jej średnia prędkość powyżej mostu  $c$ , w przekroju mostnym  $c_1$  zresztą inne znaczenia j. w. to:



rys. 24.

$$h = \frac{c_1^2 - c^2}{2g} \dots \dots \dots 57)$$

przyczem, z powodu spiętrzenia wody przed mostem o  $h$ , wzrasta tam przekrój w. w. o  $B \cdot h$ , czyli że:

$$\frac{c}{c_1} = \frac{M}{F + Bh} \dots \dots \dots 58)$$



Pod mostem zaś, w skutek zwięzienia przekroju

$$c_1 = \frac{M}{\mu \cdot b \cdot a} \dots \dots \dots 59)$$

Po uwzględnieniu tych wartości, otrzymujemy:

$$h = \frac{M^2}{2g} \left\{ \left( \frac{1}{\mu \cdot b \cdot a} \right)^2 - \left( \frac{1}{F + Bh} \right)^2 \right\} \dots \dots \dots 60)$$

względnie w przybliżeniu:

$$h = \frac{M^2}{2g} \left\{ \left( \frac{1}{\mu \cdot b \cdot a} \right)^2 - \left( \frac{1}{F} \right)^2 \right\} \dots \dots \dots 60a)$$

Dla danego spiętrzenia  $h$ , oblicza się prędkość pod mostem ze wzoru 57):

$$c_1 = \sqrt{2gh + c^2} = \sqrt{2gh + \left( \frac{M}{F + Bh} \right)^2} \dots \dots \dots 61)$$

a światło przepływu ze wzoru 59)

$$b = \frac{M}{\mu \cdot a \cdot c_1} \dots \dots \dots 62)$$

względnie wprost ze wzoru 60).

$$b = \frac{F + Bh}{\mu \cdot a \cdot \sqrt{1 + 2gh \left( \frac{F + Bh}{M} \right)^2}} \dots \dots \dots 63)$$

Jeżeli ze względu na stałość dna rzeki, a tem samem stałość przyczółków i filarów mostowych, prędkość pod mostem ( $c_1$ ) nie może przekraczać pewnej, jakością materiału dna określonej granicy — to dopuszczalne spiętrzenie, niezależnie zresztą od innych warunków lokalnych, oblicza się wzorem:

$$h = \frac{c_1^2 - \left( \frac{M}{F + Bh} \right)^2}{2g} \dots \dots \dots 64)$$

względnie po uproszczeniu:

$$h = \frac{c_1^2 - \left( \frac{M}{F} \right)^2}{2g} \dots \dots \dots 65)$$

Przy obliczaniu tego  $h$ , należałoby zastosować najpierw wzór 65), a następnie, uzyskawszy przybliżoną wartość, obliczyć dokładnie przy pomocy wzoru 64.

Obliczenie powyższe można przeprowadzić również przy użyciu wzoru 47), względnie po założeniu, że  $\mu_1 = \mu_2 = \mu$ , wedle wzoru:

$$M = \mu b \sqrt{2g} \left\{ \frac{2}{3} [(h + k)^{3/2} - k^{3/2}] + a \sqrt{h + k} \right\} \dots \dots 66)$$

albo też, z pominięciem wpływu  $h^{2/3}$  (w wewnętrznym nawiasie)

$$M = \mu b \sqrt{2g} (h + k) \left( \frac{2}{3} h + a \right) \dots \dots \dots 66a)$$

z których  $h$ , wyznaczyć można przez próby, albo jako niewiadomą 3-go stopnia. Przy określonej zaś z góry wartości  $h$ , wzory te nadają się wprost do obliczenia światła przepływu ( $b$ ).

Występujący w powyższych wzorach (55—66) współczynnik przepływu, względnie zwięzienia  $\mu$ , w ogólnych granicach ma wartość 0.80—0.95. Dawniejsi autorowie (Navier, Eytelwein) podawali wartości tego współczynnika, jako zależne tylko od kształtu czołowej ściany filarów. Doświadczenia nowszych, (Sonne, z pomiarów Harlachera\*) wykazały wpływ wielkości światła poszczególnych otworów międzyfilarowych.

H. Gamann\*\* podaje następujące wzory, celem obliczenia wartości tego współczynnika, zależnego od kształtu czołowej ściany filarów i wielkości ich odstępów ( $l$ ):

przy filarach, o ścianach czołowych ostrołukowo zakończonych :

$$\mu = 0.85 + 0.014 \sqrt{l} \dots \dots \dots 67a)$$

półkolistych:  $\mu = 0.78 + 0.021 \sqrt{l} \dots \dots \dots 67b)$

prostokątnych do nurtu rzeki :

$$\mu = 0.70 + 0.029 \sqrt{l} \dots \dots \dots 67c)$$

Wogóle przyjmować należy, przy powszechnie dziś stosowanych, ostro zakończonych (w rzucie poziomym) czołowych ścianach filarów,  $\mu = 0.90—0.95$ ; jeżeli zaś filary są wąskie, to przy wielkich światłach otworów mostowych, można przyjąć wartość prawie równą 1.

O wielkości potrzebnej powierzchni przepływu wody pod projektowanym mostem, mogą dać pewne przybliżone wskazówki istniejące już na tej rzece, dawniejsze mosty. Taki sposób obliczania używany jest powszechnie we Francji, gdzie mają wiele mostów, gdzie zatem o porównawcze daty nie jest trudno.

Jeżeli na danej rzece, w miejscu gdzie jej zlewnia wynosi  $S_1$  (klm<sup>2</sup>), istniejący, poprawnie założony most, posiada powierzchnię wolnego przepływu dla wielkiej wody  $F_1$  (m<sup>2</sup>),

\*) Patrz: Chr. Havestadt: Durchflussweite der Brücken und Durchlässe. Handb. der Ing. Wissenschaften: III Tom. 1892.

\*\*) H. Gamann: Hydraulik, und ihre Anwendung in der Kulturtechnik, Berlin 1909.



drugi, w miejscu o zlewni  $S_2$  — przepływ  $F_2$  i t. d., to na 1 km<sup>2</sup> zlewni, wynosi przy moście: I, II . . . i t. d.

powierzchnia przepływu:  $f = \frac{F_1}{S_1}, \frac{F_2}{S_2}$  . . . i t. d.

zatem średnio:

$$f = \frac{1}{n} \left( \frac{F_1}{S_1} + \frac{F_2}{S_2} + \dots + \frac{F_n}{S_n} \right) \dots \dots \dots 68)$$

stąd zaś dla projektowanego mostu, w miejscu gdzie zlewnia rzeki wynosi  $S$  — powierzchnia potrzebnego przepływu winna wynosić:

$$F = f \cdot S \dots \dots \dots 69)$$

Przy obliczaniu takim, pamiętać jednak należy, że o zdolności przeprowadzania wody, decyduje nie tylko wielkość powierzchni przepływu — ale i stosunek szerokości do głębokości (średnia głębokość), spiętrzenie i t. d., że zatem do porównania takiego, należałoby wprowadzać tylko podobne czynniki, względnie przy różnych — uwzględnić w dalszem obliczeniu zachodzące różnice.

### Przykłady:

1) Obliczyć otworzystość mostu drewnianego na rzece, dla której wielką wodę oznaczono na 280 m<sup>3</sup><sub>sek</sub>;  $B = 35.0\text{m.}$ ;  $F = 112.0\text{m}^2$ . Wielka woda nie może być spiętrzona.

$$T_u : a = \frac{112\text{m}^2}{35\text{m}} = 3.20\text{m}; \quad b = \frac{F}{\mu \cdot a}; \quad \text{dla } \mu = 0.95$$

$$b = \frac{112.0\text{m}^2}{0.95 \cdot 3.20\text{m}} = 36.64 \approx 37\text{m.}$$

Jeżelibyśmy przyjęli trzy przęsła po:  $l = \frac{37}{3} = 12.30\text{m}$ , a grubość jarzm po 0.80m, to otrzymamy odstęp przyczółków mostowych:

$$B_1 = 37.0 + 2 \cdot 0.80 = 38.60\text{m.}$$

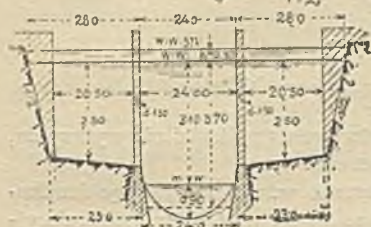
2) Obliczyć dla tej samej rzeki długość szluzu drewnianej, pod założeniem, że w. w. również spiętrzoną być nie może. W wypadku tym, wobec słupów zastawkowych stosunkowo gęsto ustawionych, przyjmują  $\mu = 0.90$ , zatem przy  $a = 3.20\text{m. j. w.}$

$$b = \frac{112.0}{0.90 \cdot 3.20} = 39.30\text{m.}$$

Przyjmując 20 zastawek, otrzymamy szerokość poszczególnej z nich:  $\frac{39.3}{20} = 1.96\text{m}$ . Celem oparcia tych zastawek, musimy ustawić 19 słupów zastawkowych; przyjmując słupy po 0.80m szerokie otrzymamy:  $d = 19 \cdot 0.80 = 5.70\text{m.}$ , a stąd:

$$B_1 = 39.3 + 5.70 = 45.0\text{m.}$$

Koryto rzeki musiałoby zatem być o 10m. rozszerzone. Prędkość wody przy zastawkach wynosiłaby  $c = \frac{M}{\mu \cdot F} = \frac{280}{0.9 \cdot 393 \cdot 9.20} = 2.50 \text{ m/sek}$ , podobnie jak w przekroju pierwotnym, zatem nie byłoby żadnego spiętrzenia.  $c = \frac{M}{F} = \frac{280}{112} = 2.5 \text{ m/sek}$ .



rys. 25.

3) Obliczyć otworzystość mostu na rzece, o przekroju podanym na rys. 25). Spadek zw. w. w. znaleziono:

$$i = 0.00150 = 1.5 \text{‰}$$

Dopuszczalne spiętrzenie wynosi 0.30m.

(Wedle Hermanka, dla środkowej partyi, w której:

$$t = 3.10 \text{ m} + 2 \cdot 0.9 = 3.70 \text{ m}; \quad \frac{b}{t} = 6.4 = \frac{24}{3.7}$$

zatem przy użyciu wzoru 42).

$$K_1 = 34 \sqrt[4]{3.70} \left( 1 - 0.25 \frac{3.70}{24.0} \right) = 45.34$$

$$c_1 = 45.34 \sqrt{3.7 \cdot 0.0015} = 3.38 \text{ m/sek}; \quad M_1 = 24.0 \cdot 3.70 \cdot 3.38 = 299.9, \text{ okrągło } 300 \text{ m}^3 \text{ sek.}$$

Dla bocznych części koryta, wedle wzoru 40b).

$$K_2 = 34 \sqrt[4]{2.50} = 42.67; \quad c_2 = 42.67 \sqrt{2.50 \cdot 0.0015} = 2.62 \text{ m/sek}$$

$$M_2 = F_2 \cdot c_2 = \frac{28 + 23}{2} \cdot 2.50 \cdot 2.62 = 166.80, \text{ okrągło } 167 \text{ m}^3 \text{ sek.}$$

Cała objętość w. w. wynosi zatem:  $M = M_1 + 2M_2 = 634 \text{ m}^3 \text{ sek.}$

Nad środkową partią przyjmuję jedno przesło, o świetle 24.00 m: Objętość wody, która tym otworem przepłynie, obliczam wedle wzoru 66), dla którego, wobec spiętrzenia w. w. o  $h = 0.30 \text{ m}$ , będzie:

$$F = 24 \cdot (3.70 + 0.30) = 96 \text{ m}^2, \text{ czyli w przybliżeniu:}$$

$$c = \frac{M}{F} = \frac{300}{96} = 3.12 \text{ m/sek}; \quad \text{zatem } k = \frac{3.12^2}{19.62} = 0.496.$$

Wedle wzoru 67a), właściwe:  $\mu = 0.85 + 0.014 \sqrt{24.0} = 0.918.$

Dla tych dat: ( $\mu = 0.918$ )

$$M = 0.918 \cdot 24.0 \cdot 4.43 \left\{ \frac{2}{3} \left[ (0.30 + 0.496)^{3/2} - 0.496^{3/2} \right] + 3.70 \sqrt{0.30 + 0.496} \right\}$$

$$= 345.90 \text{ m}^3 \text{ sek.} \text{ Pozostaje zatem: } 634 - 345.9 = 288.1, \text{ okrągło } 288 \text{ m}^3 \text{ sek do}$$

przeprowadzenia otworami bocznymi.

Ze wzoru 63), dla którego w niniejszym wypadku:

$$F + B \cdot h = \left( \frac{28 + 23}{2} \cdot 2.50 + 28 \cdot 0.30 \right) \cdot 2 = 144.30 \text{ m}^2 \quad (2 \text{ razy szerokość})$$

$$a = 2.50 \text{ m}; \quad \text{przyjmuję } \mu = 0.90;$$

$$\text{zatem } b = \frac{144.30}{0.9 \cdot 2.50 \sqrt{1 + 2 \cdot 9.81 \cdot 0.30 \left( \frac{144.30}{288} \right)^2}} = 40.74 \text{ m.}$$

czyli dwa przesła, o światłach okrągło po 20.50m. Jeżeli by filary środkowe miały grubość po:  $d = 1.50 \text{ m}$ , to otworzystość mostu (odległość przyczółków):  $B_1 = 24.0 + 2 \cdot 1.50 + 2 \cdot 20.50 = 68 \text{ m}$ . w stosunku do szerokości



zw. wody bez mostu, mierzącej 80m. Rozkład filarów i przyczółków, przedstawiałby się jak na rysunku 25.

Prędkość wody pod środkowym przesłem mostu, wedle wzoru 59, wynosiłaby:

$$c_1 = \frac{345 \cdot 90}{0 \cdot 918 \cdot 24 \cdot 0 \cdot 3 \cdot 70} = 4 \cdot 24 \text{ m/sek}$$

a pod bocznymi przesłami:

$$c_2 = \frac{144 \cdot 0}{0 \cdot 90 \cdot 20 \cdot 5 \cdot 2 \cdot 50} = 3 \cdot 12 \text{ m/sek}$$

Gdyby zachodziła obawa, że koryto tych prędkości nie wytrzyma, należałoby założyć odpowiednie ubezpieczenia dna.

4.) Jakiego spowodowalibyśmy spiętrzenie w. w., przyjmując środkowe przesło jak w przykładzie 3), a boczne — ze względów konstrukcyjnych, o świetlachs po 12·0m.

Zagadnienie to rozwiązać najłatwiej przez próby; przyjmując nprz.  $h = 0 \cdot 50 \text{m.}$ , należałoby obliczyć objętość przepływu przez każde z przesł, przy pomocy wzoru 66). Gdyby suma odpływu dała całą ilość prowadzonej przez rzekę w. w., to zagadnienie byłoby rozwiązane — w przeciwnym zaś razie, należałoby zrobić drugą próbę i t. d. Osobnym zagadnieniem byłoby tu znowu wyznaczenie prędkości wody pod mostem, a to celem zbadania, czy ze względu na stałość dna, obliczone spiętrzenie byłoby dopuszczalne.

**III. Przepusty.** Przy obliczaniu wymiarów przepustów drogowych, mogą znowu zachodzić dwa przypadki, a mianowicie zwierciadło wody w przepuszcie nie dotyka górnej konstrukcyi przepustu, alboważ też, możliwe i dopuszczalne jest tego rodzaju spiętrzenie wody przed przepustem, że zwierciadło wielkiej wody zakryje górną krawędź otworu przepustu.

a) Pierwszy przypadek przypomina wpływ wody do młynówki przez szluzę wpustową, przy którym młynówkę zastępuje przepust. Jakkolwiek wskutek zwiężenia przekroju nastąpi tu pewne spiętrzenie, to jednak zazwyczaj się tego spiętrzenia nie uwzględnia, gdyż z powodu, że woda do przepustu) przychodzi już z pewną prędkością, wielkość tego spiętrzenia, analogicznie do wzoru 57) wynosiłaby:

$$h = a \frac{c_1^2 - c^2}{2g} \dots \dots \dots d = 1 \cdot 5 \dots \dots \dots 70)$$

jeżeli przez  $c$ , nazwiemy prędkość wody powyżej przepustu, a  $c_1$  — w przepuszcie. — Wymiary otworu przepustu oblicza się przy pomocy wzorów dla kanałów, a więc najlepiej Darcy-Bazin'a lub Bazin'a (wzór 30, 31), przyjmując odpowiednią wartość na współczynniki  $\alpha$  i  $\beta$ , względnie  $n$ . Co do tych osta-

tnich, zauważyć należy, że dla przepustów nad potokami i rowami, niosącymi przy wielkiej wodzie wiele rumowiska, wartości odnośnych współczynników, przyjmować należy nie jakby to dla danego rodzaju ścian przepustu z tabel wypadało, lecz wartości mniej korzystne. W takich bowiem warunkach, ruch rumowiska spotrzebowuje sam dla siebie znaczną część spadku.

b) W drugim przypadku, t. j. gdy zw. wody wzniesie się ponad górną krawędź otworu przepustu i woda wypływa pod ciśnieniem, to przepływ wody ma znamiona przepływu przez rury, względnie przez lewary; odnośny sposób obliczenia podaje rozdział V, ustęp c.

**Przykład.** W nasypie kolejowym, przecinającym dolinę suchego ścieku, ma być zaprojektowany przepust murowany, sklepiony, 16 m.

długi. Objętość w. w. ustalono na  $Q = 5.85 \text{ m}^3/\text{sek}$ . Przekrój, części uregulowanej tuż przed przepustem, przedstawia rys. 26). Przekrój koryta uregulowanego:



rys. 26.

$$F = \frac{1.0 + 4.60}{2} \cdot 1.20 = 3.36 \text{ m}^2,$$

$$\text{zatem: } c = \frac{5.85 \text{ m}^3}{3.36 \text{ m}^2} = 1.74 \text{ m}_{\text{sek.}} = \frac{Q}{F}$$

Przyjmuję w przypuszczeniu prędkość  $2.50 \text{ m}/\text{sek}$ ; przy głębokości wody jak przed przepustem, t. j.  $1.20 \text{ m}$ :  $b = \frac{5.85}{2.50 \cdot 1.20} = 1.95 \text{ m}$ ; przyjmuję okrągło  $2.0 \text{ m}$ . Zatem pow. przepływu w przepuscie:  $F_1 = 2.0 \cdot 1.20 = 2.40 \text{ m}^2$ ;

$p_1 = 2.0 + 2 \cdot 1.20 = 4.40 \text{ m}$ ;  $r_1 = 0.545$ , a rzeczywiste:  $c_1 = 2.43 \text{ m}_{\text{sek.}} = \frac{5.85}{2.40} = 2.43$

Z zasadniczego wzoru 29)  $i = \frac{c^2}{K^2 \cdot r}$ ; ponieważ wedle tabl. na str. 38

dla  $n = 0.46$ ,  $r = 0.545$ , okrągło  $K = 53$ , zatem  $i = \frac{2.43^2}{53^2 \cdot 0.545} = 0.0038$ ;

Dno przepustu musi więc otrzymać spadek  $3.8\%$ .

Wielkość spiętrzenia u wlotu do przepustu, wedle wzoru 70) dla pierwszego przybliżenia, przy  $\alpha = 1.5$ , będzie  $h = 1.5 \cdot \frac{2.43^2 - 1.74^2}{19.62} = 0.22 \text{ m}$ ,

Ponieważ wskutek tego spiętrzenia, prędkość wody przed przepustem wynosiłaby nie  $1.74 \text{ m}_{\text{sek.}}$ , lecz:  $c' = \frac{5.85}{3.36 + 4.6 \cdot 0.22} = 1.33 \text{ m}_{\text{sek.}}$ , więc

rzeczywiste:  $h = 1.5 \cdot \frac{2.43^2 - 1.33^2}{19.62} = 0.32 \text{ m}$ .

Obliczenie to możnaby sprawdzić przy pomocy wzoru 66a), a mia-

nowicie dla:  $k = \frac{1.33^2}{19.62} = 0.09$ ; przy  $\mu$  wedle 67c):

$$K = \frac{c^2}{2g}$$

rowna 5  
c = 1.33



$$66a) \quad \mu = 0.70 + 0.029 \sqrt{2} = 0.74, \text{ byłoby:} \\ M = 0.74 \cdot 2.0 \cdot 4.43 \sqrt{0.32 + 0.09} \left( \frac{2}{3} \cdot 0.32 + 1.20 \right) = 5.900 \text{ m}^3 \text{ sek, a} \\ \text{zgodnie z założeniem.}$$

## C. Krzywa spiętrzenia.

Spiętrzenie wody na jazie powoduje podniesienie się pierwotnego zwierciadła wody w rzece, na znacznej długości powyżej jazu. Długość, na której to podniesienie jest jeszcze dostrzegalne, nazywamy dalekością spiętrzenia, albo cofką, a krzywą wedle której zwierciadło wody powyżej jazu się ustawi — krzywą spiętrzenia.

Zmiana pierwotnego zwierciadła wody, powoduje zwiększenie zwilżonego przekroju rzeki, przy równoczesnym zmniejszeniu spadku; w następstwie zatem, zmniejsza się pierwotna prędkość wody w rzece, w miarę zbliżania się do jazu. Spiętrzenie wody przy pomocy jazu, wywołuje więc zmienny ruch wody, który przy obliczaniu, względnie wykreślaniu krzywej spiętrzenia uwzględnićby należało. — Ujęcie jednak zmiennego ruchu wody we wzór, któryby uwzględnił ciągłe zmiany przekroju, spadku, oporów koryta i t. d. i dawał możność dokładnego wyznaczenia krzywej spiętrzenia jest bardzo trudne. Dlatego też w praktyce, zadawać się musimy przybliżonemi obliczeniami, upraszczając sobie ogólne założenie przyjęciem pewnego kształtu geometrycznego, jako stałego przekroju rzeki.

I.) G. Tolkmitt\*) przyjmując przekrój paraboliczny, (który z kształtów geometrycznych najlepiej odpowiada naturalnym, regularnie wyrobionym przekrojom rzek) i uwzględniając zasady zmiennego ruchu wody, ustawił dla regularnych przeszczeni rzek następujący wzór, na wyznaczenie krzywej spiętrzenia:

$$l_{(h, z)} = \frac{a}{i} \left\{ F \left( \frac{a+h}{a} \right) - F \left( \frac{a+z}{a} \right) \right\} \dots \dots \dots 71)$$

względnie, na wyznaczenie praktycznie dostrzegalnej dalekości spiętrzenia (cofki):

$$l = \frac{a}{i} F \left( \frac{a+h}{a} \right) \dots \dots \dots 71a)$$

\*) G. Tolkmitt: Grundlagen der Wasserbaukunst. II. wyd., opracowane przez prof. J. F. Bubendey'a. Berlin 1907.

We wzorach tych (rys. 27) oznacza:

$a$  = głębokość napełnienia parabolicznego przekroju rzeki niespiętrzonej.

Wielkość  $a$  oznacza się dla badanego stanu, ze zdjętego przekroju rzeki przy pomocy

$$\text{wzoru } a = \sqrt[3]{\frac{F'}{B}}$$

( $F'$  – powierzchnia

zwilżonego przekroju,  $B$  – szerokość zw. wody w tym przekroju).

Dokładniej można wyznaczyć głębokość  $a$ , wzięwszy pod uwagę dwa stany wody w zdjętym przekroju o różnicy wysokości  $\Delta t$ , dla których mamy  $F'_1$  przy szerokości  $B_1$  i  $F'_2$  przy  $B_2$ ; wtedy:

$$a + (a + \Delta t) = 2a + \Delta t = \sqrt[3]{\frac{F'_1}{B_1} + \frac{F'_2}{B_2}}$$

$h$  = wysokość spiętrzenia (na jazie) ponad pierwotne zwierciadło.

$z$  = wysokość spiętrzenia ponad pierwotne zwierciadło w danym miejscu, (jest zmienne od 0 do  $h$ ).

$i$  = spadek niespiętrzonej rzeki.

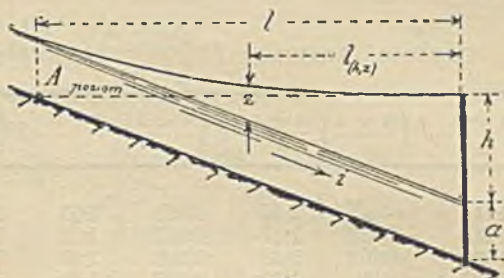
Zawarta we wzorach 71) i 71a) funkcja ma następującą wartość:

$$F' \left( \frac{a+z}{a} \right) = \frac{a+z}{a} - \frac{1}{4} \log_{\text{nat}} \left( 1 + \frac{2a}{z} \right) - \frac{1}{2} \arctg \left( 1 + \frac{z}{a} \right) + \frac{\pi}{4}$$

W celu ułatwienia rachowania, zestawił Tolkmitt niżej podaną tabelę wartości tej funkcji.

