

5319

II. 82

624.2

*Politechnika*

58 B.

INŻ. JERZY MARYNOWSKI  
RADCA BUDOWNICTWA.

S-75

S-92

S-02

PODREČZNIK

DO

OBLICZENIA ŚWIATŁA  
OBJEKTÓW DROGOWYCH

DLA UŻYTKU INŻYNIERÓW KOMUNIKACJI LĄDOWEJ  
i  
SŁUCHACZÓW SZKÓŁ POLITECHNICZNYCH

Z 72 RYSUNKAMI W TEKŚCIE  
I 54 CYFROWEMI TABLICAMI



G Ł Ó W N Y S K Ł A D:  
KSIĘGARNIA GEBETHNERA I WOLFFA  
W WARSZAWIE, ZGODNA 12.

5319



136587

Drukarnia Udziałowa—Lublin, Plac Litewski 1.

DM85/12

## NEWTON PRINCIPIA

*„Pragnę, aby książka ta czytana była z pobłażliwością, i aby jej nieuniknione braki i wady stały się nie tyle przedmiotem nagany, ile raczej zachętą do prób i poczynañ własnych, pomyślniejszych“.*