Z tabeli tej widać, że teoretycznie spiętrzenie wywołane jazem przesuwają się w nieskończoność, zbliżając się coraz bardziej do pierwotnego zwierciadła. Już jednak dla przekroju rzeki, którego zwierciadło leży o  $a$  wyżej niż zwierciadło spiętrzonej wody na jazie, spiętrzenie wywołane jazem wynosi tylko  $z < \frac{a}{100}$ . Praktycznie więc zanik wpływu spiętrzenia

radzi Tolkmitt przyjmować w tym punkcie przekroju podłuż-



rys. 27.



nego rzeki, w którym pozioma, poprowadzona przez zwierciadło wody na jazie — przecina dno teorytyczne, uzyskane z parabolicznego przekroju rzeki.

Tabela wartości  $F\left(\frac{a+z}{a}\right)$ , względnie:  $F\left(\frac{a+z}{a}\right)$

$\frac{a+z}{a}$	$F\left(\frac{a+z}{a}\right)$	$\frac{a+z}{a}$	$F\left(\frac{a+z}{a}\right)$	$\frac{a+z}{a}$	$F\left(\frac{a+z}{a}\right)$	$\frac{a+z}{a}$	$F\left(\frac{a+z}{a}\right)$
1.00	—∞	1.16	0.865	1.37	1.221	1.90	1.850
1.005	-0.102	1.17	0.887	1.38	1.235	1.95	1.904
1.01	+0.074	1.18	0.908	1.39	1.249	2.00	1.957
1.015	0.179	1.19	0.928	1.40	1.262	2.1	2.063
1.02	0.254	1.20	0.948	1.41	1.276	2.2	2.168
1.025	0.313	1.21	0.967	1.42	1.289	2.3	2.272
1.03	0.362	1.22	0.985	1.43	1.302	2.4	2.376
1.035	0.408	1.23	1.003	1.44	1.315	2.5	2.478
1.04	0.440	1.24	1.021	1.45	1.328	2.6	2.581
1.045	0.473	1.25	1.038	1.46	1.341	2.7	2.683
1.05	0.502	1.26	1.055	1.47	1.354	2.8	2.785
1.06	0.554	1.27	1.071	1.48	1.367	2.9	2.886
1.07	0.599	1.28	1.087	1.49	1.379	3.0	2.988
1.08	0.639	1.29	1.103	1.50	1.392	3.5	3.492
1.09	0.675	1.30	1.119	1.55	1.453	4.0	3.995
1.10	0.708	1.31	1.134	1.60	1.513	4.5	4.496
1.11	0.738	1.32	1.149	1.65	1.571	5.0	4.997
1.12	0.766	1.33	1.164	1.70	1.628	6.0	5.998
1.13	0.793	1.34	1.178	1.75	1.685	8.0	7.999
1.14	0.818	1.35	1.193	1.80	1.740	10.0	10.000
1.15	0.842	1.36	1.207	1.85	1.795	∞	∞

W takim wykresie, należy więc dno teorytyczne przyjąć w głębokości  $a$ , pod zaniwelowaniem zwierciadłem wody niespiętrzonej, a koniec cofki, (na rys. 27) w ten sposób narysowanej, wypadnie w punkcie  $A$ .

Wzór 71) <sup>nie posiada</sup> ~~nie posiada~~ <sup>nie posiada</sup>  $i$ , więc da się stosować nawet przy zmiennym spadku. Znaczne jednak różnice spadków, zmieniają wielkość  $F$ , zatem zmienia się obliczone  $a$  i cały rachunek. Przy znacznych więc zmianach spadku rzeki, należy podzielić ją na partye o mniej więcej stałych spadkach, obliczyć wysokość spiętrzenia w punkcie pierwszego załomu, idąc od jazu w górę i tę przyjąć za  $h$  dla dalszej partyi. Postępując tak dalej, wyznaczyć można całą krzywą spiętrzenia. W końcu zaznaczyć należy, że wyniki wzorów 71) i 71a) bywają raczej za wielkie niż za małe, co sam autor podnosi, a co w praktyce daje pewność, iż w rzeczywistości stosunki nie ułożą się gorzej, niż to obliczenie przedstawia.

### Przykłady :

1) Wskutek budowy jazu ma być zwierciadło wody w rzece, której:  $F = 28 \text{ m}^2$ ,  $B = 30 \text{ m}$ , spiętrzone o  $h = 1.20 \text{ m}$ . Spadek zw. wody znaleziono jednostajny:  $i = 0.0015$ . — Obliczyć długość cofki i odległość w której spiętrzenie  $z = 0.05 \text{ m}$ .

$$a = \frac{B}{2} \cdot \frac{28}{30} = 1.40 \text{ m}, \text{ zatem przy jazie: } a + h = 1.2 + 1.4 = 2.60$$

$$\frac{a + h}{a} = \frac{2.60}{1.40} = 1.857; \text{ z tabeli na str. 70}$$

$F(1.85) = 1.795$ ;  $F(1.90) = 1.850$ : przez interpolację

$$F(1.857) = 1.795 + \frac{1.850 - 1.795}{5} \cdot 0.7 = 1.803$$

zatem wedle wzoru 71a) długość cofki:

$$l = \frac{1.40}{0.0015} \cdot 1.803 = 1682.70 \text{ m}$$

Ponieważ zaś:  $\frac{a + z}{a} = \frac{1.40 + 0.05}{1.40} = 1.035$ , a  $F(1.035) = 0.403$  zatem

spiętrzenie  $z = 0.05 \text{ m}$  będzie powyżej jazu w odległości: (wzór 71).

$$l_{h,z} = \frac{1.40}{0.0015} (1.803 - 0.403) = 1306.6 \text{ m}.$$

Celem wyznaczenia kształtu całej krzywej, należałoby w podobny sposób obliczyć odległości od jazu dla przyjętych spiętrzeń naprzykład  $z = 0.10, 0.20, \dots, z = h = 1.20 \text{ m}$ .

2) Obliczyć dla tej samej rzeki i tych samych dat wielkość spiętrzenia w odległości 400 m. powyżej jazu.

Ze wzoru 71) po wstawieniu wartości, otrzymamy:

$$400 = \frac{1.40}{0.0015} \left\{ F\left(\frac{1.40 + 1.20}{1.40}\right) - F\left(\frac{1.40 + z}{1.40}\right) \right\}$$

mnożąc całe równanie przez odwrotność ułamka przed nawiasem, otrzymujemy po uporządkowaniu:

$$F\left(\frac{1.40 + 1.20}{1.40}\right) - \frac{400 \cdot 0.0015}{1.40} = F\left(\frac{1.40 + z}{1.40}\right)$$

Ponieważ zaś j. w.  $F\left(\frac{1.40 + 1.20}{1.40}\right) = 1.803$  zatem po wykonaniu

zaznaczonych działań:  $1.803 - 0.444 = 1.359 = F\left(\frac{1.40 + z}{1.40}\right)$ ; tej war-

tości  $F\left(\frac{a + z}{a}\right)$  odpowiada w tablicy na str. 70

$$\frac{a + z}{a} = 1.47 = \frac{1.40 + z}{1.40}$$

a stąd spiętrzenie w odległości 400 m. powyżej jazu.

$$z = 1.47 \cdot 1.40 - 1.40 = 0.658 \text{ m}.$$

3) Obliczyć dla dat przykładu 1) dopuszczalne spiętrzenie na jazie ( $h$ ), jeżeli w odległości 600 m. powyżej projektowanego jazu, znaj-



dują się ogrodzy, zezwalające na podniesienie zw. normalnej wody najwyżej o 0.50m.

W tem zagadnieniu:  $l_{(h,z)} = 600\text{m}$ ;  $z = 0.50\text{m}$ ;  $h$  — nieznanne

$$\frac{a+z}{a} = \frac{1.40+0.50}{1.40} = 1.357; \text{ z tabeli } F(1.357) = 1.203$$

zatem ze wzoru 71).

$$F\left(\frac{a+h}{a}\right) = \frac{0.0015 \cdot 600}{1.40} + 1.203 = 1.846$$

z tablicy odnośnie  $\frac{a+h}{a} = 1.895$ ; zatem dopuszczalne spiętrzenie:

$$h = 1.895 \cdot 1.40 - 1.40 = 1.25\text{m}.$$

II.) Wedle prof. **Rühlmanna**, krzywą spiętrzenia wyznaczyć można, przy pomocy wzoru, wedle którego wielkość spiętrzenia  $z$  (ponad pierwotne zwierciadło), w punkcie o  $x$  od jazu oddalonym, wynosi:

$$\frac{i \cdot x}{a} = F\left(\frac{h}{a}\right) - F\left(\frac{z}{a}\right) \dots \dots \dots 72)$$

Ponieważ w dalszym ciągu, prof. Rühlmann przyjmuje, że spiętrzenie zanika praktycznie tam, gdzie  $z < 0.01a$ , a z poniższej tablicy dla  $\frac{z}{a} = 0.01$ , wartość odnośnej funkcji,

$F\left(\frac{z}{a}\right) = 0.0067$ , zatem dalekość spiętrzenia, czyli długość cofki, oblicza się wzorem:

$$l = \frac{a}{i} \left\{ F\left(\frac{h}{a}\right) - 0.0067 \right\} \dots \dots \dots 73)$$

Oznaczenia przyjęto j. wyżej i na rys. 27), z tą tylko różnicą, że Rühlmann przyjmuje dla rzeki przekrój prostokątny, zatem:

$$a = \frac{F}{B}. \quad (F = \text{powierzchnia przekroju, } B = \text{szerokość zw. w.})$$

Wartość funkcji zawartej we wzorze 72) opiewa:

$$F\left(\frac{h}{a}\right) - F\left(\frac{z}{a}\right) = \frac{1}{3} \log_{\text{nat}} \frac{h}{2} + \frac{2}{3} \frac{h-z}{a} + \\ + \frac{1}{9} \frac{h^2 - z^2}{a^2} - \frac{1}{27} \frac{h^3 - z^3}{a^3} + \frac{1}{108} \frac{h^4 - z^4}{a^4} - \frac{1}{486} \frac{h^5 - z^5}{a^5} + \dots$$

\*) Dr. Rühlmann: Hydromechanik. II. Aufl. 1880.

Obliczanie ułatwia następująca tabliczka wartości funkcji

$$F\left(\frac{h}{a}\right), \text{ względnie: } F\left(\frac{z}{a}\right):$$

$\frac{h}{a}$ względnie $\frac{z}{a}$	$F\left(\frac{h}{a}\right)$ względnie $F\left(\frac{z}{a}\right)$	$\frac{h}{a}$	$F\left(\frac{h}{a}\right)$	$\frac{h}{a}$	$F\left(\frac{h}{a}\right)$	$\frac{h}{a}$	$F\left(\frac{h}{a}\right)$	$\frac{h}{a}$	$F\left(\frac{h}{a}\right)$	$\frac{h}{a}$	$F\left(\frac{h}{a}\right)$
0-010	0-0067	0-14	0-9751	0-31	1-3610	0-48	1-6324	0-95	2-2264	2-60	3-9768
0-015	0-1452	0-15	1-0051	0-32	0-9789	0-49	0-6468	1-00	0-2839	0-70	4-0789
0-020	0-2444	0-16	0-0335	0-33	0-3964	0-50	0-6611	0-10	0-3971	0-80	0-1808
0-025	0-3222	0-17	0-0608	0-34	0-4136	0-52	0-6893	0-20	0-5075	2-90	0-2826
0-030	0-3863	0-18	0-0869	0-35	0-4306	0-54	0-7170	0-30	0-6179	3-00	0-3843
0-035	0-4411	0-19	0-1119	0-36	0-4473	0-56	0-7444	0-40	0-7264	3-50	0-8914
0-040	0-4889	0-20	0-1361	0-37	0-4638	0-58	0-7714	0-50	0-8337	4-00	5-3958
0-045	0-5316	0-21	0-1595	0-38	0-4801	0-60	0-7980	0-60	0-2-9401	4-50	5-8993
0-050	0-5701	0-22	0-1821	0-39	0-4962	0-62	0-8243	0-70	0-3-0458	5-00	6-4020
0-06	0-6376	0-23	0-2040	0-40	0-5119	0-64	0-8503	0-80	0-1-508	6-00	7-4056
0-07	0-6958	0-24	0-2254	0-41	0-5275	0-66	0-8759	1-90	0-2-553	8-00	9-4097
0-08	0-7482	0-25	0-2461	0-42	0-5430	0-68	0-9014	2-00	0-3-594	10-00	11-412
0-09	0-7933	0-26	0-2664	0-43	0-5583	0-70	0-9267	0-10	0-4-631	15-00	16-414
0-10	0-8353	0-27	0-2861	0-44	0-5734	0-75	1-9888	0-20	0-5-664	20-00	21-415
0-11	0-8739	0-28	0-3054	0-45	0-5884	0-80	2-0495	0-30	0-6-694	30-00	31-415
0-12	0-9098	0-29	0-3243	0-46	0-6032	0-85	0-1095	0-40	0-7-720	50-00	51-416
0-13	0-9434	0-30	1-3428	0-47	1-6179	0-90	2-1683	2-50	3-8745	100-00	101-420

Na podstawie porównania obliczeń przy pomocy rozmaitych wzorów, z wynikiem niwelacji, rzeczywistej krzywej spiętrzenia, (przykład z kanalizacji Weltawy, poniżej Pragi) dochodzi Dr. Tolman\*) do wniosku, że wzór Rühlmanna daje wyniki, najbardziej zgodne z rzeczywistością. Zauważa jednak, że właściwiej byłoby może, zamiast  $a = \frac{F}{B}$  ( $F$  i  $B$  dla niespiętrzonego przekroju rzeki), przyjmować do obliczenia  $a$ , wartość na  $B = \frac{F_1}{h + z}$ , jeżeli pod  $F_1$  rozumiemy średnią powierzchnię z przekroju pierwotnego i ze spiętrzonego, a  $h$  i  $z$ , oznaczają wielkość spiętrzenia na końcach odnośnej partyi rzeki.

### Przykłady.

1) Rozwiązać zagadnienie 1) podane na str. 71). — Wedle Rühl-

$$\text{manna: } a = \frac{F}{B} = \frac{28}{30} = 0-93 \text{ m; } \frac{h}{a} = \frac{1-20}{0-93} = 1-29$$

\*) Dr. Tolman Bretislav: Beitrag zur Berechnung der Staukurven. Ostr. Wochenschrift für öffentl. Baudienst. 1905.



z tabelki:  $F(1.20) = 2.5075$ ;  $F(1.30) = 2.6179$

przez interpolację:  $F(1.29) = 2.5075 + \frac{2.6179 - 2.5075}{10} \cdot 9 = 2.6069$

zatem dalekość spiętrzenia wedle wzoru 73.)

$$l = \frac{0.93}{0.0015} (2.6069 - 0.0067) = 1612 \text{ m.}$$

Spiętrzenie wynoszące  $z = 0.05 \text{ m.}$ , wedle wzoru 72) będzie w odległości:

$$x = \frac{0.93}{0.0015} \left\{ F\left(\frac{1.20}{0.93}\right) - F\left(\frac{0.05}{0.93}\right) \right\}$$

$$\text{ponieważ } F\left(\frac{1.20}{0.93}\right) = 2.6069; F\left(\frac{0.05}{0.93}\right) = 0.5951$$

zatem  $x = \frac{0.93}{0.0015} (2.6069 - 0.5951) = 1247.8 \text{ m.}$

2) Rozwiązać zagadnienie 2), podane na str. 71). Wedle wzoru 72).

$$F \cdot \left(\frac{h}{a}\right) - \frac{i \cdot x}{a} = F\left(\frac{z}{a}\right); \text{ zatem; } F\left(\frac{1.20}{0.93}\right) - \frac{0.0015 \cdot 400}{0.93} = F\left(\frac{z}{a}\right)$$

a stąd dla:  $F\left(\frac{1.20}{0.93}\right) = 2.6069$ , będzie:  $F\left(\frac{z}{a}\right) = 2.6069 - 0.6451 = 1.9618$ ;

Tej wartości w tabl. odpowiada:  $\frac{z}{a} = 0.722$ ; stąd zaś:  $z = 0.722 \cdot 0.93 = 0.671 \text{ m.}$

III) Najprostszy, a często wystarczający sposób wyznaczenia krzywej spiętrzenia, polega na przyjęciu, że posiada ona kształt paraboli, o osi pionowej przechodzącej przez jaz, koniec zaś działania jazu (cofki), znajduje się w punkcie, w którym pozioma w wysokości spiętrzenia  $h$ , ponad spiętrzoną wodą na jazie leżąca, przecina pierwotne zwierciadło rzeki. Z założenia tego, jak i rys.

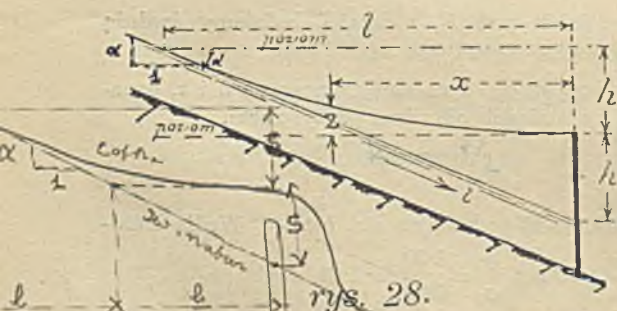
$$28) \text{ wynika } i = \frac{2h}{l},$$

a stąd długość cofki

$$l = \frac{2h}{i} \quad \dots \quad 74)$$

nie zależy ani od głębokości, ani od przekroju rzeki. To jest powodem, że wzór ten

przy znacznych głębokościach a małych spadkach, daje za małe  $l$ , a odwrotnie przy wielkich  $i$ , a małych głębokościach — za wielkie  $l$ , przyczem błąd rośnie w miarę oddalenia się od jazu.



Wedle prof Weyraucha, wzór 74) daje przy  $h = 1.30a$  wyniki zgodne z wynikami wzoru Rühlmanna.

$$\text{Dla } h > 1.30a \quad \text{będzie } l < \frac{2h}{i}$$

$$h < 1.30a \quad l > \frac{2h}{i}$$

W wypadkach gdzie chodzi o dokładniejsze oznaczenie krzywej spiętrzenia i jej dalekości, zwłaszcza celem stwierdzenia czy dany jaz nie będzie podtapiał innego zakładu, obliczenie przy pomocy wzoru 74) — nie jest właściwe.

Z równania paraboli, po wstawieniu ilości oznaczonych na rys. 28, otrzymamy spiętrzenie ponad poziom zwierciadła wody na jazie, w dowolnym punkcie o  $x$  od jazu oddalonym:

$$z = \frac{h}{l^2} \cdot x^2 \dots \dots \dots 75)$$

Dla uproszczenia rachowania, podzielić należy  $l$  na  $n$  równych części  $x$ , a wtedy dla punktu powyżej jazu położonego

$$\begin{array}{l} \text{o } x, \text{ będzie: } z_1 = \frac{h}{n^2} \cdot 1^2 \\ 2x, \quad z_2 = \frac{h}{n^2} \cdot 2^2 \\ \dots \dots \dots \\ nx = l, \quad z_n = \frac{h}{n^2} \cdot n^2 = h \dots \dots \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} z_1 \\ z_2 \\ \dots \\ z_n \end{array}} \right\} 75a)$$

Otrzymane jednak rzędne krzywej spiętrzenia, przyjętej jako parabola — nie są zgodne z rzeczywistością.

**Przykład.** Obliczyć długość cofki i rzędne krzywej spiętrzenia dla przykładu 1. podanego na str. 71) dla  $h = 1.20 \text{ m}$  i  $i = 1.5\%$

$$\text{Wedle wzoru 74) długość cofki: } l = \frac{2 \cdot 1.20}{0.015} = 1600 \text{ m.}$$

Dzieląc tę długość na cztery części ( $n = 4$ ), otrzymamy w punktach co 400 m. w górę jazu, spiętrzenie ponad poziom spiętrzonej wody na jazie, wedle wzoru 75a).

$$\text{w odległości: } 1 \cdot 400 \text{ powyżej jazu } \dots z_1 = \frac{1.20}{4^2} \cdot 1^2 = 0.075 \text{ m.}$$

$$2 \cdot 400 = 800 \text{ m. } \dots z_2 = \frac{1.20}{4^2} \cdot 2^2 = 0.300 \text{ m.}$$

$$3 \cdot 400 = 1200 \text{ m. } \dots z_3 = \frac{1.20}{4^2} \cdot 3^2 = 0.675 \text{ m.}$$

$$4 \cdot 400 = 1600 \text{ m. } \dots z_4 = \frac{1.20}{4^2} \cdot 4^2 = 1.20 \text{ m.}$$

Przy pomocy tych rzędnych, wykreślić można całą krzywą. — Wyniki powyższego rozwiązania są zgodne z wynikami wzoru Rühlmanna;



W przykładzie tym jednak zachodzi wypadek podany przez prof. Weyraucha, mianowicie  $h = 1.3a$ . — czem się ta zgodność wyników tłumaczy. W innym wypadku, wyniki byłyby znacznie różne.

W projektach jazów wkreślić należy krzywą spiętrzenia dla wszystkich stanów wody w rzece, które stosownie do warunków lokalnych mogą mieć wpływ na prawa osób trzecich, względnie które mogą naruszać interesy publiczne. W każdym razie podać należy krzywą spiętrzenia dla stanu najdłużej w roku trwającego i dla wielkich wód; pierwsza, potrzebna jest dla oceny stanu trwałego, jaki projektowany jaz wywoła, druga — dla wyjaśnienia, o ile wskutek budowy jazu pogorszą się stosunki przepływu wielkich wód. Obie zaś razem, dadzą nam wskazówki o potrzebnych miejscowych urządzeniach ochronnych (wały), względnie o słuszności żądań odszkodowania za podtapianie łąki, zakłady wodne i t. d. — Co do podtapiania gruntów i łąk, podać należy dla informacyi projektantów, że wedle ogólnych zasad\*), dla pól ornych požądaniem jest zwierciadło wody gruntowej w głębokości 1.0 — 1.25 m., dla łąk 0.50—1.0m. pod powierzchnią gruntu. Prof. Möller\*\*) radzi utrzymywać zw. wody gruntowej średnio przynajmniej:

przy łąkach o 0.50 m.

przy rolach o 1.00 m.

w ogrodach o 1.50—2.00 m pod powierzchnią gruntu.

Chwilowe podniesienie się zw. wody wskutek opadów lub w. w. w rzece, może dojść bez szkodliwego oddziaływania, przy łąkach do 0.20 m., rolach 0.5 m., ogrodach 0.70 m., pod powierzchnią gruntu.

W danym więc wypadku, po wkreśleniu krzywej spiętrzenia w profil podłużny rzeki — łatwo będzie ocenić, czy nie zachodzi potrzeba jakichkolwiek urządzeń ochronnych, względnie czy projektowane spiętrzenie nie narusza czyich praw.

## V. Kanały i rurociągi.

Jak już wyżej wspomniałem, kanały sztuczne o regularnych i jednostajnych przekrojach, prowadzące wodę stosunkowo czystą, z powodu małych oporów wymagają znacznie

\*) Handbuch der Ing.-wissenschaft III. Cz. 7 tom. IV. wyd. 1907. strona 114.

\*\*) Max Möller: Grundriss des Wasserbaues. Leipzig 1906.

mniejszych spadków, niż naturalne strumyki i rzeki. Z okoliczności tej korzystamy w ten sposób, że ujmując wodę z rzeki do sztucznego kanału, wyprowadzamy go na stoki zamykające dolinę rzeki, a prowadząc spadkiem mniejszym od spadku rzeki, uzyskujemy w miejscu ujścia do rzeki pewien stopień, który nam daje pożądaną spad użyteczny. Pozatem kanały sztuczne, krótko młynówkami zwane, doprowadzają użyteczną wodę, bez względu na uzyskanie spadu, do miejsc nadających się najlepiej na założenie motorów wodnych i odprowadzają ją stąd ponownie do rzeki.

Kanały fabryczne podzielić należy na zwykłe kanały (młynówki) otwarte, lub przykryte, w których woda przepływa nie dotykając zwierciadłem górnej konstrukcyi kanału, i na wodociągi, w których woda jest ze wszystkich stron zamknięta i ze wszystkich stron dotyka ścian rurociągu.

#### A. Kanały otwarte.

W zwyczajnych warunkach młynówki najczęściej są kopane w ziemi. Z powodu jednak stosunkowo małych prędkości wody, które obok łagodnych skarp są warunkami utrzymania kanału ziemnego w dobrym stanie, wymagają one stosunkowo wielkich przekroi; te zaś pociągają za sobą potrzebę kosztownego nieraz wykupna znacznego pasu ziemi. Dla uniknięcia więc nadmiernych kosztów, buduje się często młynówki w innym materiale, pozwalającym na większe prędkości i stromsze skarpy, nprz. drewniane, z brukowanymi brzegami, w całości murowane z kamienia lub cegły, względnie obecnie najczęściej betonowe. Tu zaliczyć należy rury kamionkowe, betonowe, kołowe, względnie o przekroju jajowym, używane przy kanalizacji miast. Młynówki wykonane z tych materiałów, jakkolwiek samych przez się droższych, jednak w stosunku do młynówek ziemnych, dopuszczające znacznie większe prędkości, mogą w danym wypadku, przy wysokiej cenie gruntu, wypaść stosunkowo taniej, niż ziemne. Pozatem w obec znacznych prędkości, przedstawiają takie młynówki środek przeciw zamarzaniu wody i tworzeniu się lodu. W naszych stosunkach klimatycznych, płynąca woda nie zamarza bowiem dopiero przy prędkości około  $1.50^{m}/_{sek}$ , której naturalne młynówki ziemne nie wytrzymują bez stosownego ubezpieczenia.



W młynówkach ziemnych (w glinie, piasku, ile) przyjmujemy zazwyczaj prędkości  $0\cdot50$ — $0\cdot80$ <sup>m</sup>/<sub>sek.</sub>. Przy prędkościach poniżej  $0\cdot50$ <sup>m</sup>/<sub>sek.</sub>, wymiary wypadają już bardzo znaczne, korzystniej więc byłoby użyć innych wytrzymalszych materiałów do budowy młynówki.

Prof. Friedrich zestawił w następującej tabelce, prędkości wody, dla odnośnego gruntu jeszcze nie szkodliwe:

Materiał młynówki kopanej	Prędkość w <sup>m</sup> / <sub>sek</sub>		
	u dna	w zwiercied.	średnia
Ziemia naniesiona, chudy ił . . .	0·08	0·15	0·10
Drobny piasek . . . . .	0·10	0·20	0·15
Ił tłusty . . . . .	0·15	0·30	0·25
Gлина i gruby piasek rzeczny . .	0·30	0·60	0·45
Ziemia żwirowa . . . . .	0·70	1·20	1·00
Ryniaki (Grobsteiniger Boden) . .	0·95	1·50	1·25
Zlepieńce i łupki . . . . .	1·40	2·20	1·85
Skały warstwowe . . . . .	1·80	2·75	2·25
Skały twarde, niewarstwowe . . .	3·15	4·25	3·70

Kanały o skarpach brukowanych, murowane lub z betonu, jak również z drzewa, pozwalają na prowadzenie wody przy prędkości  $1\cdot0$ — $3\cdot0$ <sup>m</sup>/<sub>sek.</sub>. Większych prędkości, zazwyczaj nie używa się, a to ze względu na stosunkowo wielką stratę spadku, jakaby większe prędkości powodowały. O wyborze dopuszczalnej prędkości, decyduje także wzgląd na ilość i stopień twardości i ostrości niesionego piasku i żwirku, które tarciem uszkadzałyby mogły dno i ściany młynówki. (Wzgląd bardzo ważny, zwłaszcza przy betonie i rurach betonowych, z gliny palonej i t. d.)

Największą prędkość w kanale fabrycznym, przyjęto w kanale doprowadzającym wodę do zakładu elektrycznego Niagara Falls Power Co, wciętym w twardej skale, w którym na długości 2150m. przepływa  $260\cdot5$ <sup>m<sup>3</sup></sup>/<sub>sek.</sub> wody — prędkością  $8\cdot35$  <sup>m</sup>/<sub>sek.</sub>. Przekrój zwilżony wynosi  $31\cdot2$ m<sup>2</sup>, spadek 7<sub>00</sub>. (Koehn: Ausbau von Wasserkräften 1908. str. 782 i 545).

W celu uniknięcia osadzania namułu, prędkość nie powinna wynosić mniej jak  $0\cdot20^m/\text{sek}$ , a osadzania grubego piasku (żwirku)  $0\cdot40-0\cdot50^m/\text{sek}$ .

W kanałach miejskich, zazwyczaj jako minimalną prędkość przyjmuje się  $0\cdot80^m/\text{sek}$  (aby unosiła części stałe, w wodzie się znajdujące), jako maksymalną zaś, do  $3\cdot0^m/\text{sek}$  (chwilowo przy w. w.), przy której jednak materiał ścian kanału narażony jest już na szybkie zniszczenie.

W ścisłym związku z prędkością wody w kanale, pozostaje spadek kanału. Zazwyczaj bywa więc tak, że dla danego gruntu, względnie materiału młynówki i przyjętej dla niego prędkości, musimy obliczyć spadek w jakim kanał założyć należy.

W kanałach doprowadzających wodę do motoru, czyli tzw. górnych, spadki wynoszą średnio około  $0\cdot4-0\cdot6\text{‰}$ , jakkolwiek w wykonanych poprawnie młynówkach, spotykamy często spadki znacznie mniejsze, oraz znacznie większe. W młynówkach prowadzących małe objętości wody, spadek zazwyczaj jest nawet znacznie większy od  $1\text{‰}$ . — W kanałach odprowadzających, czyli dolnych, bywają spadki zazwyczaj nieco większe (do  $1\text{‰}$ ), zwłaszcza zaś na pewnej długości tuż poniżej motoru, ( $1-2\text{‰}$ ) a to w celu łatwiejszego i szybszego odprowadzenia wody z pod motoru wodnego, względnie w celu zmniejszenia działania cofki wielkich wód z rzeki. — Przeciwnie zapatrywanie wypowiada Mattern, stwierdzając że często dno dolnego kanału zakładają w poziomie, a to celem wyzyskania ile możności całego spadku. Tego rodzaju założenie korzystnym mogłoby się okazać przy turbinach z rurą ssącą; przy innych motorach, w razie wyższych stanów wody w rzece, zbytnio utrudniałoby ruch zakładu.

Do obliczania przepływu wody w młynówkach, używamy powszechnie zasadniczego wzoru Chézy- Eitelweina (29), najlepiej we formie:

$$c = K \sqrt{r \cdot i} \quad i = \frac{c^2}{r K^2} \quad \dots \quad 76)$$

Wartość współczynnika  $K$ , wyznaczyć można najkorzystniej przy użyciu wzoru Darcy-Bazina t. j. 30) względnie 31) (tabliczka na str. 37), lub też wzoru uproszczonego przez Ganquileta i Kuttera 34). Podobnie używać można wzoru prof.



Franka (33). Natomiast pełny wzór Ganguilleta-Kuttera (32), mniej nadaje się do zastosowania przy młynówkach, bardzo często bowiem, wobec zależności współczynnika  $K$  od  $i$ ,  $r$  i  $n$ , mielibyśmy dwie niewiadome, a jedno tylko równanie do rozwiązania i obliczenia ich wartości. — Z nowszych wzorów, do obliczania młynówek nadają się najlepiej wzory Hermanka (40d), dające wcale dobre wyniki.

Występujący we wszystkich tych wzorach promień przekroju  $r$ , wywiera wielki wpływ na prędkość wody; wartość zaś tego promienia związana jest ściśle z kształtem przekroju młynówki.

Przy zwyczajnych młynówkach kopanych używamy przekroju trapezowego; ze stanu jednak starych młynówek wynika, że racjonalniejsze byłoby założenie przekroju o łęku kołowym, względnie parabolicznym, (przynajmniej dla obliczenia), do którego z czasem, mimo czyszczenia, wskutek osadzenia namułu, podmywania i osuwania się skarp, zbliża się każdy przekrój młynówkj ziemnej.

Nachylenie skarp zależy od zwięzłości ziemi, w której młynówka ma być wykopana. Zwyczajnie dajemy następujące nachylenia:

- |                                                                              |                            |
|------------------------------------------------------------------------------|----------------------------|
| a) grunt kamienisty, marglowy, twarda<br>zbita ziemia torfowa . . . . .      | 1 : $m$ = 1 : 0·5 do 1 : 1 |
| b) glina, ziemia gliniasta, torfiasta . . . . .                              | 1 : 1 do 1 : 1·25          |
| c) zwykły czarnoziem, piaskowata<br>glina lub gliniasty piasek, ił . . . . . | 1 : 1·5                    |
| d) pokład piaskowy, ziemia lekka<br>unośna, lekki torf . . . . .             | 1 : 2 do 1 : 2·5           |

Młynówki z drzewa i murowane lub z betonu, mają zwykle przekrój prostokątny; ostatnim, dają często u dołu łęk kołowy. Przy przekroju trapezowym, najkorzystniejsze nachylenie skarp stanowi kąt  $60^\circ$ , czyli nachylenie 1 : 0·577, albo w przybliżeniu 1 : 0·5. Takie też nachylenie należy przyjmować przy skarpach ubezpieczanych suchym murem, brukiem na zaprawie, względnie wykonanych z betonu, przy przekroju podanym na rys. 30.

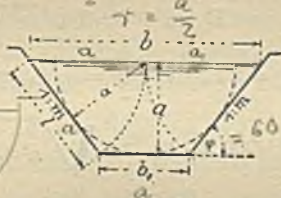
Ponieważ opory ruchu wody, pochodzące od kształtu przekroju, maleją w miarę zwiększenia się promienia przekroju (jak to wynika ze wzoru 29), najkorzystniejszym przekrojem będzie taki, którego promień, dla danego  $F'$  (powierzchni),

$a$  (głębokości), i  $\frac{1}{m}$  (nachylenia skarp), będzie największy. Takim zaś będzie promień przekroju opisanego na półkołu, zakreślonym z punktu leżącego na zwierciadle wody, promieniem równym przyjętej głębokości  $a$ . (rys. 29)

Przy powyższem założeniu, dla przekroju trapezowego długość skarpy bez względu na nachylenie jest równą połowie szerokości zwierciadła wody.

Przekrój taki nazywamy najkorzystniejszym z tego powodu, ponieważ przy danej powierzchni i prędkości wody — wymaga najmniejszego spadku, celem przeprowadzenia danej ilości wody, przy danej zaś powierzchni i spadku — daje największą prędkość, względnie przy danej ilości wody i danym spadku — wymaga najmniejszej powierzchni przekroju

$$F = \frac{2a^2}{2} \cdot a \quad p = 3 \cdot a$$



rys. 29.

Dla oznaczeń podanych na rys. 29. w: A) najkorzystniejszym przekroju trapezowym:

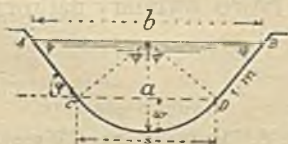
$$\bar{a} = \sqrt{\frac{F \sin \varphi}{2 + \cos \varphi}} = \sqrt{\frac{F}{2\sqrt{1+m^2} - m}} \quad (77)$$

$$r = \frac{a}{2} \quad (78)$$

Inne wymiary, jak dla każdego trapezu, przy nachyleniu skarp oznaczonem przez  $1:m$ , oblicza się przy pomocy wzorów:

$$\left. \begin{aligned} b &= \frac{F}{a} + a \cotg \varphi = \frac{F}{a} + a m \\ b_1 &= \frac{F}{a} - a \cotg \varphi = \frac{F}{a} - a m \\ F &= (b - m a) a = (b_1 + m a) a \\ p &= b_1 + 2l = b_1 + 2\sqrt{a^2 + (ma)^2} = b_1 + 2a\sqrt{1+m^2} \end{aligned} \right\} (79)$$

B) w przekroju trapezowym, z łukiem kołowym rys. 30,



rys. 30.

$$a = \sqrt{\frac{F}{\pi \frac{\varphi}{180} + \cotg \varphi}} \quad (80)$$

$$F = a^2 \left( \pi \frac{\varphi}{180} + \cotg \varphi \right) \quad (81)$$

\* Skarpy mają być nachylenie pod kątem  $\varphi = 60^\circ$ ,  
 ...



$$\left. \begin{aligned} b &= \frac{F'}{a} + a \cotg \varphi = \frac{F'}{a} + a m \\ p &= 2a \left( \pi \frac{\varphi}{180} + \cotg \varphi \right) \\ r &= \frac{a}{2} \dots \dots \dots \end{aligned} \right\} 81)$$

C) w przekroju prostokątnym:

$$a = \sqrt{\frac{F'}{2}} = \frac{b}{2}; \quad b = b_1 = \sqrt{2F'}; \quad r = \frac{b}{4} = \frac{a}{2} \dots \dots 82)$$

W innym przekroju z łukiem kołowym, o promieniu koła  $R$ , skarpach  $1 : m$  (rys. 30), jeżeli środek koła  $O$  leży ponad, lub pod zwierciadłem wody, należy osobno obliczyć powierzchnię trapezu, a osobno odcinka kołowego poniżej  $\overline{CD}$  położonego. Podobnie obliczyć należy i obwód zwilżony  $p$ .

Przy oznaczeniach przyjętych na rys. 30.):

długość cięciwy  $\overline{CD}$ :  $s = 2R \sin \varphi = \sqrt{w(2R-w)}$

strzałka łuku:  $w = R(1 - \cos \varphi) = 2R \sin^2 \frac{\varphi}{2} = \frac{s}{2} \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2}$

długość łuku  $CD$ :  $l = \pi R \frac{2\varphi}{180} = 0.034906 R \cdot \varphi \approx \sqrt{s^2 + \frac{16}{3} w^2}$

powierzchnia odcinka:  $f = \frac{R^2}{2} \left( \frac{\pi}{180} 2\varphi - \sin 2\varphi \right) = \frac{R^2}{2} (0.034906 \varphi - \sin 2\varphi)$

Przy danej cięciwie i strzałce łuku, promień koła w przybliżeniu

$$R = \frac{s^2}{8w} + \frac{w}{2}$$

W płaskim łuku, w przybliżeniu:  $w = \frac{s^2}{8R}$ ;  $f = \frac{w^3}{2s} + \frac{2sw}{3}$

Poniższa tabliczka\*) podaje wartości poszczególnych wymiarów najkorzystniejszych przekroi, o najczęściej używanem nachyleniu skarp — jako funkcye powierzchni  $F'$ . Przyjmując przy danej objętości wody — dopuszczalną dla odnośnego materiału — prędkość wody, obliczamy wielkość  $F'$ , a przy pomocy poniższej tabliczki, obliczamy łatwo wymiary najkorzystniejszego przekroju.

\*) Wzięta częściowo z podręcznika: S. Deutsch: Der Wasserbau. Leipzig 1906.

Nachylenie skarp			Przekrój trapezowy				Przekrój trapez. z łę- kiem kołowym (rys. 30)	
1:m	kąat $\varphi$		głębokość $a$	szerokość dna $b_1$	szerokość zwierciadła $b$	promień przekroju	$\pi \frac{\varphi}{180} + \cotg \varphi$	głębokość $a$
	o	'						
1:0:0	90	(prostokąt)	0.707VF	1.414VF	1.414VF	S C	1.5708	0.798 VF
1:0:25	75	57 50	0.743	1.160	1.531		1.5758	0.796
1:0:5	63	26 06	0.759	0.938	1.697		1.6071	0.789
1:0:75	53	07 48	0.756	0.756	1.890		1.6773	0.772
1:1:0	45	00 00	0.740	0.612	2.091		1.7854	0.748
1:1:25	38	39 35	0.716	0.502	2.292		1.9247	0.721
1:1:5	33	41 24	0.689	0.418	2.485		2.0880	0.692
1:2:0	26	33 51	0.636	0.300	2.844		2.4634	0.637
1:2:5	21	48 05	0.589	0.226	3.170		2.8805	0.589
1:3:0	18	26 06	0.548VF	0.179VF	3.470VF		3.3218	0.548 VF

*Najkorzystniejszą przekroją wypadają za głębokość, w której się wzięli  
względem brzośniej przyjmując się je przytroc.*

Zaznaczyć tu należy, że za małe głębokości (poniżej 0.60m.) ułatwiają zamarzanie, mogą być w zimie przyczyną poważnych trudności w ruchu zakładu.

Ze względu na wykorzystanie wyższych stanów wody dla ruchu zakładu, obliczać należy przekroje młynówek, nie tylko na objętość stałego dopływu — ale i na objętość zwiększoną, ograniczoną wielkością motorów wodnych, które zakład posiada. Ponieważ w obliczonym dla stałego dopływu przekroju młynówki, większa objętość, płynąc większą głębokością — będzie miała większą prędkość, należy tę okoliczność w obliczeniu uwzględnić, aby w przyjętym przekroju, przy wyższych objętościach wpuszczanych przez szluzę wpustową, nie mogły wystąpić prędkości, któreby zagrażały trwałości ścian i dna młynówki.

Najczęściej powtarzające się wypadki obliczeń wymiarów i spadków młynówek, podają następujące przykłady, wraz z przykładem 2) na str. 42.

### Przykłady.

1) Obliczyć wymiary i spadek młynowski, kopanej w gruncie ornym (gliniastym) dla  $2.40m^3$ /sek wody.

Przyjmuję nachylenie skarp 1:1.5 ( $m = 1.5$ ), prędkość  $0.60m$ /sek.

Potrzebny przekrój mierzyć musi:

$$F = \frac{2.40m^3}{0.60m} = 4.0 m^2.$$



Głębokość najkorzystniejszego przekroju, wynosiłaby wedle tabl. na str. 83.

$a = 0.689 \sqrt{4} = 1.38 \text{ m}$ ; przyjmuję głębokość mniejszą, mianowicie  $0.80 \text{ m}$ , zatem wedle wzoru 79.)

$$b = \frac{4.0}{0.8} + 0.8 \cdot 1.5 = 6.20 \text{ m}; \quad b_1 = \frac{4.0}{0.8} - 0.8 \cdot 1.5 = 3.80 \text{ m}.$$

$$p = 2\sqrt{0.8^2 + (1.5 \cdot 0.8)^2} + 3.8 = 6.68 \text{ m}; \quad r = \frac{4.0}{6.68} = 0.60 \text{ m}.$$

Z tabl. na str. 37, wedle Bazin'a dla kategorii V. t. j.:  $n = 1.30$ ;  $K = 32.5$  zatem ze wzoru 76:)

$$i = \frac{0.60^2}{0.6 \cdot 32.5^2} = 0.000568 = 0.568\text{‰} \text{ okrągło } 0.6 \text{ ‰}$$

Q ile zaokrąglenie to nie jest znaczne, obliczenie całe można uważać za skończone. Gdyby chodziło o dokładną głębokość wywołaną takim zaokrągleniem spadku, należałoby ją wyznaczyć następująco. W obliczonym wyżej przekroju, przy spadku  $0.6\text{‰}$  prędkość będzie:

$$c' = 32.5 \sqrt{0.6 \cdot 0.0006} = 0.62 \text{ m/sek.}$$

a pełnym przekrojem przepływałaby  $M' = 4.0 \cdot 0.62 = 2.48 \text{ m}^3 \text{ sek.}$  Głębokość  $0.80 \text{ m}$ . jest więc za duża. Przyjmuję  $a = 0.76 \text{ m}$ . zatem przy obliczonym wyżej  $b_1 = 3.80 \text{ m}$ , będzie:

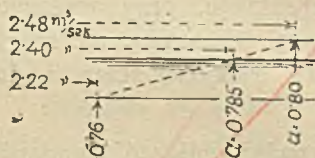
$$F_1 = (3.80 + 1.5 \cdot 0.76) \cdot 0.76 = 3.75 \text{ m}^2; \quad p_1 = 2\sqrt{0.76^2 + (1.5 \cdot 0.76)^2} + 3.8 = 6.54 \text{ m}.$$

$$r_1 = \frac{3.75 \text{ m}^2}{6.54 \text{ m}} = 0.57 \text{ m}; \text{ przez interpolację z tabl. na str. 37.}$$

$$K_1 = 32.5 - \frac{32.5 - 31.6}{5} \cdot 3 = 32.0.$$

Przy spadku  $i = 0.6\text{‰}$  i głębokości  $0.76 \text{ m}$ , prędkość wynosiłaby:

$$c_1 = 32.0 \sqrt{0.57 \cdot 0.0006} = 0.59 \text{ m/sek}; \quad M_1 = 3.75 \cdot 0.59 = 2.22 \text{ m}^3 \text{ sek}$$



rys. 31.

Dla otrzymanej głębokości  $a = 0.785 \text{ m}$ , obliczam dla sprawdzenia spadek przy pomocy Hermanka. (wzór 40d.) Tu będzie:

$$t = \frac{F}{b} = \frac{4.0}{6.20} = 0.645 \text{ m}; \quad K = 34 \sqrt{0.645} = 30.46 \text{ (dla ziemi } m = 0)$$

$$\text{a ze wzoru 76)} \quad i = \frac{0.60^2}{0.645 \cdot 30.46^2} = 0.000601$$

a więc zupełnie zgodnie z zaokrąglonym spadkiem  $0.6\text{‰}$ .

2) Obliczyć wymiary młynówki kopanej w ziemi zbitej, która na długości  $800 \text{ m}$ . ma przeprowadzać  $4.0 \text{ m}^3 \text{ sek}$  wody. Dopuszczalna prędkość

nie może przekraczać  $0.75 \text{ m}_{\text{sek}}$ . Spadek zw. wody dany, gdyż zw. wody przy szluzie wpustowej leży na znamieniu 208.52, u wlotu zaś do komory turbinowej na 207.84. — Spadek zw. wody wynosi zatem:

$$i = \frac{208.52 - 207.84}{800} = 0.00085 = 0.85 \text{‰}$$

Przyjmuję nachylenie skarp  $1:1.25$  ( $m = 1.25$ ). Wedle założenia przekrój młynówki mierzyć musi:  $F = \frac{M}{C} = \frac{4.00}{0.75} = 5.333 \text{ m}^2$

Głębokość najkorzystniejszego przekroju, wedle tabl. na str. 83 wynosiłaby:  $a = 0.716 \sqrt{5.333} = 1.654 \text{ m}$ ;  $r = \frac{a}{2} = 0.827$

Jak to z własności najkorzystniejszego przekroju wynika, przekrój taki przy danej powierzchni i spadku — daje największą prędkość. Jeżeliby więc obliczona w takim przekroju prędkość była mniejsza jak dopuszczalna, ( $0.75 \text{ m}_{\text{sek}}$ ) to rozwiązanie zagadnienia byłoby niemożliwe. Należałoby więc zmienić materiał młynówki tak, by zwiększyć  $K$ , czyli należałoby skarpy obrukować lub t. p.

W przykładzie, przy  $n = 1.30$ ; z tabl. na str. 37 przez interpolację:

$$K = 35.5 + \frac{36.7 - 35.5}{100} \cdot 27 = 35.8$$

zatem:  $c = 35.8 \cdot \sqrt{0.827 \cdot 0.00085} = 0.95 \text{ m}_{\text{sek}}$ , a więc rozwiązanie jest możliwe.

Przyjmuję drugi raz  $r=0.50$ ;  $K=30.6$ ;  $c=30.6 \sqrt{0.5 \cdot 0.00085} = 0.63 \text{ m}_{\text{sek}}$ .

Z interpolacji wykreślonej — (jak na rys. 31.), lopuszczalnej prędkości  $c = 0.75 \text{ m}_{\text{sek}}$ , odpowiada  $r = 0.62$ .

Ze wzoru:  $r = \frac{F}{p}$ , po wstawieniu wartości ze wzoru: 79.)

$$p = \frac{F}{r} = b_1 + 2a \sqrt{1+m^2}. \quad \text{Dla: } m = 1.25; \quad m^2 = 1.56,$$

$$\text{będzie: } p = \frac{5.333}{0.62} = 8.60 = b_1 + 2a \sqrt{2.56}$$

stąd zaś po wykonaniu:  $b_1 = 8.6 - 3.2a$  . . . . . I.)

ponieważ zaś ze wzoru 79):  $F = 5.333 \text{ m}^2 = (b_1 + m a) a$

zatem:  $5.333 = (8.60 - 3.2a + 1.25a) a = 8.60a - 1.95a^2$

czyli:  $a^2 - 4.41a + 2.735 = 0$

$$\text{a stąd: } a = \frac{4.41}{2} + \sqrt{\frac{4.41^2}{4} - 2.735} = 0.747 \text{ m}.$$

po wstawieniu we wzór I.):  $b_1 = 8.60 - 3.2 \cdot 0.747 = 6.21 \text{ m}$ ;

czyli:  $b = 6.21 + 2 \cdot 1.25 \cdot 0.747 = 8.07 \text{ m}$ .

Dla sprawdzenia przeliczymy: (według wzorów 79.)

$$\left. \begin{aligned} F &= (6.21 + 1.25 \cdot 0.747) \cdot 0.747 = 5.3335 \text{ m}^2 \\ p &= 6.21 + 2 \cdot 0.747 \sqrt{1 + 1.25^2} = 8.60 \text{ m} \end{aligned} \right\} r = \frac{5.3335}{8.60} = 0.62$$



z tablicy:  $K = 32.5 + \frac{33.3 - 32.5}{5} \cdot 2 = 32.8$ ; zatem:

$c = 32.8 \sqrt{0.62 \cdot 0.00085} = 0.753 \text{ m}_{\text{sek}}$ , a więc zgodnie z założeniem.

Gdyby w powyższem obliczeniu  $a$  wypadło zbyt małe, to kanał byłby bardzo szeroki, więc zadanie byłoby również praktycznie nierozwiązalne; należałoby więc zwiększyć  $c$ , przy odpowiedniem ubezpieczeniu dna i skarp młynówki.

Po obliczeniu wymiarów i spadku młynówki, jako punkt wyjścia zwierciadła wody u rozgałęzienia przy rzece, przyjąć należy wysokość dozwolonego spiętrzenia wody roboczej w rzece, pomniejszoną o stratę ( $h_0$ ) u wlotu do młynówki. Ponieważ każda młynówka, tak ze względu na poprawne funkcyonowanie i ochronę przed zalewem przez wielkie wody, jak i ze względów publicznych (aby nie zwracała kierunku odpływu wielkich wód), zasadniczo powinna u wlotu posiadać szluzę wpustową, zatem wielkość straty ( $h_0$ ), obliczać należy wedle sposobów podanych na str. 55. Celem zmniejszenia wielkości  $h_0$ , urządzają wlot młynówki lejkowato ku rzece rozszerzony. Próg szluzy wpustowej powinno się zakładać nieco ponad dnem rzeki, aby młynówkę ochronić przed zamulaniem lub zażwirowaniem. Już z tego powodu, często przy małych spiętrzeniach należy w początku, we wlocie — przekrój młynówki urządzić płytszy a szerszy, który dopiero w kilkumetrowej odległości przechodzi w normalny przekrój młynówki. W poprawnych urządzeniach należałoby przy wlocie umieścić osadniki z szluzami płuczającymi, które bardzo skutecznie wpływają na utrzymanie poprawnego stanu młynówek.

Celem wstrzymania niesionych przez wodę kawałów drzewa, liści, śmiecia i t. d. daje się często u wlotu do młynówki, a zawsze przed wlotem do komory turbinowej kraty żelazne, które również zależnie od gęstości i przekroju prętów — powodują pewną stratę ciśnienia (od 2—15 cm). Odstęp prętów krat przed turbinami przyjmuje się 20—30  $\text{m}/\text{m}$ , przed kołami wodnemi około 30—50  $\text{m}/\text{m}$ , a w kratkach dla wstrzymania większych przedmiotów nawet 10—15 cm. — W Prusiech ustawowo wymagane są kraty przed turbinami, ze względu na ochronę ryb, któreby musiały ginąć wskutek uderzeń o ściany kół turbin. — Kraty te umieszcza się zwykle w dolnem rozszerzeniu kanału przed motorami, wymaganem nprz. dla turbin dla uniknięcia wirów, oraz by prędkość wody przy wejściu do turbiny nie wynosiła więcej niż 50  $\text{m}/\text{sek}$ .

Ujście dolnej młynówki do rzeki urządza się zazwyczaj w ten sposób, że zwierciadło wody młynówki wpada w zwierciadło normalnej wody rzeki (t. j. stanu najdłużej trwającego). O ileby jednak w takim wypadku motor był narażony na podtapianie w czasie wielkiej wody, to wielkość tego podtapiania, oznaczyć można przy pomocy wzoru 71) lub 72), jeżeli tylko znamy różnicę ( $h$ ), pomiędzy wysokością normalnej i wielkiej wody w rzece przy ujściu młynówki. — Takie podtapianie, wymagające odpowiedniego doboru i osadzenia motorów wodnych, nie może zanadto zmniejszać spadu użytecznego zakładu, wyjąwszy chyba przypadek że trwa krótko i powtarza się rzadko, przyczem czas ten użyć można do skutecznego napraw.

O stosunku długości młynówki górnej do dolnej, decydują w każdym wypadku stosunki miejscowe. Zapatrywania ogólne w tym kierunku są bardzo różne i tak, ze względu na dozór urządzeń młynówki i jazu, usuwania lodu z młynówki górnej, (aby nieuszkodził motoru) uniknięcia nasypów i t. d. korzystnym będzie skrócenie młynówki górnej. Natomiast często długa młynówka, prowadzona stokiem górskim zamykającym dolinę, jest głównym warunkiem uzyskania pożądanego spadu użytecznego. Długości wykonanych młynówek górnych dochodzą do dziesiątek klm. — W młynówkach dolnych, zazwyczaj głęboko wciętych w teren, tworzenie się lodu jest trudniejsze i mniej dla zakładu szkodliwe, jak przed motorami. Natomiast właśnie to znaczne wcięcie w teren, wymaga wielkich wykopów i wielkich kosztów. Znaczniejszy spadek młynówki dolnej, na większych długościach powoduje znaczną stratę spadu użytecznego, natomiast zmniejsza, względnie usuwa zupełnie następstwa cofki rzeki od ujścia młynówki. Ważnym za to argumentem przemawiającym na rzecz długich młynówek górnych jest to, że znajdujący się w takiej młynówce zapas wody może odgrywać rolę regulatora dopływów, wyrównując do pewnego stopnia wahania ilości ujętej wody. W praktyce, w tym kierunku decydować muszą zawsze stosunki lokalne, terenowe, komunikacyjne i t. d. i inne względy, które wpływają na wybór miejsca pod przyszły zakład wodny.

## B. Kanały zamknięte.

W okolicach górskich, wykonanie otwartego kanału dla celów prowadzenia wody użytecznej w stromych stokach gór-



skich, natrafia na wielkie trudności, staczające się zaś ze stoków rumowisko, względnie w zimie — śnieg i lód, zasypywałyby taki kanał otwarty, uniemożliwiając prowadzenie zakładu wodnego. Z tych powodów buduje się często w takich warunkach sztolnie, względnie przy małych objętościach wody użytkowej, prowadzi się ją w rurowych kanałach zamkniętych, wkopanych w stok góry. Kanałów takich używa się także w kanalizacji miast, celem odprowadzenia wód zużytych i opadowych z zabudowanych obszarów. Wspomiane wyżej sztolnie, umożliwiają często przerzucenie wody danego potoku, pod działaniem wód do doliny innego potoku, przyczem uzyskuje się znaczne spady użyteczne. Okoliczność ta w urządzonych ostatnio wielu zakładach o sile wodnej w terenie górzystym, została z korzyścią wyzyskana

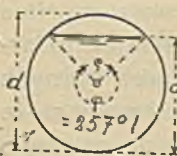
Sposób obliczenia wymiarów takich sztolni, wymaganych dla prowadzenia wody, podaje ustęp A. tego rozdziału. Tu zajmujemy się tylko kanałami rurowymi.

W praktyce znalazły głównie dwa typy zamkniętych kanałów betonowych, względnie murowanych — ogólne zastosowanie, mianowicie kanały o przekroju kołowym — dla objętości wody bardziej stałych i o przekroju jajowym, dla objętości wody, ulegających znacznie większym zmianom. — Do obliczania wymiarów takich kanałów zamkniętych, nadaje się najlepiej uproszczony przez Kuttera wzór Bazin'a (34), przy zastosowaniu ogólnego wzoru 29), względnie, 76). — Wartość na  $\delta$ , dla rur betonowych przyjmować należy pomiędzy 0.27 a 0.45. średnio 0.35. — Używać można też nowego wzoru Bazin'a 31), przyjmując  $n = 0.16 - 0.46$ , zależnie od stopnia wygładzenia ścian.

Przekrój i obwód zwilżony przekroju kołowego (rys. 32.), przy częściowym napełnieniu, oblicza się wedle wzoru:

$$F = \left( \frac{\pi}{180} \varphi - \sin \varphi \right) \frac{d^2}{8} = \frac{\pi}{4} d^2 - \frac{d^2}{8} \left( \frac{\pi}{180} \varphi - \sin \varphi \right) \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} 83)$$

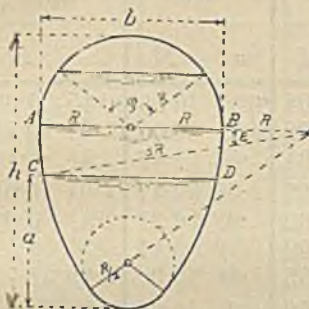
$$p = \frac{\varphi \pi}{360} \cdot d; \quad r = \frac{F}{p} = \left( \frac{\varphi \pi - \sin \varphi 180}{\varphi \pi} \right) \frac{d}{4}$$



Stona  
cienia  
mian  
użytk.  
rys. 32.

$$\left( \frac{\pi}{180} = 0.017453; \frac{\pi}{360} = 0.0087265 \right)$$

↳ Dla przekroju jajowego o stosunku  $h : b = 3 : 2$ , przy oznaczeniach podanych na rys. 33. ( $R =$  promień koła.):



rys. 33.

a) dla napełnienia zupełnego:

$$\left. \begin{aligned} F_z &= 4.594 R^2 = 0.51 h^2 \\ p_z &= 7.93 R = 2.64 h \\ r_z &= 0.579 R = 0.193 h \end{aligned} \right\} 84)$$

b) dla napełnienia do węzłowania (AB):

$$\left. \begin{aligned} F_w &= 3.023 R^2 = 0.336 h^2 \\ p_w &= 3.788 R = 1.596 h \\ r_w &= 0.631 R = 0.21 h \end{aligned} \right\} 85)$$

c) Dla napełnienia ( $a$ ) sięgającego

poniżej węzłowania, (np. do  $CD$ ) obli-

cza się powierzchnię przepływu ( $F_a$ ), przez odjęcie powierzchni  $ABCD$  — od  $F_w$ , przyczem:

$$\text{pow. } ABCD = 3R^2 \left( \frac{\pi \varepsilon}{60^\circ} + \frac{3}{2} \sin 2\varepsilon - 4 \sin \varepsilon \right)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{zatem: } F_a &= R^2 \left\{ 3.023 - 3.0 \left( \frac{\pi \varepsilon}{60^\circ} + \frac{3}{2} \sin 2\varepsilon - 4 \sin \varepsilon \right) \right\} \\ p_a &= R (4.788 - 0.105 \varepsilon) \end{aligned} \right\} 86)$$

d) Przy napełnieniu powyżej linii węzłowania, zmniejszyć należy  $F_z$  o powierzchnię odcinka  $f$ , przez który woda nie przy-  
plywa, przyczem:

$$f = \frac{R^2}{2} \left( \frac{\pi}{180} \varrho - \sin \varrho \right) = \frac{R^2}{2} (0.017453 \varrho - \sin \varrho) \quad 87a)$$

Tak samo obwód zwilżony  $p_z$ , zmniejszyć należy o obwód tego odcinka ( $p$ ):

$$p = \frac{\pi}{180} \cdot R \cdot \varrho = 0.017453 R \cdot \varrho \quad \dots \quad 87b)$$

↳ W przyjętym przekroju maximum prędkości i ilości wody która przepłynąć może, występuje przy napełnieniu niezupełnym, a mianowicie:

w przekroju kołowym przy napełnieniu: .  $\frac{C_{\max}}{0.83 d}$ ;  $\frac{M_{\max}}{0.91 d}$ ;  
w przekroju jajowym (3 : 2) przy napełnieniu:  $0.85 h$ ;  $0.94 h$ ;



## I. Przekrój

prędkość ( $c$ ) w  $m/sec$ ; ilość wody ( $Q$ ) w  $l/sec$ ;

$a$	d = 10 cm.		12.5		15		17.5		20	
	$c$	$Q$	$c$	$Q$	$c$	$Q$	$c$	$Q$	$c$	$Q$
0.05 $d$	0.08	0.01	0.10	0.02	0.12	0.04	0.13	0.06	0.15	0.09
0.1 "	.15	.06	.18	0.11	.21	0.20	.24	0.30	.27	0.44
0.2 "	.26	.29	.32	0.56	.37	0.94	.43	1.47	.48	2.13
0.3 "	.36	.70	.43	1.33	.50	2.22	.57	3.47	.64	5.04
0.4 "	.43	1.27	.52	2.37	.61	4.00	.69	6.22	.77	9.03
0.5 "	.49	1.93	.59	3.64	.69	6.09	.78	9.41	.87	13.7
0.6 "	.54	2.65	.65	4.97	.75	8.33	.86	12.9	0.95	18.7
0.7 "	.57	3.34	.68	6.26	.79	10.50	.90	16.2	1.00	23.5
0.8 "	.58	3.90	.70	7.36	.81	12.3	.92	19.0	1.02	27.5
0.9 "	.57	4.24	.69	7.97	.79	13.3	.91	20.7	1.00	29.9
1.0 "	0.49	3.86	0.59	7.28	0.69	12.2	0.78	18.8	0.87	27.4

$a$	d = 50 cm.		55		60		70	
	$c$	$Q$	$c$	$Q$	$c$	$Q$	$c$	$Q$
0.05 $d$	0.34	1.23	0.35	1.53	0.40	3.07	0.45	3.22
0.1 "	0.60	6.0	.65	7.93	.70	10.2	0.79	15.7
0.15 "	0.80	13.8	.86	18.0	0.92	22.9	1.04	35.2
0.2 "	1.01	28.3	0.95	32.2	1.17	47.1	.38	75.6
0.25 "	.18	45.3	1.27	59.0	.36	75.2	.53	115.2
0.3 "	.33	65.7	.43	85.4	.53	108.7	.72	166.4
0.35 "	.46	89.5	.57	116.2	.68	148.0	1.88	225.4
0.4 "	.58	116.0	.70	150.8	.83	192.8	2.03	291.6
0.45 "	.68	143.9	.81	184.2	1.93	238.1	.17	364.4
0.5 "	.78	174.7	1.91	226.5	2.03	287.2	.28	438
0.55 "	.85	205.2	2.00	267.8	.12	338	.38	516
0.6 "	.92	236.2	.06	306.7	.20	389	.46	593
0.65 "	1.99	275.5	.14	350	.28	444	.55	675
0.7 "	2.02	296.7	.17	386	.30	488	.57	739
0.75 "	.04	322.6	.19	420	.33	530	.61	808
0.8 "	.06	346.6	.20	449	.35	570	.63	869
0.85 "	.05	366.4	.19	474	.34	603	.62	918
0.9 "	2.03	377.6	.17	489	.31	620	.59	945
0.95 "	1.96	379.2	2.11	492	.24	623	.52	955
1.0 "	1.78	349.3	1.91	453	2.03	574	2.28	876

kołowy.

napętnienie (a). Spadek:  $i = \frac{1}{100} = 0.01$ .

25		30		35		40		d 45 cm.		a
c	Q	c	Q	c	Q	c	Q	c	Q	
0.18	0.16	0.21	0.27	0.25	0.44	0.28	0.65	0.31	0.91	0.05 d
.33	0.82	.39	1.42	0.44	2.20	0.50	3.21	0.55	4.49	0.1 "
.58	4.03	.67	6.73	0.76	10.4	0.85	15.1	0.97	21.9	0.2 "
.77	9.45	0.89	15.8	1.00	24.3	1.12	35.2	1.22	48.9	0.3 "
0.92	16.1	1.07	28.1	.20	43.1	.33	62.4	.62	96.2	0.4 "
1.04	25.6	.20	42.5	.36	65.2	.50	94.2	.64	130.4	0.5 "
.13	34.8	.30	57.8	.47	88.5	.62	127.9	.78	176.9	0.6 "
.19	43.8	.37	72.6	.54	111.1	.71	160.4	.87	222.1	0.7 "
.22	51.2	.40	84.9	.58	130.0	.74	187.3	.90	259.1	0.8 "
.20	55.7	.38	92.3	.55	141.4	.71	204.2	.87	282.1	0.9 "
1.04	51.1	1.20	84.9	1.36	130.4	1.50	188.5	1.64	260.8	1.0 "

50		100		150		a 200 cm.		a
c	Q	c	Q	c	Q	c	Q	
0.51	4.7	0.61	8.86	0.86	27.8	1.07	62.2	0.05 d
0.88	22.8	1.05	42.5	1.44	131.3	1.79	290.1	0.1 "
1.16	51.4	1.38	95.1	1.86	289.4	2.31	639	0.15 "
1.46	104.5	1.73	193.5	2.33	586	2.87	1284	0.2 "
1.69	166.1	2.00	307.2	2.69	929	3.29	2022	0.25 "
1.90	239.6	.24	442	3.00	1333	3.65	2883	0.3 "
2.08	335.7	.45	599	.26	1795	3.98	3895	0.35 "
.24	420	.64	773	.50	2309	4.27	5008	0.4 "
.38	522	.80	960	.72	2868	.52	6196	0.45 "
.51	630	2.94	1155	3.89	3441	.73	7428	0.5 "
.61	740	3.06	1356	4.05	4034	4.92	8712	0.55 "
.70	851	.17	1558	.18	4631	5.06	9962	0.6 "
.80	969	.28	1773	.32	5257	.24	11335	0.65 "
.83	1066	.32	1949	.38	5794	.30	12454	0.7 "
.87	1159	.36	2120	.42	6284	.36	13548	0.75 "
.88	1243	.49	2350	.45	6745	.39	14510	0.8 "
.84	1300	.37	2410	.43	7139	.37	15384	0.85 "
.81	1355	.33	2480	.38	7340	.31	15830	0.9 "
.76	1365	3.23	2497	4.26	7410	5.17	15987	0.95 "
2.51	1261	2.94	2310	3.89	6885	4.73	14861	1.0 d



## II. Przekrój

prędkość wody ( $c$ ) w  $\frac{m}{sek}$ ; ilość wody

$\frac{h}{b} = 30/20 \text{ cm.}$			37.5/25			45/30			52.5/35		
$a$ cm.	$c$ m/sek	$Q$ l/sek	$a$	$c$	$Q$	$a$	$c$	$Q$	$a$	$c$	$Q$
1	0.15	0.06	1	0.16	0.06	1.5	0.21	0.20	2	0.26	0.43
2	.26	0.29	2	.27	0.38	3	.37	0.94	3.5	.43	1.47
3	.37	0.93	3	.37	0.86	5	.53	2.7	5	.55	3.2
4	.44	1.45	4	.43	1.4	6	.60	4.2	7.5	.62	6.4
5	.52	2.2	5	.54	2.7	8	.70	7.0	10	0.86	13
6	.57	3.2	6	.60	3.8	10	0.81	11.3	15	1.06	30
8	.66	5.5	8	.71	6.7	15	1.02	26	20	.27	55
12	.82	11	10	80	10.4	20	.19	46	25	.40	82
16	0.95	20	15	0.95	21	30	42	97	30	.52	114
20	1.05	32	20	1.10	37	40	51	144	35	.61	149
25	1.12	44	25	.25	59	43	.47	149	40	.68	185
30	0.99	45	35	.30	90	45	1.34	138	50	.66	222
			37.5	1.17	84				52.5	1.51	212

$\frac{h}{b} = 105/70 \text{ cm.}$			120/80			135/90		
$a$ cm.	$c$ m/sek	$Q$ l/sek	$a$	$c$	$Q$	$a$	$c$	$Q$
3.5	0.44	2.2	2	0.28	0.65	2.25	0.31	0.91
5	.59	5.0	4	.50	3.21	4.5	0.55	4.50
7	.76	10.4	8	.85	15.1	9	0.97	21.9
10	0.97	22	10	0.98	25	15	1.29	60
15	1.23	50	15	1.26	55	20	.54	108
20	.48	93	20	.51	100	25	.72	167
25	.66	144	25	.70	156	30	1.91	243
30	1.83	207	30	1.87	223	35	2.08	331
40	2.13	366	35	2.04	306	40	.19	423
50	.35	550	40	.17	395	45	.35	538
60	.53	759	45	.30	497	50	.47	659
70	.68	993	50	.43	610	60	.64	919
80	.80	1235	60	.65	689	70	2.92	1267
100	.75	1518	70	.81	1135	80	3.08	1609
105	2.52	1418	80	2.95	1431	90	.21	1965
			100	3.06	1952	100	.32	2314
			116	2.99	2168	120	.39	2902
			120	2.78	2043	130	.27	2986
						135	3.02	2809

jajowy ( $h:b = 3:2$ )

( $\bar{M}$ ) w  $1/\text{sek}$ ; napełnienie ( $a$ ) w cm. Spadek:  $i = 0.01$

60/40			75/50			$\frac{h}{b} = 90/60$ cm.		
$a$	$c$	$\bar{M}$	$a$	$c$	$\bar{M}$	$a$ cm.	$c$ $m/\text{sek}$	$\bar{M}$ $1/\text{sek}$
2	0.27	0.44	2.5	0.33	0.82	3	0.39	1.42
4	.48	2.13	5	0.58	4.03	6	0.67	6.73
5	.55	3.3	10	0.91	17.0	10	1.04	24
8	.75	9.0	15	1.15	25	15	.20	44
10	0.87	15	20	.39	72	20	.51	92
15	1.08	32	25	.55	112	25.	.62	129
20	.30	61	30	.70	161	30	1.72	170
30	.59	129	40	1.95	273	40	2.04	318
40	.78	215	50	2.12	401	50	.24	475
50	.89	301	60.	.20	523	60	.31	628
58	.82	331	70	.17	601	78	.53	943
60	1.68	309	72.5	2.16	615	84	.50	996
			75	1.97	565	90	2.26	934

150/100			180/120			$\frac{h}{b} = 210/140$ cm		
$a$	$c$	$\bar{M}$	$a$	$c$	$\bar{M}$	$a$ cm.	$c$ $m/\text{sek}$	$\bar{M}$ $1/\text{sek}$
2.5	0.34	1.23	3	0.40	2.07	3.5	0.45	3.2
5	0.60	6.0	6	0.70	10.2	7	0.79	15.7
10	1.01	28.3	12	1.17	47.1	15	1.50	100
15	.30	65	15	.35	74	20	1.69	159
20	.58	117	20	.61	134	30	2.18	392
25	.78	185	25	1.83	210	40	2.50	640
30	1.98	269	30	2.03	303	50	2.76	941
35	2.14	366	35	.20	411	60	3.03	1351
40	.30	478	40	.37	537	70	.25	1809
45	.45	608	50	.65	831	80	.56	2510
50	.59	749	60	2.90	1186	90	.67	2965
60	.82	1066	70	3.15	1612	100	3.91	3652
70	2.92	1372	80	.35	2077	110	4.00	4244
80	3.21	1801	90	.50	2566	120	.12	4952
100	.48	2631	100	.65	3101	130	.26	5721
120	.63	3449	120	3.90	4245	140	.35	6438
140	.60	3989	130	4.05	4892	154	.56	7633
145	.58	4056	140	.09	5415	168	.56	8490
150	3.25	3749	150	.15	5947	182	.56	9157
			165	4.10	6446	196	.51	9787
			180	3.70	6119	203	.41	9790
						210	4.10	9232



Tę samą zaś ilość wody, co przy napełnieniu zupełnem przeprowadza:

kanał kołowy przy napełnieniu . . . . . 0·81 d

kanał jajowy przy napełnieniu . . . . . 0·86 h

W końcu jednakowe prędkości występują przy napełnieniu zupełnem i przy napełnieniu 0·50 d, w kanale kołowym, oraz przy napełnieniu zupełnem i 0·56 h, w kanale jajowym.

Celem ułatwienia obliczeń, ustawił prof. A. Frühling\*) tablice podane na str. 90—93, obliczone przy pomocy wzoru 31) i 29), dla spadku  $i = 1 : 100 = 0·01$ . Dla innego spadku  $i_1$ , oblicza się odnośne  $c_1$  i  $M_1$  ze stosunku:

$$\frac{M_1}{M} = \frac{F \cdot K \cdot \sqrt{r \cdot i_1}}{F \cdot K \cdot \sqrt{r \cdot i}}; \quad \frac{c_1}{c} = \frac{K \sqrt{r i_1}}{K \sqrt{r i}}$$

a stąd przy:  $i = 0·01$  (ułożone tablice)

$$M_1 = M \sqrt{\frac{i_1}{i}} = 10 M \sqrt{i_1} \quad \dots \quad 88)$$

$$c_1 = 10 c \sqrt{i_1} \quad \dots \quad c_1 = c \cdot (10\sqrt{i_1}) \quad \dots \quad 89)$$

$$i_1 = \frac{c_1^2}{100 c^2} = \frac{M_1^2}{100 M^2} \quad \dots \quad 90)$$

Poniższe przykłady wyjaśniają sposób użycia podanych tablic.

**Przykłady:**

1) Obliczyć średnicę rury betonowej, którą przepływać ma 1·0m<sup>3</sup> sek wody, przy spadku = 1·6‰.

Mamy tu daną  $M_1 = 1000$  l sek, przy spadku  $i_1 = 0·0016$ , której (wedle wzoru 88.) przy spadku  $i = 0·01$  — odpowiada objętość:

$$M = \frac{M_1}{10 \sqrt{i_1}} = \frac{1000}{10 \sqrt{0·0016}} = 2500 \text{ l sek}$$

Wedle tablicy na str. 91, rurą o średnicy  $d = 1·0m$ , przy napełnieniu  $a = 0·95d = 0·95m$ , przepływa objętość 2497 l sek, z prędkością 3·23 m sek. Z dostateczną dokładnością przyjąć więc można, że przy spadku 1·6‰ rurą o średnicy 1·0m, przepływie 1000 l sek, przy napełnieniu 0·95m od dna. Prędkość w tej rurze wedle wzoru 89) wynosić będzie:

$$c_1 = 10 \cdot 3·23 \sqrt{0·0016} = 1·292 \text{ m sek.}$$

Celem sprawdzenia, przeliczujemy to zadanie wedle wzorów: 34) i 29). — Z rys. 34).



$$\cos \frac{\varphi}{2} = \frac{0·45}{0·50} = 0·9; \log \cos \frac{\varphi}{2} = 0·9542425 = 1 + 10 \quad [ - 9·9542425.$$

$$\frac{\varphi}{2} = 25^\circ 50' 31''; \varphi = 51^\circ 41' 2''; \varphi = 308^\circ 19' = 308·317^\circ$$

$$\sin 308^\circ 19' = - \sin (360^\circ - 308^\circ 19') = - \sin 51^\circ 41'$$

$$\log \sin 51^\circ 41' = 9·8946461 - 10 = 0·8946461 - 1$$

$$- \sin 51^\circ 41' = - 0·7846.$$

rys. 34.

\*) Handb. der Ing. Wissensch. IV B. Die Entwässerung der Städte 1901.

$$\text{Wedle wzoru 83.) } F = (0.017453 \cdot 308.317 - (-0.7846)) \frac{1^2}{8} = 0.7707 \text{ m}^2$$

$$p = 0.0087265 \cdot 308.317 \cdot 1 = 2.6905 \text{ m.}$$

$$r = \frac{F}{p} = \frac{0.7707}{2.69} = 0.28.$$

Przyjmując we wzorze 34.)  $n = 0.20$ , otrzymamy:

$$K = \frac{87}{0.20} = 63.1; \quad c = 63.1 \sqrt{0.28 \cdot 0.0016} = 1.33 \text{ m}_{\text{sek.}}$$

$$1 + \sqrt{0.28}$$

$$M = F \cdot c = 0.7707 \cdot 1.33 = 1.025 \text{ m}^3_{\text{sek}}$$

zatem wynik zgodny z obliczeniem przy pomocy tablic Frühlinga.

2) Jaka objętość wody przepływać będzie kanałem jajowym  $1^{20}_{80}$  cm. przy napełnieniu 0.75 m. i spadku  $3^0_{00}$ .

Wedle tabl. na stronie 92. przy spadku  $i = 0.01 = 1^0_0$  przepływa:  
 przy napełnieniu 0.70 m. . . . . 1135  $^1_{\text{sek.}}$  z prędkością 2.81  $^{\text{m}}_{\text{sek}}$   
 przy napełnieniu 0.80 m. . . . . 1431 „ „ 2.95 „  
 zatem przy napełnieniu 0.75 m. przepłynię:

$$\frac{1135 + 1431}{2} = 1283 \text{ } ^1_{\text{sek.}}, \text{ z prędkością } \frac{2.81 + 2.95}{2} = 2.88 \text{ } ^{\text{m}}_{\text{sek}}$$

Wedle wzoru 88) przy  $i = 0.003$  przepłynię tym kanałem

$$M_1 = 10 \cdot 1283 \sqrt{0.003} = 703 \text{ } ^1_{\text{sek.}}, \quad \text{a prędkość wedle 89.) będzie:}$$

$$c_1 = 10 \cdot 2.88 \sqrt{0.003} = 1.578 \text{ } ^{\text{m}}_{\text{sek}}$$

Przerachujemy to zadanie wedle wzoru 31) i 29).

W przekroju  $1^{20}_{80}$ ,  $R = 0.40$  m. Z rys. 33. dla  $a = 0.75$  m. będzie:

$$\sin \varepsilon = \frac{\frac{2}{3} h - a}{3r} = \frac{0.80 - 0.75}{1.20} = 0.041667$$

$$\log \sin \varepsilon = \log 0.041667 = 0.6197922 - 2 + 10 = 8.6197922$$

$$\varepsilon = 2^{\circ} 23' 17'' = 2.3880^{\circ}; \quad 2 \varepsilon = 4^{\circ} 49' 34''$$

$$\log \sin 2 \varepsilon = 8.9204487 - 10 = 0.9204487 - 2; \quad \sin 2 \varepsilon = 0.08362$$

zatem wedle wzoru 86):

$$F_a = 0.40^2 \left\{ 3.02 - 3.0 \left( \frac{3.14159 \cdot 2.388}{60} + \frac{3}{2} (0.08362 - 4 \cdot 0.041667) \right) \right\}$$

$$F_a = 0.4433 \text{ m}^2; \quad p_a = 0.40 (1.79 - 0.105 \cdot 2.388) = 1.816 \text{ m.}$$

$$r = \frac{0.4433}{1.816} = 0.244; \quad \text{wedle wzoru 31), przy } n = 0.25, \text{ będzie:}$$

$$K = \frac{87}{0.25} = 57.8; \quad c = 57.8 \sqrt{0.244 \cdot 0.003} = 1.561 \text{ } ^{\text{m}}_{\text{sek.}}$$

$$1 + \sqrt{0.244}$$

$$M = F_a \cdot c = 0.4433 \cdot 1.561 = 0.692 \text{ m}^3_{\text{sek}} = 692 \text{ } ^1_{\text{sek}}$$

a więc wyniki dostatecznie zgodne, tak co do prędkości, jak i ilości wody.



3) Przy jakim spadku, kanałem jajowym  $90^{\circ}$ , przy napełnieniu 0-60m., przepłynie 100 l<sub>sek</sub>? Jaka będzie wtedy prędkość?

Przy spadku  $i = 0.01$ , przy napełnieniu 0-60m., przepływa takim kanałem wedle tablicy:  $M = 0.628 \text{ m}^3 \text{ sek}$ , z prędkością  $2.31 \text{ m sek}$ .  
 U nas dane:  $M_1 = 0.100 \text{ m}^3 \text{ sek}$ , zatem wedle wzoru 90).

$$i_1 = \frac{0.100^2}{100 \cdot 0.628^2} = 0.00406 = 4.06^{\circ}_{00}$$

a wedle wzoru 89)  $c_1 = 10 \cdot 2.31 \sqrt{0.00406} = 1.47 \text{ m sek}$ .

### C. Wodociągi.

Przy przekraczaniu dróg, rzek, lub podobnych trudności lokalnych i terenowych, musimy przeprowadzić młynówkę ponad, lub też popod przeszkodą. Urządzenia do tego celu służące, nazywamy w pierwszym wypadku akwaduktami, w drugim — lewarami.

Akwadukt wymaga pod względem hydrotechnicznym tylko obliczenia odpowiedniego przekroju i spadku, który mu przy przyjętym materiale i wykonaniu nadać należy. Obliczenia te omówione zostały już w części B. tego rozdziału. Natomiast założenie lewaru wymaga obliczenia średnicy rury, względnie odnośnej straty ciśnienia, którą spowoduje przepływ wody przez rurę, na długości lewaru.

Często musimy też ostatnią część młynówki kopanej lub murowanej, wykonać jako rurę żelazną, zwaną rurą tłoczącą (Druckrohr), zwłaszcza przy wielkich spadach użytecznych, aby wodę ze znaczniejszej wysokości po stoku, lub czasem nawet pionowym szybem, (Niagara) wprowadzić do turbin.

Ruch wody w przedstawionym na rys. 35. wodociągu, powoduje następujące zużycie danego ciśnienia  $H$ , tj różnicy wysokości zwierciadła wody w zbiorniku, z którego woda do wodociągu wpływa —



rys. 35.

względem środka przekroju rurociągu u dolnego końca :

$$H = h_1 + h_2 + h_3 \dots \dots \dots 91)$$

przyczem oznaczono przez :

$h_1$  — stratę wysokości ciśnienia przy wpływie wody do rury w skutek kontrakcyi:  $h_1 = \zeta_0 \frac{c^2}{2g} \dots \dots \dots 92)$

$h_2$  — stratę wzdłuż rurociągu o średnicy  $d$ , na długości  $l$ , wskutek oporów wewnętrznych:

$$h_2 = \zeta_1 \frac{c^2}{2g} \cdot \frac{l}{d} = \lambda \frac{c^2}{d} \cdot l \quad \dots \dots \dots 93)$$

$h_3$  — wysokość ciśnienia, potrzebną na wywołanie pożądanej prędkości wody u końca rurociągu:

$$h_3 = \frac{c^2}{2g} \quad \dots \dots \dots 94)$$

W wypadkach prowadzenia wody rurociągiem dla celów motorycznych, tylko część ciśnienia oznaczonego przez  $h_3$ , zużywa się na wywołanie prędkości wody w rurze. Strata ta, przy przyjętej prędkości  $c$ , wynosi j. w.  $\frac{c^2}{2g}$ ; resztę zaś ci-

śnienia t. j.  $h = h_3 - \frac{c^2}{2g}$  wyzyskujemy jako spad użyteczny do pędzenia motorów. — W tym też wypadku możemy stratę u wlotu, ( $h_1$ ) połączyć ze stratą na wywołanie pożądanej prędkości ( $\frac{c^2}{2g}$ ); suma zaś:

$$h_0 = h_1 + \frac{c^2}{2g} = (1 + \zeta_0) \frac{c^2}{2g} \quad \dots \dots \dots 95)$$

da nam wielkość straty ciśnienia, spowodowaną wpływem wody do rurociągu, analogicznie do straty na szluzie wpustowej, ( $h_0$  u początku młynówki) podanej we wzorach 51b) do 53a). Odnośne oznaczenia na rys. 35. podano w nawiasach,

Pozatem dalsze jeszcze straty ciśnienia, występują przy załomach i krzywiznach rurociągu, tak w rzucie poziomym, jak i w rozwinięciu pionowym, podobnie jak i przy zmianach przekroju rurociągu. Te jednak opory usuwamy, unikając zbyt ostrych łuków, oraz zmian średnicy rury; w każdym zaś razie są one nieznaczne w stosunku do oporów wzdłuż rurociągu (wzór 93); przy dłuższych rurociągach można je zupełnie pominąć.

Po wstawieniu powyższych wartości we wzór 91), otrzy-

$$\text{mamy: } H = \frac{c^2}{2g} \left( 1 + \zeta_0 + \zeta_1 \frac{l}{d} \right) \quad \dots \dots \dots 91a)$$

a stąd prędkość wody w wodociągu:

$$c = \frac{\sqrt{2gH}}{\sqrt{1 + \zeta_0 + \zeta_1 \frac{l}{d}}} \quad \dots \dots \dots 91b)$$



Przy rurociągach o dowolnym przekroju  $F'$ , nie będącym kołem, przy obwodzie (zwilżonym)  $p$ , wstawić należy we wzorach (91a, 91b, i 93):  $\zeta_1 \frac{p}{4F'} \cdot l$  — zamiast  $\zeta_1 \frac{l}{d}$   $F' = \frac{4^2 \pi}{4} \cdot d^2 =$

Wartość współczynnika  $\zeta_0$  wynosi dla ostro uciętych rur średnio: 0·505; dla wlotu lejkowato rozszerzonego:  $\zeta_0 = 0\cdot25$  do 0·08. Zatem przy ostro uciętej rurze, czyli w wypadku niekorzystnego urządzenia wlotu, wedle wzoru 95):  $h_0 = 0\cdot0739c^2$  . . . 95a)

Wedle Matterna, przy większych średnicach rur i korzystnie urządzonego (rozszerzonego) wlocie, przyjmują  $\zeta_0 = 0\cdot20$ , zatem:  $h_0 = 0\cdot0612c^2$  . . . . . 95b)

Wartość współczynnika  $\zeta_1$ , wynosi dla rur żelaznych:

wedle Weissbacha (nowe rury):	$\zeta_1 = 0\cdot01439 + \frac{0\cdot00947}{\sqrt{c}}$	96)
„ Darcy’ego (nowe rury):	$\zeta_1 = 0\cdot01989 + \frac{0\cdot0005078}{d}$	
„ Franka, dla nowych rur:	$\zeta_1 = 0\cdot010045 + \frac{0\cdot0075478}{\sqrt{d}}$	
„ „ dla używanych:	$\zeta_1 = 0\cdot009712 + \frac{0\cdot012793}{\sqrt{d}}$	

Współczynnik  $\lambda$ , we wzorze 93) występujący,  $\lambda = \frac{\zeta_1}{2g}$ ,

przyjmuje analogicznie do 96), następujące wartości:

wedle Darcy’ego, dla rur nowych:	$\lambda = 0\cdot0010138 + \frac{0\cdot00002588}{d}$	97)
„ Franka dla rur nowych:	$\lambda = 0\cdot000512 + \frac{0\cdot0003847}{\sqrt{d}}$	
„ „ dla rur używanych:	$\lambda = 0\cdot000495 + \frac{0\cdot000652}{\sqrt{d}}$	

„ Kuttera:  $\lambda = \left( \frac{2\delta + \sqrt{d}}{50 \sqrt{d}} \right)^2$  . . . . . 97a)

przyczem za  $\delta$ , przyjmować należy wartości wedle uwag poniżej podanych.

Jeżeli we wzorze 93), nazwiemy:  $\frac{\zeta_1}{2g} \cdot \frac{c^2}{d} = \lambda \frac{c^2}{d} = i$ , 98)

to czynnik ten ( $i$ ) będzie nam przedstawiał opory ruchu (stratę ciśnienia) na jednostkę długości rurociągu, analogicznie do straty spadku w kanałach otwartych, a wtedy strata wzdłuż rurociągu o długości  $l$ , będzie:  $h_2 = i \cdot l$  . . . . . 99)

zupełnie tak samo jak w kanałach otwartych. Do obliczania ruchu wody w wodociągu, można więc będzie używać wzorów ustawionych dla kanałów, przy uwzględnieniu powyższych uwag i odnośnych współczynników szorstkości.

Zauważyć tu należy, że rurociąg w żadnym miejscu nie może się wznosić ponad zaznaczoną na rys. 35. linię jednostajnego spadku (*i*), gdyż w podniesionym po nad nią kolanie, powstałoby tak zwany lewar ssący, z którego dla utrzymania ruchu wody, musiałoby być powietrze wysysane.

Przyjmując w zasadniczym wzorze 98) i 99), wartość na promień hydrauliczny koła:  $r = \frac{d}{4}$ , oraz ze wzoru:  $M = F \cdot c$

wartość:  $c^2 = \frac{16 M^2}{\pi^2 \cdot d^4}$  otrzymamy:  $c^2 = \frac{M^2}{5^2} = \frac{16 M^2}{\pi^2 d^4}$

$$\underline{h_2 = i \cdot l = \lambda \cdot \frac{16 M^2}{\pi^2 d^4 \cdot d} \cdot l = 1.621 \lambda \frac{M^2}{d^5} l = \lambda_1 \frac{M^2}{d^5} \cdot l \quad 100)}$$

stąd zaś:  $d = \sqrt[5]{\frac{\lambda_1 \cdot M^2 l}{h_2}}$ ,  $M = \sqrt[5]{\frac{h_2 \cdot d^5}{\lambda_1 \cdot l}}$  . . . 100a)

Pomiędzy naprowadzonymi wyżej współczynnikami zachodzą następujące związki :

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= \frac{\xi_1}{2g} = 0.015 \xi_1; & \lambda &= \frac{\lambda_1}{1.621} = 0.617 \lambda_1 \\ \lambda_1 &= 0.0827 \xi_1; & \xi_1 &= 12.1 \lambda_1 \end{aligned} \right\} 101$$

Prof. Lueger\*) radzi obliczać wodociągi jak zwykle kanały, (wzór 29.) przy pomocy uproszczonego wzoru Kuttera (34.), który dla przekroju kołowego ( $r = \frac{d}{4}$ ) opiewa :

$$K = \frac{100 \sqrt{d}}{2 \delta + \sqrt{d}} \quad \dots \quad 102)$$

zalecając przyjmować następujące wartości:

przy rurach żelaznych nowych . . . . .  $\delta = 0.15$   
 przy rurach żelaznych, nieco zamulonych . . . . .  $\delta = 0.20$   
 przy rurach żelaznych starych i bardzo zamulonych  $\delta = 0.25$

Ostatnia wartość, zwłaszcza dla rur o średnicach ponad 100 mm, zgadza się bardzo dobrze z doświadczeniami. Tej też wartości ( $\delta = 0.25$ ) należałoby używać do obliczania rurocią-

\*) Dr. Otto Lueger: Die Wasserversorgung der Städte. Stuttgart 1895.



gów żelaznych, ze względu na pewność, że opory ruchu nawet po dłuższym używaniu rurociągu i naskorupieniu wewnętrznym, (inkrustacji) nie przekroczą obliczonej granicy. Dla średnic poniżej 100  $\text{m}/\text{m}$ , daje powyższy wzór Kuttera wyniki za małe, względnie wartości na  $\lambda$  — za duże. Zgodniejsze z doświadczeniami wyniki daje wzór Darcy'ego, wyprowadzony z doświadczeń na rurach o średnicy 25—500  $\text{m}/\text{m}$ . I tu jednak lepiej używać wzorów 102) względnie 103), gdyż naskorupienie wewnętrzne wywiera większy wpływ w rurach o mniejszych średnicach, a to z powodu znacznie większego stosunkowo zmniejszenia rury przy małej, niż przy większej średnicy.

Na podstawie powyższych założeń, podaje Lueger następujące wartości współczynnika  $\lambda_1$ , (wzór 100, a, b.)

$$\left. \begin{aligned} \delta = 0.15; \quad \lambda_1 &= 0.000648 + \frac{0.000389}{\sqrt{d}} + \frac{0.0000584}{d} \\ \delta = 0.20; \quad \lambda_1 &= 0.000648 + \frac{0.000519}{\sqrt{d}} + \frac{0.0001038}{d} \\ \delta = 0.25; \quad \lambda_1 &= 0.000648 + \frac{0.000648}{\sqrt{d}} + \frac{0.0001621}{d} \end{aligned} \right\} 103)$$

$$\text{ogólnie, dla dowolnego } \delta; \quad \lambda_1 = \left( \frac{2\delta + \sqrt{d}}{50 \sqrt{d}} \right)^2 \cdot 1.621 \dots 103a)$$

Wedle Darcy'ego, dla rur nowych:

$$\lambda_1 = 0.001641 + \frac{0.000042}{d} \dots \dots \dots 104)$$

Przy użyciu ogólnego wzoru na ruch wody w kanale (29) i przyjęciu  $K$  wedle Kuttera, (wzór 102.) prędkość wody w rurociągu:

$$c = K \sqrt{\frac{d}{4}} i = \frac{K}{2} \sqrt{d i} \dots \dots \dots 105)$$

a stąd objętość przepływającej wody:

$$M = F \cdot c = \frac{d^2}{4} \pi \cdot \frac{K}{2} \sqrt{d i} = 0.3927 K \sqrt{d^3 i} \dots \dots \dots 106)$$

Wzory te uwzględniają tylko stratę wzdłuż rurociągu, (spadek  $i = h_2 : l$ ). Inne straty, uwzględnić należy przy pomocy wzorów na początku tego ustępu podanych.

W celu ułatwienia obliczeń, zestawilem w poniższej tabliczce odnośne wartości dla wszystkich średnic rur, używanych w handlu.

Węzła form III  
H. 1672

Średnica $d \text{ m}$	Powierzchnia $F \text{ m}^2$	Wedle Kuttera, dla $\delta = 0.25$				
		$K$	$\lambda$	$\lambda_1$	dla $i = 0.01$	
					$c \text{ m/sek}$	$Q \text{ l/sek}$
40	0.00126	28.57	0.00490	0.00794	0.286	0.360
50	196	30.90	419	679	0.345	0.678
60	283	32.88	370	600	0.403	1.138
70	385	34.61	334	541	0.458	1.852
80	503	36.13	307	497	0.511	2.568
90	636	37.50	284	461	0.563	3.580
100	0.00785	38.74	267	432	0.612	4.806
125	0.01227	41.42	232	376	0.731	8.971
150	1767	43.65	210	340	0.845	14.93
175	2405	45.57	192	312	0.952	22.90
200	3142	47.21	180	291	1.055	33.15
225	3976	48.68	169	274	1.154	45.88
250	4909	50.00	160	259	1.250	61.36
275	5940	51.19	152	247	1.339	79.51
300	7069	52.28	146	237	1.432	101.23
325	8296	53.27	141	229	1.518	125.93
350	0.09621	54.20	136	221	1.603	154.22
375	0.11045	55.05	132	214	1.685	186.05
400	12566	55.85	128	208	1.765	221.79
425	14186	56.60	125	202	1.845	261.73
450	15904	57.30	122	198	1.922	305.67
475	17720	57.96	119	193	1.997	353.90
500	19635	58.58	117	189	2.071	406.65
550	23758	59.73	112	182	2.215	526.22
600	28274	60.77	109	176	2.354	665.48
650	33183	61.72	105	170	2.488	825.72
700	38485	62.59	0.00102	165	2.618	1007.7
750	44179	63.40	0.00099	161	2.747	1213.4
800	50266	64.14	97	157	2.869	1441.9
900	63617	65.49	93	151	3.106	1976.1
1000	78540	66.67	90	146	3.333	2617.4
1100	0.95033	67.72	87	141	3.548	3361.8
1200	1.13097	68.66	85	138	3.761	4253.3
1500	1.76715	71.01	80	129	4.348	7684.3
2000	3.14159	73.88	0.00073	0.00119	5.224	16412.0

Ostatnie dwie kolumny, podające prędkość i objętość przepływającej w sekundzie wody, przy spadku:  $i = 0.01$ , pozwalają wprost obliczać w krótki sposób, potrzebną dla danej



ilości wody — średnicę rury, względnie przy danej średnicy — stratę jednostkową wzdłuż rury, a to przy użyciu wzoru 90), wedle którego:

$$i_1 = \frac{c_1^2}{100c^2} = \frac{M_1^2}{100M^2}$$

$$M_1 = 10 M \sqrt{i_1}; \quad c_1 = 10 c \sqrt{i_1} \dots \dots \dots \quad | \quad 107)$$

Przy pomocy tej tablicy i powyższych wzorów, można rozwiązywać w krótki sposób, wszelkie zagadnienia z zakresu przepływu wody przez rurociągi, bez potrzeby obliczania 5-go pierwiastka, czy potęgi, koniecznych przy użyciu wzorów 100, a.).

Z nowszych autorów zaleca E. Sonne\*), dla obliczania prędkości wody w wodociągu wedle ogólnego wzoru 104), przyjmować dla rur używanych, zatem z uwzględnieniem inkrustacji, wartość:

$$K = 29 + 30 \sqrt{d} \dots \dots \dots \quad 108)$$

(średnica  $d$ , wyrażona w metrach.) Wzór ten ma już uwzględniać wszelkie opory, wywołane krzywiznami i załamaniem w kierunku ułożenia rurociągu.

Przy obliczaniu wodociągów, mamy zazwyczaj daną do przeprowadzenia sekundową objętość wody; rozchodzi się zatem o przyjęcie odpowiedniej prędkości — aby oznaczyć potrzebną średnicę rury, która:

$$\text{ze wzoru: } F = \frac{M}{c} = \frac{d^2}{4} \pi$$

$$d = \sqrt{\frac{4M}{c \cdot \pi}} = 1.128 \sqrt{\frac{M}{c}} \dots \dots \dots \quad 109)$$

Dopuszczalne prędkości wody dla rur żelaznych, leżą w granicach do  $3.50 \text{ m/sec}$ , bez obawy uszkodzenia rury. Przy prędkości powyżej  $1.0 \text{ m}$ , wymagana jest szczególna uwaga przy ułożeniu i umocnieniu wszystkich kolan rurociągu, przeciw jednostronnym przesunięciom, któreby łatwo wywołać mogły pęknięcia.

Na kolanach rurociągu, tak w kierunku poziomym jak i pionowym względem osi, musi być składowa w kierunku pierwotnego ruchu, zrównoważona silnem omurowaniem betonowem, w którym rurociąg przy pomocy odpowiednio silnych ścięgien żelaznych, zakotwić należy.

\*) E. Sonne: Grundlagen für die Berechnung der Wasserleitungen. Zeitsch. d. Ver. deutscher Ing. 1907.

Flamant\*) podaje, że dopuszczalne prędkości w rurowościach, zależne są od średnicy rurowości i że nie powinny przekraczać następujących granic:

przy $d = 0.10$ m.	$c_{\max} = 0.75$ m/sek
0.25 „ . . . . . „	= 1.00 „
0.50 „ . . . . . „	= 1.40 „
1.00 „ . . . . . „	= 2.00 „

W wykonanych rurowościach granice te niejednokrotnie przekroczone. — Przy wyborze prędkości, decydującej o średnicy rurowości i wielkości straty ciśnienia ( $i$ ), w każdym poszczególnym wypadku miarodajnym będzie wypośrodkowanie korzyści rury o większej średnicy, a droższej — i strat ciśnienia przy mniejszej średnicy, ale tańszej. Jeżeli przy takiej kalkulacji, rozchodziło się o poznanie prędkości, przy której praca wody na końcu rurowości uzyskać się mająca:  $P = M \cdot h_2$ , przy danej ilości wody, średnicy i długości rury była największa, to prędkość tę obliczyć można wzorem\*\*):

$$c = \sqrt{\frac{H \cdot d}{3 \lambda l}} \dots \dots \dots \quad (110)$$

(oznaczenia przyjęto jak na rys. 35).

Przy wodociągach dla zasilania miast, budowanych z rur lanych, na wielkość średnicy wpływa także wytrzymałość rurowości.

W Ameryce dla celów zakładów o sile wodnej, używają rur o średnicach stosunkowo bardzo wielkich. Mattern radzi, aby ze względu na lepsze wyzyskanie materiału, rurowości o znacznych różnicach ciśnienia, podzielić na strefy o średnicach zwiększających się w miarę rosnącego ciśnienia, oznaczonego na rys. 35., literą z. W każdym razie, nie powinno się schodzić poniżej prędkości  $50 \text{ m/sek}$  w wodociągach dla miast, a  $80 \text{ m/sek}$  w lewarach i rurowościach tłoczących dla zakładów o sile wodnej, a to celem uniknięcia osadzania się namulów, powodujących zwiększenie się oporów ruchu.

Największą prędkość w rurowości żelaznym, uzyskano dotychczas w Ameryce, w Texas-Creek-Strank, gdzie w kutej rurze, wewnątrz asfaltowanej, o średnicy  $d = 432 \text{ m}$ , płynie woda na długości 1350 m, prędkością  $6.12 \text{ m/sek}$ . (Zeitsch. d. öst. Ing. u. Arch. Ver. 1885 str. 43.)

\*) A. Flamant: Hydraulique, Encyclopedie de Travaux publics Paris 1900.

\*\*\*) J. Rychter: Roboty wodne: Lwów 1894. (str. 219.)



Rury żelazne lane, dla ciśnień rzeczywistych do 10 atmosfer, (= 100 m. słup wody) a próbowane na ciśnieniu 20 atmosfer, wyrabiają lejarnie wedle normalnych typów aż do średnicy 1'20 m. Na żądanie wykonują rury wzmocnione, dla rzeczywistych ciśnień do 12 atmosfer.

Już jednak około średnicy 0'60—1'0 m używają dla zakładów o sile wodnej, a w nowszych czasach i dla wodociągów miejskich, rur nitowych lub spajanych z blachy walcowanej, względnie stalowej. Rury takie przy tych średnicach, przedstawiają większą pewność ruchu, łatwiejszą manipulację przy układaniu i wypadają nawet *tańiej* od rur lanych. Rozleglejsze użycie rur kutyh — wstrzymuje brak doświadczeń nad zachowaniem się ich wobec rdzy. W pewnych warunkach lokalnych — jeżeli zachodzi obawa nierównomiernego osiadania się gruntu i rurociągu — rury kute (walcowane) przedstawiają poważny czynnik pewności ruchu, wobec rur lanych, które w takich warunkach groziłyby pęknięciami. Rury lane mufowe, wyrabiane w 4 m długościach, pozwalają bez specjalnych kolan i łukowych wstawek, na ułożenie rurociągu przy średnicy 500 <sup>m</sup>/<sub>m</sub>, w łuku o promieniu około 75 m, przy średnicy do 1200 <sup>m</sup>/<sub>m</sub>, w łuku o promieniu około 125 m.

W nowszych czasach używają przy większych średnicach, rur żelazno-betonowych, o ile na to zezwala wewnętrzne ciśnienie wody, 2—2'5 <sup>kg</sup>/<sub>cm<sup>2</sup></sub>, zatem do 2'5 atmosfery

Największą średnicę posiada rurociąg w zakładzie wodno-elektrycznym Ontario Power Company of Niagara-Falls, gdzie wykonany jeden z 3 projektowanych rurociągów, 1850 m długi — posiada wewnętrzną średnicę 5'50 m, a przy przyjętej prędkości 5'0 <sup>m</sup>/<sub>sek</sub>, przeprowadza 118'75 <sup>m<sup>3</sup></sup>/<sub>sek</sub>. Rurociąg ten wykonany z blachy stalowej 12 <sup>m</sup>/<sub>m</sub> grubej, jest otoczony warstwą betonu i leży pod terenem.

Zakład wodno-elektryczny w Champ (Iséra), posiada rurociąg żelazno-betonowy 2200 m długi, o średnicy 3'30 m; ciśnienie wewnętrzne dochodzi do 2 atmosfer. (Th. Koehn, Ausbau von Wasserkraften 1907. I t.)

W naszych warunkach, do budowy mniejszych lewarów (przepustów lewarowych) używa się czasem drzewa, kamienia i t. d., przy założeniu przekroju najczęściej kwadratowego. Ponieważ dla takich rur nie znamy współczynnika  $\lambda_1$ , radzi prof. Rychter\*), podobnie jak dla rur murowanych, o innych prze-

\*) Prof. Rychter. Roboty wodne 1894 str. 216.

krojach jak kołowe, przyjmować  $\lambda_1$ , (wedle Kuttera, przy odpowiedniej wartości na  $\delta$ ), odpowiadające średnicy koła, którego powierzchnia byłaby równą powierzchni danego przekroju kwadratowego, czy innego.

Wartość  $\delta$ , (we wzorze 97a, względnie 103a) dla rur cementowych i z cegły, przyjmują średnio 0·35, z kamienia łamanego:  $\delta = 0\cdot45-0\cdot75$  dla rur z gliny palonej, (z uwzględnieniem nierówności na spójeniach)  $\delta = 0\cdot45$ .

Do obliczania wodociągów i lewarów z rur betonowych o przekroju kołowym lub jajowym, posłużyć mogą tablice podane na str. 90—93, ustawione pod założeniem  $\delta = 0\cdot35$

Do urządzeń ruropięty dla celów motorycznych, należy zbiorniczek (Wasserschloss), z którego ruropięty wychodzi, służący do połączenia kanału otwartego z ruropiętą.

Przy lewarach zaś, mamy po obu końcach ruropięty mniejsze zbiorniki, z upustami, namulnikami, kratą i t. d., zwane górną, względnie dolną głową lewaru.

W końcu wspomnieć wypada, że w wodociągu o wewnętrznym ciśnieniu kilku atmosfer, wskutek nagłego zamknięcia zasuw nprz. u wlotu do turbiny, powstać mogą tak gwałtowne wstrząśnienia, że mogłyby być niebezpieczne dla całości ruropięty. Cała bowiem objętość wody, znajdująca się w ruropięcie, a posiadająca pewną prędkość, zawiera znaczny zapas pracy (energii kinetycznej), którą celem wstrzymania ruchu wody przyjąć i zrównoważyć musi wytrzymałość materiału ruropięty. Z pomiędzy zwykłych środków bezpieczeństwa, najczęściej używane bywają wentyle ciężarkowe, otwierające się samoczynnie w razie nadmiernego udaru wody i rury stojące, w których woda podnosi się aż do wysokości umieszczonego u szczytu przelewu, tracąc w ten sposób zapas energii kinetycznej.

Zakład wodno-elektryczny w Champ (Isere), posiada przy budynku turbinowym 35m. wysoką, żelazną rurę stojącą — w formie wysokiego komina, z małym zbiornikiem na górze, z którego dwie rury przelewowe o małych średnicach, odprowadzają przelewającą się wodę do upustu.

### Przykłady :

1) Obliczyć stratę ciśnienia, jaką spowoduje przeprowadzenie 300 l<sub>sek</sub> wody, rurą o średnicy 500<sup>m</sup><sub>m</sub>, na długości 200 mb. Wedle tabl.



na str. 101, rurą o  $d = 500 \text{ m}$ , przy spadku  $i = 0.01$ , przepływa  $M = 406.6 \text{ l}_{\text{sek}}$ , z prędkością  $2.071 \text{ m}_{\text{sek}}$ . Przy  $M_1 = 300 \text{ l}_{\text{sek}}$ , strata jednostkowa, (wedle 107) wynosić będzie:

$$i = \frac{0.300^2}{100 \cdot 0.4066^2} = 0.005444$$

a na długości 200m, (wedle 99):  $h_2 = 0.00544 \cdot 200 = 1.089 \text{ m}$ .

Prędkość wody (wedle 107) wynosić będzie:

$$c_1 = 10 \cdot 2.071 \sqrt{0.005444} = 1.512 \text{ m}_{\text{sek}}$$

Strata u wlotu do rurociągu (wedle 95a):  $h_0 = 0.0739 \cdot 1.512^2 = 0.169 \text{ m}$ . Razem więc przepływ  $300 \text{ l}_{\text{sek}}$ , rurą o średnicy  $500 \text{ m}$ , na długości 200m, wymaga straty ciśnienia:  $h_0 + h_2 = 1.258 \text{ m}$ .

Celem sprawdzenia  $h_2$ , przeliczam wedle wzoru 100)

$$h_2 = 0.00189 \frac{0.300^2}{0.500^5} \cdot 200 = 1.089 \text{ m}$$

Wynik zupełnie zgodny z wynikiem uzyskanym przy pomocy tablicy.

2) Jaką objętość wody przeprowadzać będzie rura o średnicy  $800 \text{ m}$ , długa  $500 \text{ m}$ , zużywająca ciśnienie  $3.30 \text{ m}$ .

$$\text{Przyjmuję } h_0 = 0.30 \text{ m}, \text{ zatem } h_2 = 3.00 \text{ m}; i = \frac{3.00}{500} = 0.006.$$

Ponieważ przy  $i = 0.01$ , wedle tabl.  $M = 1442 \text{ l}_{\text{sek}}$ ,  $c = 2.869 \text{ m}_{\text{sek}}$  zatem (wedle 107.):  $M_1 = 10 \cdot 1442 \sqrt{0.006} = 1116.9 \approx 1117 \text{ l}_{\text{sek}}$ .

$$\text{Prędkość: } c_1 = 10 \cdot 2.869 \sqrt{0.006} = 2.222 \text{ m}_{\text{sek}}$$

Strata u wlotu, (wedle 95b):  $h_0 = 0.0612 \cdot 2.222^2 = 0.302 \text{ m}$ , czyli zgodnie z przyjęciem.

3) Obliczyć średnicę rury, która pod ciśnieniem najwyżej  $h_2 = 2.00 \text{ m}$ , przeprowadzała,  $M_1 = 800 \text{ l}_{\text{sek}}$ , na długości  $250 \text{ m}$ . Spad całkowity  $H = 9.0 \text{ m}$ : Obliczyć pracę turbiny, umieszczonej na końcu rurociągu. Tu:  $i = \frac{2.00}{250} = 0.008$ . -- Ze wzoru 107):

$M_1 = 10 M \sqrt{i_1}$  otrzymujemy dla spadku  $i = 0.01$ , odnośnie:

$M = \frac{800}{10 \sqrt{0.008}} = 894.4 \text{ l}_{\text{sek}}$ . Z pomiędzy rur o średnicach handlowych, przy  $i = 0.01$ , przeprowadza rura  $650 \text{ m}$  —  $825.72 \text{ l}_{\text{sek}}$ ;  $700 \text{ m}$  —  $1007.7 \text{ l}_{\text{sek}}$ , przy prędkości  $2.62 \text{ m}_{\text{sek}}$ . Należałoby więc wybrać jedną z tych dwóch i przeliczyć rzeczywistą stratę.

Ponieważ  $h_2$  nie może przekraczać  $2.00 \text{ m}$ , przyjmuję średnicę

większą t. j.  $700 \text{ m}$ ; zatem:  $i_1 = \frac{0.800^2}{100 \cdot 1.008^2} = 0.0063$  a stąd:

$h_2 = 0.0063 \cdot 250 = 1.575 \text{ m}$ . — Prędkość wody w rurociągu (107);

$c_1 = 10 \cdot 2.62 \sqrt{0.0063} = 2.08 \text{ m}_{\text{sek}}$ ; zatem  $h_0 = 0.0612 \cdot 2.26^2 = 0.263 \text{ m}$ .

Suma strat:  $h_0 + h_2 = 1.84\text{m}$ , a ponieważ całkowity spadek:  $H = 9.00\text{m}$ , zatem spadek użyteczny:  $h = 9.00 - 1.84 = 7.16\text{m}$ . Stąd zaś, przy 80% dzielności turbiny, uzyskana praca użyteczna: (wzór 3.)

$$P = \frac{800 \cdot 7.16}{75} \cdot 0.80 = 61 \text{ HP.}$$

4) Lewarem 60m długim, należy przeprowadzić  $1.500 \text{ m}^3_{\text{sek}}$  wody. Obliczyć średnicę rury i straty  $h_0$  i  $h_2$ .

Prędkość wody w rurze przyjmuję około 2.0 m. — Potrzebna średnica rury, wedle 109):

$$d = 1.128 \sqrt{\frac{1.500}{2.0}} = 0.997 \text{ m.}$$

Ponieważ taka rura, w danych warunkach byłaby za wielka, przyjmuję dla lewaru dwie rury mniejsze, z których każda przeprowadzać będzie połowę objętości wody, t. j.  $0.75 \text{ m}^3_{\text{sek}}$ .

$$\text{Zatem: } d = 1.128 \sqrt{\frac{0.75}{2.0}} = 0.690 \text{ m.}$$

Przyjmuję rurę o średnicy (handlowej)  $d = 650 \text{ mm}$ . Przez taką rurę, przy  $i = 0.01$ , wedle tabl. przepływa  $825.7 \text{ l}_{\text{sek}}$ , zatem  $750 \text{ l}_{\text{sek}}$  spowoduje stratę jednostkową (107):

$$i_1 = \frac{0.750^2}{100 \cdot 0.8257^2} = 0.00817; \quad h_2 = 0.00817 \cdot 60 = 0.490 \text{ m.}$$

Rzeczywista prędkość w przyjętej rurze będzie:

$$c = \frac{M}{F} = \frac{0.750}{0.33183} = 2.260 \text{ m}_{\text{sek}}, \text{ zatem przy lekko rozszerzonym}$$

wlocie do lewaru, (wedle 95b):  $h_0 = 0.0612 \cdot 2.26^2 = 0.312\text{m}$ . Zwierciadło wody w dolnej głowie lewaru, leżeć więc będzie o  $h_0 + h_2 = 0.802\text{m}$  niżej, jak w głowie górnej.

## VI. Motory wodne.

Pod nazwą motory wodne, rozumiemy maszyny, służące do ujęcia mechanicznej pracy wody, w formę nadającą się do celów technicznego zużycia, a w szczególności do uruchomienia maszyn roboczych, względnie prądnic. do zamiany pracy wody w energię elektryczną.

Poniższe uwagi o motorach wodnych, uważać należy za najogólniejsze wskazówki, do orientacji projektanta zakładu o sile wodnej. Wykonanie szczegółowego projektu motorów — należy do specjalistów w tym dziale, względnie do fabryk zajmujących się ich budową.

Motory wodne dzielimy na koła i turbiny; tak zwane maszyny o słupie wodnym, (motor Schmid'a) znajdują tylko drobne



zastosowanie (w przemyśle domowym), przy użyciu wody z wodociągów o wysokim ciśnieniu.

Teoretyczna różnica pomiędzy właściwymi kołami wodnymi a turbinami polega w tym, że na koło wodne wpływa woda robocza tylko w części jego obwodu, ciągle się z obrotem koła zmieniającej, a cisnąc swoim ciężarem na ściany komórek, lub oddając swą prędkość łopatom, umocowanym na obwodzie koła, wprawia koło w ruch obrotowy około osi poziomej. Po obniżeniu się, napełnionej wodą części obwodu koła do pewnej wysokości, następuje wypływ wody z koła w tej samej części jego obwodu, w którą poprzednio woda wpłynęła. Do turbiny natomiast, wpływa woda przez stale osadzone t. zw. koło kierujące, na łopatki koła turbinowego, (obrotowego) zasadniczo na całym obwodzie zewnętrznym lub wewnętrznym, zależnie od wzajemnego położenia obu kół względem siebie. Wypływ wody odbywa się również w zasadzie na całym obwodzie, ale z koła turbinowego, a więc w innej części maszyny jak wpływ. Pozatem koła wodne ujmują głównie pracę spadającego ciężaru wody, (koła nasiębiernie, grzbietowe) podczas gdy turbiny korzystają z energii kinetycznej, względnie ze stałego ciśnienia słupa wody, któremu odpowiada pewna prędkość przepływu. Pomędzy temi zasadniczemi dwoma formami ujęcia pracy wody, ujmują nprz. koła boczne pracę wody w formie przejściowej pomędzy jedną a drugą, względnie w obu równocześnie.

Co do wyboru w danym wypadku pomędzy kołem a turbiną, zauważyć się daje w ostatnich czasach, niezawsze uzasadniona tendencya, zastępywania turbinami, powszechnie do niedawna używanych kół wodnych. Jakkolwiek dla większych i małych objętości wody, spadku użytecznego i jednostek ujętej pracy, turbiny w najrozmaitszych swych odmianach, dzięki wysokiemu udoskonaleniu — przedstawiają w ogóle korzystniejszy motor, to jednak znajdujemy w praktyce warunki, w których koło wodne pracować może poprawniej i korzystniej od turbiny. Przy użytecznych spadach 5 — 10 m, małej objętości wody roboczej, (poniżej 60  $\frac{1}{\text{sek}}$ ) przy pożądaney dla pewnych maszyn roboczych małej ilości obrotów w minucie, a zwłaszcza przy nieczystej wodzie — założenie koła wodnego (nasiębiernego) okazuje się korzystniejszym od turbiny. Mniejszy koszt założenia, zwłaszcza kół drewnianych, odgrywa

w pewnych warunkach wielką rolę, tem bardziej, że i naprawa koła jest również łatwiejszą, podczas gdy naprawa turbiny wymaga już ukwalifikowanych sił. Przeciwnie przedstawia się sprawa dostosowania ruchu motoru, do chwilowych zmian zapotrzebowania pracy motorycznej, czyli t. zw. regulowania motoru, które wielce prymitywne przy kołach wodnych (przyknięcie stawidła) znalazło przy turbinach wysokie udoskonalenie w licznych systemach ręcznych i samoczynnych. Podobnie też dzielność, czyli stosunek pracy teoretycznej (wprowadzonej) do użytecznej, (ujętej) jest przy turbinach o wiele korzystniejsza. W końcu wymiary motoru, a przede wszystkim urządzeń doprowadzających wodę do motoru, (łotoków), przy takiej samej wielkości ujętej pracy, znacznie mniejsze przy turbinach niż przy kołach — przemawiają na korzyść turbin.

### Koła wodne.

Ze względu na receptor, (część maszyny ujmująca pracę) dzielimy koła wodne na komórkowe, używane gdy woda działa ciężarem, (koła nasiębierne i grzbietowe) i łopatkowe, (podsiębierne) ujmujące głównie prędkość, względnie ciśnienie wody roboczej.

Zależnie od miejsca wpływu wody, dzielimy koła na nasiębierne (tabl. I.), gdy woda wpływa u wierzchołka, grzbietowe — pomiędzy wierzchołkiem a wysokością wału (osi) koła, boczne czyli wśródbierne — o wpływie w wysokości wału, lub nieco poniżej, a w końcu podsiębierne — o wpływie wody znacznie poniżej wału. Ze względu na sposób osadzenia, dzielimy koła na wolno wiszące, (nasiębierne i grzbietowe) i na pogródkowe, (boczne i podsiębierne) przy których część obwodu wypełniona wodą, w czasie obrotu dotyka zewnętrzną krawędzią łopatek, współśrodkowej (z kołem) ściany kanału, zwanego pogródką. Celem takiej pogródki, jest wprowadzenie całej ile możliwości wody roboczej na łopatki koła, gdyż część przepływająca pod łopatkami uchodzi bez oddania zasobu swej pracy.

Średnica kół wodnych, zależna wogóle od użytecznego spadu, od równej niemal wysokości spadu przy kołach nasiębiernych, przechodzi u kół podsiębiernych do znacznie, nawet kilkakrotnie większej (od wysokości spadu). Prędkość obrotowa, jest stosunkowo mała, 1—2<sup>m</sup>/sek. Poniższa tabliczka podaje



wskazówki o użyciu, średnicach, prędkości wody u wlotu do koła, prędkości obwodowej samych kół, oraz o dzielności używanych, a poprawnie urządzonych kół wodnych. Przy prymitywnie urządzonych kołach drewnianych, liczyć można najwyżej na dzielność podaną niższą cyfrą, (w ostatniej rubryce tej tabliczki).

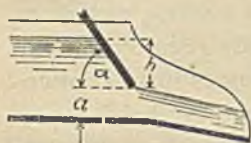
Rodzaj koła	Granica użycia		Prędkość w m/sek		Średnica koła $m$	Dzielność $\eta\%$
	$h$ m	$M$ m <sup>3</sup> /sek	$c$ wody u wlotu do koła	$v$ obrotowa koła		
Kolo nasiębiejne	3—5	0.075—0.4	3—4	1.3—1.6	$h - \frac{2v^2}{g}$ (2.5—12 m.)	60—70
	5—12	0.05—1.0	3	1.5		70—80
Kolo grzbietowe . . .	4—6	0.05—1.0	3	1.5	$\frac{1}{2}h$ (4—8 m.)	60—70
Kolo boczne (wśródbiejne) $a$ ) ze stawidłem przewalowym . . .	1.5—2.5	0.1—2.5	3	1.2—1.5	$2.5 - 3h$ (3—6 m.)	60—65
$b$ ) ze stawidłem kulisowem . . .	2.5—4.5	0.2—3.0	3	1.5—2.0	$h + 3.5 m$ (5—7 m.)	65—75
$c$ ) Zuppingera . . .	0.5—2.5	0.1—6.0	0.6—0.7	1.0—1.2	$2 - 3 h$ (4.5—8 m.)	65—75
$d$ ) Sagebiena	0.7—2.5	0.7—3.0	0.6—0.7	0.6—0.8	$2h + (1.3 - 1.9m)$ (6—9 m.)	75—80
Kolo podsiębiejne zwykłe . . . .	0.5—1.5	0.1—3.0	$0.45 \sqrt{2gh}$	$0.35 - 0.4c$	$3 - 5 h$ (4—7.5 m.)	30—50
Kolo podsiębiejne Poncelet'a . . .	0.2—1.7	0.1—4.0	$0.55 \sqrt{2gh}$	$0.55 c$	$4h$ (4—6 m.)	50—65

Jako granicę pracy do ujęcia przez jedno koło, podaje Rettenbacher 80 HP użytecznych; przy konstrukcyach mniej dokładnych, nawet 50 HP. Mniejsze koła drewniane ujmują zaledwie po kilka HP.

Celem wprowadzenia wody roboczej do koła bez zderzenia, używa się t. zw. stawideł. Przy kołach nasiębiernych, stawidło stanowi zastawka, umieszczona w końcowej części (rynnie)

łotoku. Do obliczenia wypływu wody używa się wzoru 50), z którego prędkość wypływającej wody:  $v = \mu \sqrt{2gh}$ . O ile urządzenie takiego stawidła odpowiada rys. 36, przyjmować należy wedle Tolkmitta przy:  $\alpha = 60^\circ \quad 50^\circ \quad 45^\circ \quad 20^\circ$

$$\mu = 0.75 \quad 0.78 \quad 0.80 \quad 0.82$$



rys. 36.

Przy kołach grzbietowych, bocznych i podsiębiernych, używa się stawideł przewałowych lub kulisowych. Szczegóły i różnice przedstawione w tabl. I

Stawidła przewałowe obliczamy przy pomocy wzoru 17), w którym przy często stosowanym urządzeniu, przedstawionem na rys. 37, przyjmować należy wedle Tolkmitta:  $\mu = 0.68-0.72$ . Przy stawidłach kulisowych, o łopatkach prostych lub wygiętych, do obliczenia wedle wzoru 50, przyjmować należy:

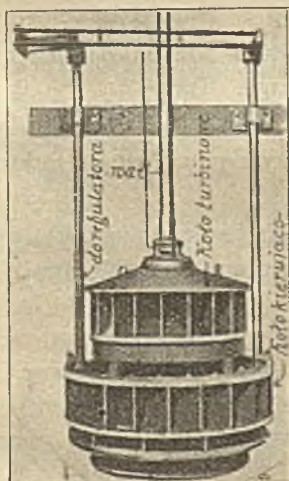
$$\mu = 0.60 - 0.75.$$



rys. 37.

Do niedawna jedynym materiałem do budowy kół wodnych było drzewo; w ostatnich czasach, zwłaszcza dla sztuczniejszych konstrukcji używają żelaza kutego lub stali, w formie blach dla płaszcza,

łopatek i komórek, a walcowanych kształtówek — dla części dźwigających. Wał koła z kutej stali, umieszcza się w brzozykowych łożyskach. — Przy kołach drewnianych, na wał i części dźwigające najlepiej nadaje się dębina, na komórki i łopatki — sosna lub modrzew.



rys. 38.\*)

Turbina systemu Francis'a o pionowym wale. (koło turbinowe p-deiagnięte)

### Turbiny.

Turbina składa się zasadniczo z czterech części (rys. 38). Stałe osadzone koło kierujące, zaopatrzone w odpowiednio wygięte łopatki, skierowuje strugi wody w ten sposób, aby bez zderzenia wpływały na łopatki ruchomego koła tur-

\*) Wzięty z podręcznika: W. Müller: Wasserkraft. Hannover 1906.



binowego. Koło turbinowe (rys. 39), osadzone na wale obrotowym, ujmuje pracę w formie prędkości, względnie ciśnienia przepływającej wody i przy pomocy wału i dalszych transmisyj, przenosi ją na maszyny robocze, względnie przy zamianie na energię elektryczną — na prądnicę (dynamo). Czwartą częścią składową turbiny, są przyrządy regulujące, których celem jest dostosowanie otworów koła kierującego do ilości dopływającej wody roboczej, względnie zachowanie stałej ilości obrotów w minucie, zależnej również od objętości przepływu.



rys. 39.

Koło turbinowe, z turbiny  
Francisa.

Dawniejsze turbiny posiadały wyłącznie wały pionowe (rys. 38) i obracały się w płaszczyźnie poziomej. Przy nowszych urządzeniach spotykamy coraz powszechniej wały poziome, z turbinami obracającymi się w płaszczyźnie pionowej. Na przedłużeniu wału znajdują się wprost prądnice, względnie rzadziej maszyny robocze.

Zależnie od kierunku wpływu wody roboczej do koła turbinowego, dzielimy turbiny na dwa główne działy:

- a) osiowe — jeżeli woda wpływa w kierunku osi, (wału) [System Henschl, Jonval, Girard, Knop]
- b) promieniowe — jeżeli woda wpływa w kierunku promienia koła turbinowego. [Fourneyron, Francis, Schwamkrug].

Obok tych dwóch działów, istnieją jeszcze turbiny o wpływie wody w kierunku ukośnym (cięciwy) [Zuppinger], dziś nieużywane.

Do turbiny osiowej może woda wpływać z góry, z dołu lub z boku, zatem koło kierujące może się znajdować nad lub pod kołem turbinowym, względnie oba koła umieszczone być mogą obok siebie na wale poziomym. Do turbiny promieniowej — wpływa woda z zewnątrz lub z wewnątrz, zależnie od położenia obu kół względem siebie.

Ze względu na wielkość obwodu, przez którą woda do turbiny wpływa, dzielimy turbiny na pełne — jeżeli woda wpływa

całą powierzchnią kanałów (otworów) międzyłopatkowych koła kierującego, czyli na całym jego obwodzie, i na częściowe (parcyalne) — jeżeli woda nie wpływa równocześnie na wszystkie łopatki, przyczem strumień wody wypełnia tylko częściowo kanały koła turbinowego, przepływając zresztą swobodnie wzdłuż wklęsłej powierzchni łopatki, a nie dotykając wypukłej powierzchni łopatki sąsiedniej. rys. 40) — Turbiny pełne mogą być zanurzone pod zwierciadłem dolnej wody, turbiny parcyalne natomiast, muszą zawsze obracać się w powietrzu, a w razie zanurzenia we wodzie dolnej młynówki, wskutek powstania wirów wewnątrz turbiny, (gdyż wolne części kanałów koła turbinowego, wypełnia dolna woda) tracą bardzo na dzielności.

Teoretycznie dzielimy jeszcze turbiny, na turbiny z oddziaływaniem\*), (Überdruck-, Pressstrahl-, albo Reaktionsturbinen) i bez oddziaływania (Druck-, Freistrah-, lub Aktionsturbinen). W pierwszych, (pełnych) prędkość obracającego się koła turbinowego, oddziałuje na prędkość przepływającej przez nie i dławionej w jego kanały wody, udzielając jej pewnego przyspieszenia i podnosząc dzielność turbiny. Aby takie oddziaływanie nastąpić mogło, muszą się przekroje kanałów koła kierującego stale zmniejszać, idąc od wpływu ku wypływowi wody (rys. 40).

W drugich t. j. turbinach bez oddziaływania, (parcyalnych) oddziaływania takiego nie ma, woda oddaje tylko swą prędkość, odpowiadającą wysokości ciśnienia słupa wody. Tu natomiast, przekroje kanałów koła turbinowego, idąc od wpływu ku wypływowi, muszą się stale powiększać. Trzeci rodzaj turbin, stanowią t. zw. turbiny graniczne, (Grenzturbinen) t. j. takie, w których woda wprawdzie przepływa pełnymi kanałami koła turbinowego, ale bez żadnego oddziaływania prędkości koła, na prędkość wody. Woda bowiem w turbinach takich zaledwie dotyka ścian łopatek — nie będąc pomiędzy nie dławiona. Takie turbiny mogą pracować także pod wodą, bez zbytniego obniżenia dzielności.

Przy turbinach zanurzonych we wodzie, wielkość użytecznego spadku mierzymy różnicą wysokości zwierciadła górnej i dolnej wody, zmniejszonej o wysokość  $h' = \frac{c^2}{2g}$ , potrze-

\*) W polskiem słownictwie („Technik“ i Polski kalendarz techniczny“, Warszawa 1909) nazwano turbiny z oddziaływaniem, słowem — naporowe, bez oddziaływania — turbiny odrzutowe.



bną na wywołanie prędkości ( $c$ ), z którą woda odpływa z pod turbiny (w młynówce dolnej). Przy turbinach zawieszonych nad zwierciadłem dolnej wody, mierzy się spad. użyteczny od zwierciadła wody górnej — do środka ciężkości przekroju kanałów koła turbinowego u wypływu.

Celem uniknięcia zatapiania turbin przez dolną wodę, umieszczają je w ostatnich czasach coraz częściej ponad zwierciadłem wielkiej wody (cofkowej) w młynówce dolnej. Spad od turbiny do zwierciadła dolnej wody, wyzyskuje się przy pomocy szczelnej rury ssącej, którą woda odpływa z tur- Rok 1912  
biny. Długość pionowa takiej rury, w praktyce może dojść do 6 m. Dolny jej koniec musi być zawsze pod najniższym stanem dolnej wody. W celu ułatwienia odpływu i zmniejszenia straty spad, potrzebnej na wywołanie prędkości odpływającej wody, należy rurę ssącą urządzić w ten sposób, by jej przekrój stałe się ku wpływowi powiększał, a kierunek wypływu wody ile możności był zgodny, z kierunkiem początku dolnej młynówki.

Rury ssące wykonują z blachy lub betonu; (tabl. II.) ostatnie zwłaszcza wypełniają korzystnie wszystkie podniesione wyżej warunki. Przy turbinach z rurami ssącymi, mierzymy spad użyteczny, różnicą wysokości zwierciadła górnej i dolnej wody.

Przy spadach użytecznych do 10 m., umieszcza się turbiny w otwartym szybie wodnym. Powyżej 10m. — doprowadza się wodę rurą tłoczącą, do turbiny zamkniętej w płaszczu żelaznym.

Ponieważ przy turbinach umieszczonych na wale poziomym — często wykonują ten płaszcz w kształcie ślimaka — nazwano je turbinami ślimakowemi (spiralnemi). Spiral-



rys. 40.

Z pomiędzy rozli-  
cznych systemów turbin,  
uzyskały dziś pierwszeń-  
stwo turbiny **Francisa\***)  
i t. zw. turbiny o wyso-  
kiem ciśnieniu, konstrukcyi  
**Peltona**.

Zaletą turbiny Fran-  
cisa, jest wielka zdolność  
dostosowania się do zmian

\*) W. Müller: Die Francisturbinen und die Entwicklung des modernen Turbinenbaues. 2 Aufl. Hannover 1905.

ilości wody, a to dzięki ruchomym łopatkom koła kierującego, wykonywanym wedle systemu **Finka** (rys. 40). Przez równoczesne pochylenie wszystkich łopatek, przy pomocy stosownego urządzenia do regulowania, przymyka się kanały koła kierującego, (rys. 40 przedstawia część koła otwartą, a drugą — zamkniętą, naturalnie nie jednocześnie) bez przerywania strumienia przepływającej wody, wobec czego turbina Francisa, nawet przy zmniejszonej do pewnej granicy ilości wody roboczej, (przy przymkniętych kanałach) pracuje „z oddziaływaniem”, co powoduje stosunkowo tylko nieznaczne zmniejszenie dzielności, przy zmniejszeniu dopływu wody.



rys. 41.

Drugi system regulowania turbin, podany przez **Zodela**. (przedstawiony na rys. 41, w dwóch nierównoczesnych położeniach,) polega na tem, że wprawdzie łopatki koła kierującego są stałe, ale pomiędzy kołem kierującym a turbinowym, leży ruchomy pierścień z przedłużeniami łopatek ( $a$ ), które

przy przesunięciu pierścienia w lewo, zamykają wszystkie kanały koła kierującego, częściowo lub w całości, zmniejszając lub zamykając wogóle dopływ wody. Stawideł systemu Zodela — używa się przy wysokich spadach użytecznych.

Ponieważ turbina Francisa pracuje bardzo korzystnie z rurą ssącą, więc daje się łatwo umieścić w dowolnej wysokości. Stąd pochodzi łatwość umieszczania jej na wspólnym wale z maszynami roboczymi, względnie z prądnicą; takie zaś bezpośrednie połączenie jest bardzo korzystne, bo usuwa straty pracy i kosztu przenośni.

Przez stosowny dobór średnicy turbiny, względnie przez umieszczenie dwóch do czterech turbin o mniejszych wymiarach, na wspólnym wale pionowym lub częściej poziomym, (turbiny bliźniacze) wywołać można 1·4—2-krotną ilość obrotów (do 500 w minucie), w stosunku do ilości obrotów jednej większej turbiny, korzystającej z tego samego spadu i wody roboczej.

Posiadamy więc możliwość wywoływania takiej ilości obrotów w minucie, jakie wymagają sprzęgnięte z turbiną maszyny robocze.



Ilość obrotów turbiny w minucie, przy danym spadzie użytecznym (w.m.) i danej objętości wody roboczej, (w  $\text{m}^3/\text{sek}$ ) podaje W. Müller wzorem:

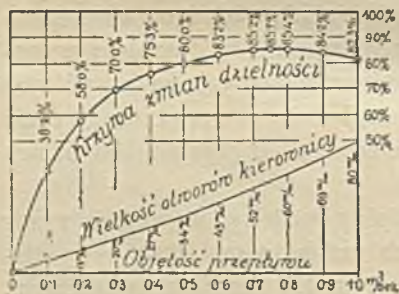
$$n = C \sqrt{\frac{h \sqrt{h}}{M}} \dots \dots \dots$$

w którym wartość stałej  $C$ , przyjmować należy:

przy dawniejszych systemach . . . . .	$C = 40-50$
„ turbinach Francisa, zwykłych . . . . .	50-60
„ „ „ „ szybkobieżnych . . . . .	60-70

Podnieść należy, że turbiny Francisa, przy udoskonalonych systemach regulatorów, zachowują w wysokim stopniu stałość ilości obrotów. Ilość ta, nawet przy znacznych zmianach objętości — nieznacznie tylko się zmienia.

Cała konstrukcja turbiny Francisa jest łatwo dostępna, co w wysokim stopniu ułatwia dozór motoru. Granice użycia tak co do spadu, (do 100 m.) objętości wody roboczej, (do 30  $\text{m}^3/\text{sek}$  a nawet i wyżej) jak i co do jednostek ujętej pracy, (do 12.500 *HIP* nad wodospadem Niagara), są bardzo rozległe. W końcu, co najważniejsze, turbiny Francisa pracują z bardzo wysoką dzielnością — dochodzącą nawet do 86%, przy stosunkowo małej zmienności stopnia dzielności, spowodowanej zmianą objętości wody roboczej.



rys. 42.

Pojęcie o zmianach dzielności, spowodowanych zmianami objętości wody roboczej, daje wykres (rys. 42), uzyskany z pomiarów prof. Thomanna w Stuttgardzie, na turbinie systemu Francisa, wykonanej przez firmę I. M. Voith w St. Pölten i Heidenheim d. d. Br.

Podobne wyniki dają pomiary prof. H. Schrötera i radcy budow. Uppenborna\*) w Monachium, wedle których przy zupełnym napełnieniu, dzielność turbin systemu Francisa, wynosiła 80-84,5%, przy  $\frac{3}{4}$  napełnieniu 85-86%.

Wykres rys. 42, daje zarazem pogląd na wymiary, względnie ilość turbin, jaką w danym wypadku założyć należy. Poniżej

$\frac{1}{3}$  napełnienia, dzielność szybko maleje, zatem przy spodziewanych zmianach ilości wody w czasie posuchy — aż poniżej  $\frac{1}{3}$  ilości normalnej wody roboczej, założyć należy dwie mniejsze turbiny; przy zmianach spodziewanych w mniejszych granicach, należy pozostać przy jednej większej — zwłaszcza, że większa turbina ma większy moment obrotu — a temsamem większą dzielność.

Przy użytecznych spadach ponad 15 m, aż do spadów w setkach metrów mierzonych, i przy stosunkowo niezbyt wielkich objętościach wody roboczej, używają dziś powszechnie turbin Peltona. Turbina taka składa się z koła, rys. 43. (na



rys. 43.

poziomym wale) którego obwód opatrzony jest w szereg podwójnych łyżek, (łopatek) o przekroju wskazanym na rys. 44. Na łyżki te, wprowadza się wodę stycznie do obwodu koła, przy pomocy rury tłoczącej, której zakończenie zwane dyszą, (Düse) zawiera wewnątrz urządzenie do regulowania (stawidło) objętości dopływającej wody. Strumień wody, wypływający z dyszy z prędkością  $c = \sqrt{2gh}$ , ( $h$  oznacza spad użyteczny z uwzględnieniem strat w rurze) dostaje się na łyżkę, a doznając

odchylenia niemal o  $180^\circ$  od pierwotnego swego kierunku — oddaje prawie całą swą prędkość (a więc i pracę) łopatom koła. Stąd też dzielność tych turbin jest bardzo wysoka, dochodzi wedle dat fabryk do 85 — 90 % (Ganz et. C. Budapeszt.)

Ścisłe pomiary, przeprowadzone w r. 1884 przez amerykańską komisję, w celu porównania dzielności rozmaitych motorów wodnych, wykazały u turbin Peltona średnio dzielność 87·3%.

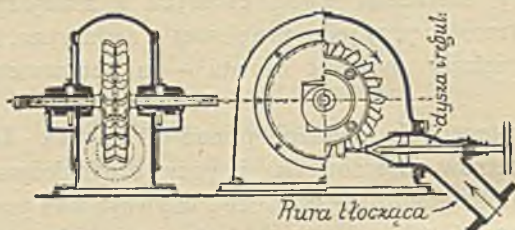


rys. 44.

Bardzo ważnym czynnikiem przemawiającym za turbinami Peltona — są ich małe rozmiary, przy których ujmują bardzo znaczną pracę; dają się więc łatwo ustawić, nie wymagając zupełnie osobnych ubikacji (komór turbinowych.) Rys. 45, przedstawia przekrój podłużny i poprzeczny takiej turbiny, zamkniętej zwykle płaszczem żelaznym. Fabryki dostarczają maszynę taką zupełnie zestawioną na płycie podstawowej, którą wprost ustawić tylko należy na stosownym fundamencie.



Przy znaczniejszych objętościach wody roboczej, doprowadza się ją na koło dwoma lub trzema dyszami ze wspólnej rury tłoczącej, względnie, na wspólnym wale i we wspólnym



rys. 45.

płaszczy, umieszcza się obok siebie kilka kół, a do każdego z nich doprowadza się wodę osobną dyszą, ze wspólnej rury tłoczącej.

Regulowanie dopływu jest bardzo proste i łatwe; przez przykręcenie sworznia stożkowato zakończonego w otwór dyszy, (rys. 45) zmniejsza się przekrój przepływu wody — bez wywołania zbyt wielkich oporów.

Granica użycia kół Peltona jest bardzo rozległa; nadają się one równie dobrze już przy skutku  $\frac{1}{40}$  konia użytecznego, jak i wykonanych już jednostkach do 10.000 koni.

Objętości wody roboczej wahają się u tych turbin od części litra na sekundę, do około  $0.50 \text{ m}^3/\text{sek}$  dla jednej dyszy, przy spadach od 15–500m i wyżej. Przy tak rozległych granicach, zmienność dzielności motoru tego jest bardzo mała i średnio zawsze przyjąć można  $\eta = 0.85$ .

W zakładzie Vallecito, nad rzeką Stanisława, (Kalifornia) zaprojektowano turbiny Peltona o sprawności po 12.000 HP, przy użytecznym spadzie 417 m. (Min. et Compte Rendu des Trav. d. la Soc. d. Ing. Civ. d. France 1907. Str. 490).

Materyałem używanym do budowy turbin, jest niemal wyłącznie żelazo i to bądź kute, bądź też lane. W turbinach Francisa, koło kierujące jest najczęściej z żelaza lanego, za to łopatki koła turbinowego, niemal zawsze są kute.

Do budowy turbin Peltona, przy bardzo małych wymiarach (średnica koła około 20 cm) używa się brązu, dla większych żelaza lanego; przy bardzo wysokich ciśnieniach — stali lanej.

Na rury tłoczące najlepiej używać rur manesmannoskich, lub spajanych ze stali.

Bardzo ważną częścią turbiny jest regulator, zachowujący stałą ilość obrotów w minucie, zwłaszcza przy turbinach poruszających dynamo - maszyny, walcownie, warstwy tkackie w przędzalniach i t. d., gdzie warunkiem poprawnego wykonania produktów, jest jednostajna prędkość maszyn roboczych.

Pierwotnie regulatory te były ręczne — obecnie są w użyciu liczne systemy samoczynne, (hydrauliczne) spełniające zupełnie zadowalająco swe zadanie.

W celu przeniesienia ujętej pracy na maszyny robocze, używa się kół zębatach lub pasowych — względnie najkorzystniej bezpośredniego sprzędła z głównego wału.

Wykonanie i obudowę najczęściej używanych kół wodnych, zbudowanych tak z drzewa jak i z żelaza, przedstawia tablica I. Podobnie obudowę turbin w rozmaitych typach, wykonywaną powszechnie w betonie, przedstawia tabl. II.

### Uzupełnienie.

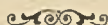
Prof. Dr. M. Matakiewicz, opierając się na poprzedniej swej formule, (43) opracował w ostatnich czasach nowy wzór na średnią prędkość profilu w łożyskach rzecznych. Wzór ten, podaje prędkość jako iloczyn funkcji spadku i funkcji średniej głębokości:

$$c = F'(i) \cdot f(t)$$

$$\text{przyczem: } F'(i) = 34 i^{0.493 + 10i}; f(t) = \frac{3.41 t}{2.2 + t^{2/3} + 0.15/t^{12}}$$

$$\text{zatem: } c = \frac{116 i^{0.493 + 10i}}{2.2 + t^{2/3} + 0.15/t^{12}} \cdot t$$

$c$  i  $t$  wyraża się w  $m$ ,  $i$  = spadek na jednostkę. Wzór ten, wyprowadzony na podstawie ogromnej ilości pomiarów, oddać może dobre usługi w praktyce, zwłaszcza że rachowanie upraszcza się w wysokim stopniu przez wykreślenie krzywych  $F'(i)$  i  $f(t)$ . Dla danego  $t$ , oraz  $i$ , oznacza się z wykresu rzędne, a średnia prędkość będzie iloczynem obu tych rzędnych. Tak samo sporządzić można tabelę cyfrową, przez wyrachowanie  $c$ , dla różnych  $i$ , oraz  $t$ .





## Przykład ogólny.

Nad rzeką, której stosunki przepływu wód, przedstawia wykres na tabl. I., zaprojektować należy zakład o sile wodnej, zaopatrujący sąsiednie miasto w światło elektryczne, a fabrykę sztucznych nawozów, w energię motoryczną. Z sytuacji wynika, że młynówka kopana przeprowadzać będzie wodę na długości 3250 km; w obrębie przeciętego przedmieścia, na długości 270 m, celem zmniejszenia szerokości, otrzyma młynówka brukowane skarpy. Młynówka dolna 295 m. długa. Znamię zw. małej wody przy ujęciu ustalono na 287·60, poniżej zakładu: 270·35; Dopuszczalne spiętrzenie m. w. do wysokości 288·85, zatem o 1·25m; wielkiej wody o 0·85, do znamienia 291·10. W przestrzeni około 2 km powyżej ujęcia, wyrównany spadek m. w. znaleziono 1·56‰; średnia głębokość  $a = F : B = 0·42$  m. — Spadek w. w.: 1·85‰.

a). Obliczenie wody roboczej. W celu ustalenia podstaw projektu, zestawiono w tabl. I. odczyty sąsiedniego wodowskazu (w przykładzie przyjęto daty wodowskazu na Świcy w Zurawnie) z trzech lat, w których średni (artmetyczny) odczyt wodowskazowy, charakteryzujący objętość rocznego odpływu, wynosił:

w roku 1903 . . . . .	+257 cm.
„ „ 1094 . . . . .	+236 cm.
„ „ 1905 . . . . .	+247 cm.

Rok 1905, uważać zatem można za rok średni pod względem odpływu, co potwierdza również wykres.

[Wykres ilości dni. (linie pionowe) odpowiadających stanom wodowskazu w granicach 10 cm (1 dm), wykonano na podstawie „Zestawienia czasu trwania stanów wody“, podanego w rocznikach hydrograficznych. Zestawienie to, uwzględnia najmniejsze różnice odczytów z każdego dwóch sąsiednich dni w ten sposób, że jeżeli odczyt wodowskazu zmienił się z dnia na dzień o kilka dm, to ten dzień podzielono na tyle części, ile dm przebiegł stan wody w tych 24 godzinach. Nprz. jeżeli 24. V, odczyt wynosił + 243 cm, 22. V : + 286, to z danego dnia przypada na każdy z tych 5 dm, piąta część dnia, a więc na odczyt +245 (średni z odczytów +240 do +250) przypada 0·2 dnia, +255, 0·2 dnia i t. d. +285cm — 0·2 dnia.]

Z zestawienia sumy czasu trwania poszczególnych stanów wody, z krzywą objętości przepływu — wynika, że objętość przepływającej wody wynosiła przez: 180, 270, 350, 365 dni w roku:

1903 . . .	11·0 m <sup>3</sup> <sub>sek</sub>	7·5 m <sup>3</sup> <sub>sek</sub>	5·0 m <sup>3</sup> <sub>sek</sub>	4·2 m <sup>3</sup> <sub>sek</sub>
1904 . . .	6·2 „	3·8 „	2·8 „	1·5 „
1905 . . .	8·2 „	6·1 „	3·8 „	2·5 „

Ponieważ projektowany zakład, przez cały rok winien dawać w przybliżeniu jednostajną pracę, zatem obliczać go należy na stan 270 dniowy z średniego roku (1905). Ponieważ zaś dla niżej położonych osad, odpływać musi 1·5 m<sup>3</sup><sub>sek</sub> wody, zatem zakład średnio będzie mógł korzystać z 6·1—1·5 = 4·6 m<sup>3</sup><sub>sek</sub>. Zestawienie innych dat wskazuje, że zakład w średnim roku przez 180 dni będzie mógł korzystać z 6·7 m<sup>3</sup><sub>sek</sub>, czyli wydawać pracę o 45‰ większą od średniej.

Natomiast przez  $350 - 270 = 80$  dni — objętość wody roboczej spadnie do  $2.3 \text{ m}^3_{\text{sek}}$ , czyli o  $50\%$  poniżej średniej. W końcu w ciągu resztujących 15 dni, będzie miał zaledwie  $1 \text{ m}^3_{\text{sek}}$  do dyspozycji.

Wykres ten poucza zarazem o zmianach, na jakie przygotowany być musi projektowany zakład w roku suchym, w którym jak nprz. w r. 1904, już 270 dniowa woda robocza wynosiła  $3.8 - 1.5 = 2.3 \text{ m}^3_{\text{sek}}$ , a więc tylko  $50\%$  wody 270 dniowej w roku średnim. W celu dokładniejszej jeszcze orientacji, podzieliłby należało okres pomiędzy 270—350 dniami na pośrednie i znaleźć z wykresu objętości nprz. 300 i 325 dniowej wody i t. d. Tu zadowolimy się powyższem zestawieniem, przyjmując średnią wodę roboczą na  $4.6 \text{ m}^3_{\text{sek}}$ . Dla obliczenia wymiarów młynówki, przyjmując objętość 180 dniowej wody, czyli okrągło  $7 \text{ m}^3_{\text{sek}}$ .

- b.) Obliczenie motoru. Ponieważ zmienność objętości wody roboczej w średnim roku, j. w. dochodzi do połowy objętości średniej wody, więc wypadłoby ustawić jedną turbinę. Pojemność jej musiałaby być obliczoną na najwyższą, przyjętą dla młynówki objętość wody, t. j.  $7 \text{ m}^3_{\text{sek}}$ . Ze względu jednak na to, że średnia objętość ( $4.6 \text{ m}^3_{\text{sek}}$ ) wody, wypełniłaby turbinę tylko w  $0.66$  pojemności, a objętość 350 dniowa (względnie 270 dniowa w roku suchym) zaledwie w  $0.33$  pojemności — projektując ustawienie dwóch turbin Francisa, z których jedna posiadać będzie pojemność średniej wody roboczej, zwiększoną o  $20\%$ , okrągło  $5.5 \text{ m}^3_{\text{sek}}$ , druga — 350 dniowej, również o  $20\%$  powiększoną, a więc  $2.8 \text{ m}^3_{\text{sek}}$ . Przy pomocy takich turbin, korzystne dostosowanie motoru do chwilowych zmian wody, będzie umożliwione w najszerszych granicach, przy zachowaniu wysokiego stopnia dzielności, który średnio przyjętą będzie można na  $84\%$ . — Pozatem druga turbina, stanowić będzie rezerwę na wypadek uszkodzenia pierwszej.
- c.) Motor rezerwowy (termiczny). W celu ustalenia wielkości motoru rezerwowego — przyjmuję, że w okresie posuchy, sprawność zakładu może być ograniczona do trzeciej części średniej sprawności, czyli do takiej, jaką przedstawia  $4.6 : 3 = 1.53 \text{ m}^3_{\text{sek}}$  wody. Ponieważ zaś zakład musi iść bez przerwy przez cały rok, (ze względu na oświetlenie), a całoroczna woda robocza średniego roku wynosi  $1 \text{ m}^3_{\text{sek}}$ , zatem wielkość motoru rezerwowego (termicznego) musiałaby odpowiadać pracy, jaką w tym zakładzie przedstawia  $0.53 \text{ m}^3_{\text{sek}}$  wody.
- d.) Obliczenie młynówki. — Objętość wody:  $M = 4.6 \text{ m}^3_{\text{sek}}$ ; przyjmuję:  $c = 0.70 \text{ m}^3_{\text{sek}}$ ; skarpy 1 : 1.5. — Zatem:  $F = 6.57 \text{ m}^2$  Głębokość najkorzystniejszego przekroju [tabl. str. 83] wynosiłaby:  $a = 1.76 \text{ m}$ ; przyjmuję  $a = 1.25 \text{ m}$ . — Zatem [wzór 79]:  
 $b = 7.10 \text{ m}$ ;  $b_1 = 3.45 \text{ m}$ ;  $t = F : b = 0.925 \text{ m}$ ;  
 Wedle Hermanka [40d]:  $K = 33.32$ , a potrzebny w celu wywołania przyjętej prędkości — spadek [76]:  $i = 0.00053 = 0.53 \text{ ‰}$ .  
 W części zabudowanej, gdzie młynówką otrzyma skarpy brukowane (1:0.5), przyjmuję:  $c = 1.0 \text{ m}^3_{\text{sek}}$ . Zatem:  $F = 4.3 \text{ m}^2$ ; Przyjmuję j. w.  $a = 1.25 \text{ m}$ ; a stąd [79]:  
 $b = 4.30 \text{ m}$ ;  $b_1 = 3.05 \text{ m}$ ;  $p = 3.05 + 2.80 = 5.85 \text{ m}$ ;  $t = 1.07 \text{ m}$ .



Wedle Hermanka [40d], przy  $m = 0.48$ ; (średnia wartość pomiędzy kanałem ziemnym i z kamienia łamanego, w stosunku długości zwilżonego obwodu muru i ziemi) będzie:

$$K_0 = 34.58; K = 34.58 + \frac{0.48}{6} (70 - 34.58) = 37.4,$$

a stąd [76]:  $i = 0.00066 = 0.66 \text{‰}$ .

Ponieważ wedle założenia, młynówka winna przy wyższych stanach przeprowadzać  $7 \text{ m}^3 \text{ sek}$ , przyjmując takie wykonanie, aby zw. w. mogło się o  $0.25 \text{ m}$  (zatem do  $a = 1.50 \text{ m}$ ) podnieść w górę. Wtedy [79]:  $F = (3.45 + 1.5 \cdot 1.5) \cdot 1.5 = 8.55 \text{ m}^2$ ;  $b = 3.45 + 2 \cdot 1.5 \cdot 1.5 = 7.95 \text{ m}$ ;  $l = 8.55 : 7.95 = 1.075 \text{ m}$ . Wedle [40d]:  $K = 34.7$ , a przy obliczonym spadku  $0.53 \text{ ‰}$ , prędkość wody:  $c = 34.7 \cdot \sqrt{1.075 \cdot 0.00053} = 0.82 \text{ m sek}$ ; ilość przepływającej wody:  $M = 8.55 \cdot 0.82 = 7.01 \text{ m}^3 \text{ sek}$ , czyli zgodnie z założeniem. — Podobnie i w części brukowanej przy  $a = 1.50 \text{ m}$ , przepływnie okrągło  $7 \text{ m}^3 \text{ sek}$ .

Młynówka dolna będzie wykonana w spadku  $1 \text{ ‰}$ . [Obliczenie wymiarów jak w przykl. 2. str. 84].

e). Obliczenie rury tłoczącej. Ponieważ spad użyteczny wynosić będzie więcej niż  $10 \text{ m}$ , doprowadzić należy wodę rurą tłoczącą wprost do turbin. Długość tej rury, wedle prof. podłużnego młynówki, wynosić będzie  $62 \text{ m}$ . — Prędkość wody w rurze, przy średnim dopływie, ( $4.6 \text{ m}^3 \text{ sek}$ ) przyjmując około  $1.50 \text{ m sek}$ , zatem [109]:  $d = 1.97 \text{ m}$ ; przyjmując  $d = 2.00 \text{ m}$ , — w której rzeczywista prędkość będzie:  $c_1 = M : F = 1.46 \text{ m sek}$ . Ponieważ zaś rurą taką przy  $i = 0.01$ , przepływa  $M = 16.412 \text{ m}^3 \text{ sek}$ , [tabl. str. 101.] zatem [107] strata jednostkowa wzdłuż rury:

$$i_1 = \frac{4.6^2}{100 \cdot 16.412^2} = 0.00078. \text{ Przy dopływie } 7 \text{ m}^3 \text{ sek}; i_2 = 0.00283;$$

a prędkość:  $c_2 = M : F = 7.0 : 3.14 = 2.23 \text{ m sek}$ .

f). Obliczenie szluzu wpustowej. Prędkość wody na szluzie wpustowej, przyjmując jak w młynówce kopanej, t.j.  $0.7 \text{ m sek}$ . Ze względu na wstrzymanie żwiru i namułu przed wniesieniem do młynówki, projektując szluzę wpustową tak, by średnia woda wpływała warstwą  $1 \text{ m}$  głęboką. (rzeka przy szluzie będzie miała głębokość:  $0.42 \text{ m} + \text{spiętrzenie} = 1.67 \text{ m}$ ). — Przekrój zatem szluzu:  $F = 4.6 : 0.7 = 6.57 \text{ m}$ ; szerokość  $6.57 : 1.0 =$  okrągło  $6.60 \text{ m}$ . — a wraz z żelaznym słupem zastawkowym w pośrodku,  $10 \text{ cm}$  szerokim —  $6.70 \text{ m}$ . Strata na szluzie wpustowej [53a]:  $h_0 = 0.034 \text{ m}$ , przyjmując okrągło  $0.04 \text{ m}$ . Próg szluzu będzie więc leżał na znamieniu:  $288.85 - (1.00 + 0.04) = 287.01 \text{ m}$ .

g). Obliczenie jazu pomijam, powołując się na przykład podany na str. 57—59.

h). Obliczenie użytecznego spadu. Ogólny spad wody od ujęcia do ujścia dolnej młynówki, wynosi:  $288.85 - 270.35 = 18.50$ . Ze spadu tego stracić należy następujące straty:

Strata: przy wodzie roboczej:	$4.6 \text{ m}^3 \text{ sek}$ ;	$7 \text{ m}^3 \text{ sek}$ .
1) u wlotu do młynówki [53a.] . . .	$0.04 \text{ m}$ . . .	$0.05 \text{ m}$
2) w młynówce kopanej (3250m długiej)	$1.72$ . . .	$1.72$
3) w młynówce obruk. (270m długiej)	$0.18$ . . .	$0.18$
do przeniesienia . . .	$1.94 \text{ m}$	$1.95 \text{ m}$

Z przeniesienia . . .	1.94 m . . .	1.95 m
4) u wlotu do rury tłoczącej: [95b.]	0.13 . . .	0.31
5) wzdłuż rury tłocz. (62m długiej) .	0.05 . . .	0.12
6) w młynówce dolnej (295m długiej)	0.24 . . .	0.24
7) na kracie przed rurą tłoczącą		
i inne nieujęte rachunkiem, przyjmuje	0.14 . . .	0.15
zatem suma strat: . . .	2.50 m . . .	2.75 m.

Ponieważ jednak przy  $7 \text{ m}^3_{\text{sek}}$ , zw. w. u wlotu do młynówki, będzie leżało o 0.25m wyżej, niż przy  $4.6 \text{ m}^3_{\text{sek}}$ , zatem w obu przypadkach suma strat będzie 2.50m, a użyteczny spad:  $18.50 - 2.50 = 16.00\text{m}$ .

- f). Obliczenie ujętej pracy. Wielkość ujętej pracy wody, zależąc będzie od ujętej w danej chwili objętości wody. Średnia, ujęta praca wody, [3] przy przyjętej dzielności  $84\%$ , wynosić będzie:

$$P = \frac{4600 \cdot 16}{75} \cdot 0.84 = 824 \text{ HP}.$$

Podobnie w średnim roku, przy dopływie:

180; 270; 350; 365-dniowej wody użyteczna praca, wynosić będzie: 1200; 824; 412; 180 HP.

Motor rezerwowy, (termiczny) odpowiadający pracy  $0.53 \text{ m}^3_{\text{sek}}$  wody, musiałby mieć możność wytworzenia okrągło 95 HP użytecznych, czyli  $11.5\%$  średniej pracy wody.

- g). Obliczenie krzywej spiętrzenia. Wedle Rühlmanna, [73] dalekość spiętrzenia (cofka) malej wody:

$$l = \frac{0.42}{0.00156} \left\{ F \left( \frac{1.25}{0.42} \right) - 0.0067 \right\} = 1180 \text{ m, okrągło } 1200 \text{ m.}$$

Wedle [74]:  $l = 2 \cdot 1.25 : 0.00156 = 1600 \text{ m.}$

Rzędne (znamiona) krzywej spiętrzenia, obliczone wedle Rühlmanna [72], względnie wedle paraboli [75], przedstawiają się następująco:

	zw.: wody niespiętrzonej:	krzywa spiętrzenia wedle: Rühlmanna:	paraboli:
na jazie . . . .	287.600 m. . . .	288.850 m. . . .	288.850 m.
o 200 m. powyżej,	287.912 . . . .	288.863 . . . .	288.870
400 " "	288.224 . . . .	288.886 . . . .	288.928
600 " "	288.536 . . . .	288.898 . . . .	289.026
800 " "	288.844 . . . .	288.987 . . . .	289.163
1000 " "	289.160 . . . .	289.187 . . . .	289.328
1200 " "	289.472 . . . .	288.464 (koniec cofki)	289.553
1600 " "	290.100 . . . .	290.100 . . . .	290.100 (k. cofki)

Widać tu dobrze niedokładność przyjęcia kształtu krzywej spiętrzenia — jako paraboli.

Podobnie obliczyć należy rzędne krzywej spiętrzenia dla wielkiej wody, której cofka w przybliżeniu [74]:  $l = \frac{2 \cdot 0.95}{0.00185} = 379 \text{ m.}$

Przy pomocy obliczonych rzędnych, wkreślić można krzywe spiętrzenia w profil podłużny rzeki, poczem łatwo ocenić potrzebę i rozmiary urządzeń ochronnych.



## TREŚĆ.

	Str.
I. Praca wody . . . . .	6
Pomiar pracy wody . . . . .	6
Zamiana pracy wody w energię elektryczną . . . . .	8
II. Pomiary i zdjęcia . . . . .	9
III. Zasady obliczania zakładów o sile wodnej . . . . .	11
Obliczanie stawów . . . . .	14
Sposoby obliczania przepływu w rzece	
a) wzory Iszkowskiego . . . . .	16
b) wzory Lauterburga . . . . .	20
c) inne . . . . .	23
Pomiar przelewem . . . . .	25
„ pływakiem . . . . .	29
„ młynkiem . . . . .	31
Wzory na średnią prędkość przekroju . . . . .	35
IV. Obliczanie jazów, szluz i upustów . . . . .	49
Szluzy wpustowe . . . . .	55
Światło mostów . . . . .	60
Obliczanie przepustów . . . . .	66
Krzywa spiętrzenia wedle Tolkmitta . . . . .	68
„         „         „ Rühlmanna . . . . .	72
„         „         „ paraboli . . . . .	74
V. Kanały i rurociągi: A) kanały otwarte . . . . .	77
B) „ zamknięte . . . . .	87
C) Wodociągi . . . . .	96
VI. Motory wodne, ogólnie . . . . .	107
Kola wodne . . . . .	109
Turbiny . . . . .	111
Przykład ogólny . . . . .	120



## Dostrzeżone omyłki.

Str.	wiersz:	zamiast:	ma być:
18	18 od góry	na pionowych	na poziomych
18	10	zniżonych	żwirowych
19	6 od "dołu	$h = 100 \text{ m}$	$h = 1.00 \text{ m}$
27	4 od góry	$[(h-s)^{1/2} - s^{1/2}]$	$[(h-s)^{3/2} - s^{3/2}]$
27	2 od dołu	opuszczono na początku	wzoru: $M =$
36	3 od góry	styczną	styczną, równoległą
37 i 38	w napisie nad pierwszą kolumną tabliczki	ma być $r$ ,	a nie $\gamma$
42	16 od dołu	średnicy	średniej
46	8 od góry	przy większem	przy $t$ większem
59	12 od góry	ma wysokość	ma wynosić
66	11 od dołu	następ-	nastąpi
70	12 od dołu	Ponieważ wzór 71) nie posiada $i$ , więc da się...	Wzór 71), mimo że zawiera $i$ , da się...
74	11 od góry	$F = \left(\frac{h}{a}\right) - \frac{ix}{a} =$	$F\left(\frac{h}{a}\right) - \frac{ix}{a} =$
74	2 od dołu	na początku wiersza	brakuje $l$ ,
82	12 od góry	$s = 2 \sqrt{w(2r-w)}$	$s = \sqrt{w(2R-w)}$
82	8 od dołu	$w = \frac{s^2}{8r}$	$w = \frac{s^2}{8R}$
83	po tabelce	opuszczono ustęp: Najkorzystniejsze przekroje wypadają za głębokie, rzadko więc się ich używa. Zazwyczaj przyjmuje się przekroje płytsze. Zaznaczyć tu jednak należy, że...	
86	1 od dołu	nie 50 cm	niż 50 cm.
86	22 od dołu	ocbronić	ochronić
89	11 od dołu	odcinka $f_1$ ,	odcinka $f$ ,
103	3 od dołu	Lexas-Creck-Strank	Texas-Creck-Strank
104	11 od góry	łatwiej	taniej

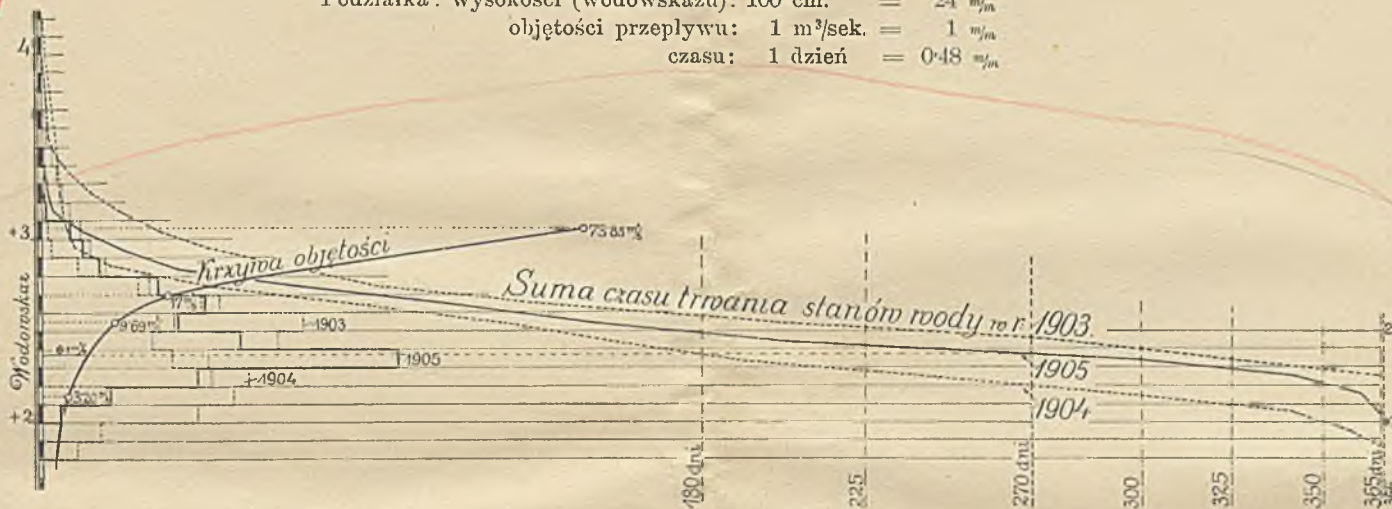




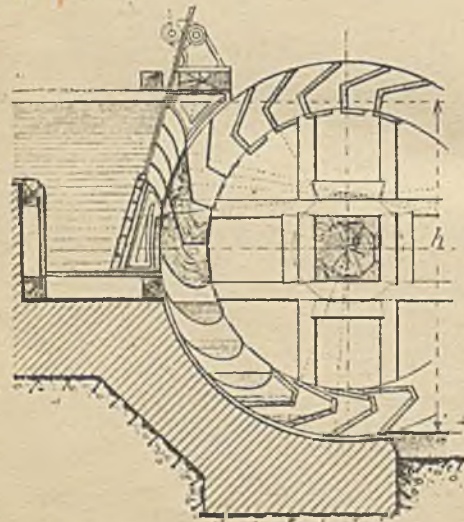


Graficzne przedstawienie czasu trwania stanów wody, zestawione z krzywą objętości przepływu.

Podziałka : wysokości (wodowskazu) : 100 cm. = 24  $\frac{m}{in}$   
 objętości przepływu : 1 m<sup>3</sup>/sek. = 1  $\frac{m^3}{in}$   
 czasu : 1 dzień = 0.48  $\frac{dn}{in}$

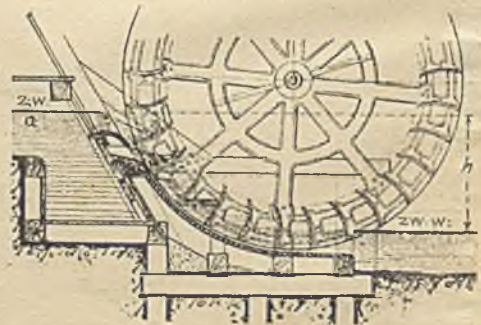


Rys. 150



Kolo grzbietowe, ze stawidłem kulisowem i pogródka z betonu.

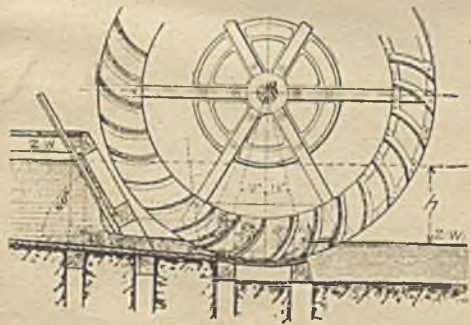
Rys. 151



Kolo boczne, ze stawidłem przewalowym i pogródka drewniana.

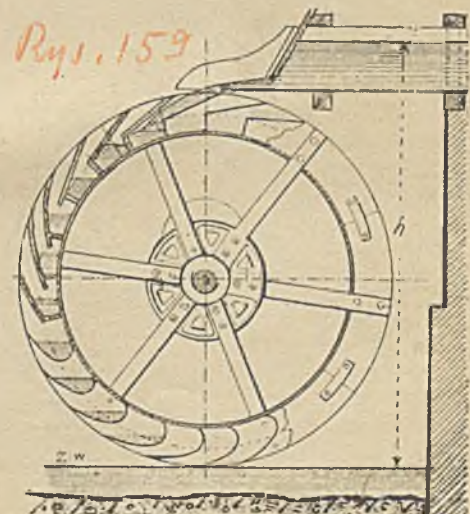
KOŁA WODNE:

Rys. 152



Kolo podsiębierne, (Ponceleta) ze stawidłem piętrzącym.

Rys. 153



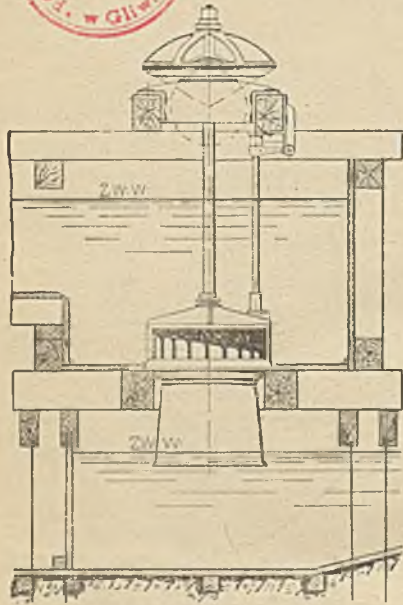
Kolo nasiębierne, ze stawidłem piętrzącym w łotoku drewnianym.



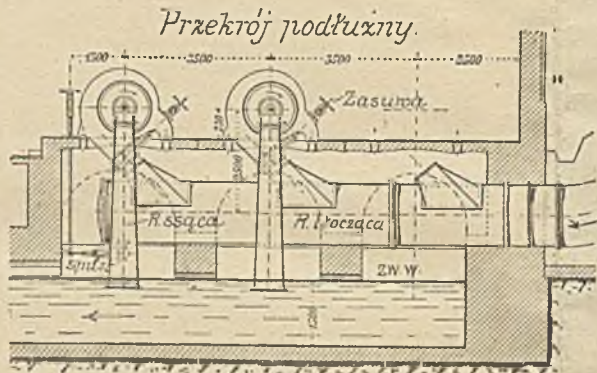


# USTAWIENIE TURBIN FRANCISA.

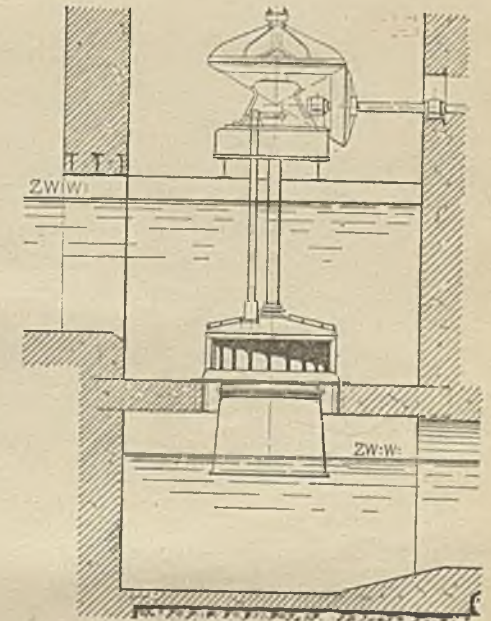
Tablica II.



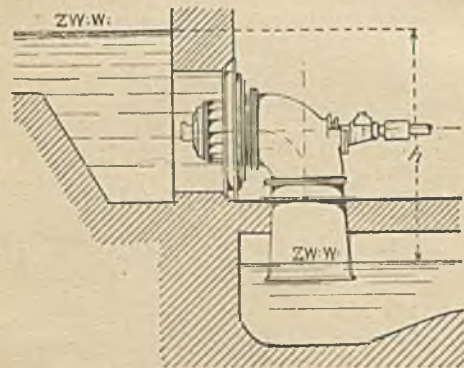
Turbina z żel. rurą ssącą w obudowie z drzewa.



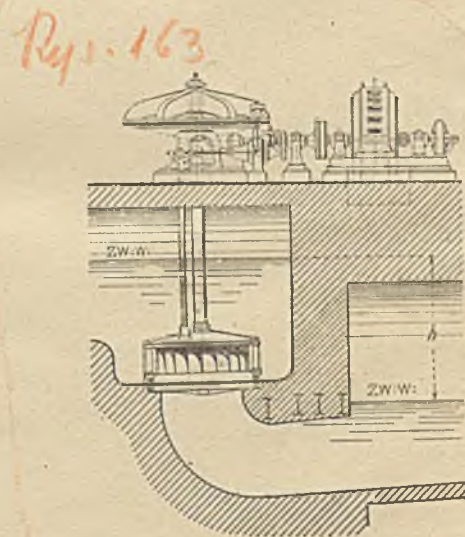
Turbiny spiralne, z rurą tłoczącą i żelaznymi rurami ssącymi, na poziomych wałach, sprzężone z prądnicami.



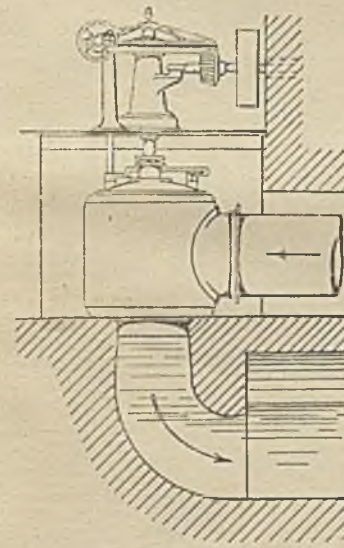
Turbina z żel. rurą ssącą w szybie betonowym.



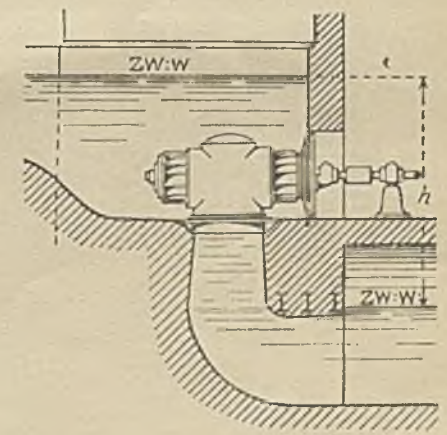
Turbina z żel. rurą ssącą, umieszczona po za szybem wodnym.



Turbina z betonową rurą ssącą, sprzężona z prądnicą.



Turbina z żel. rurą tłoczącą i betonową rurą ssącą.



Turbiny bliźniacze, z betonową rurą ssącą, na poziomym wale.



BG Politechniki Śląskiej  
nr inw.: 11 - 13332



**Dyr.1 16296**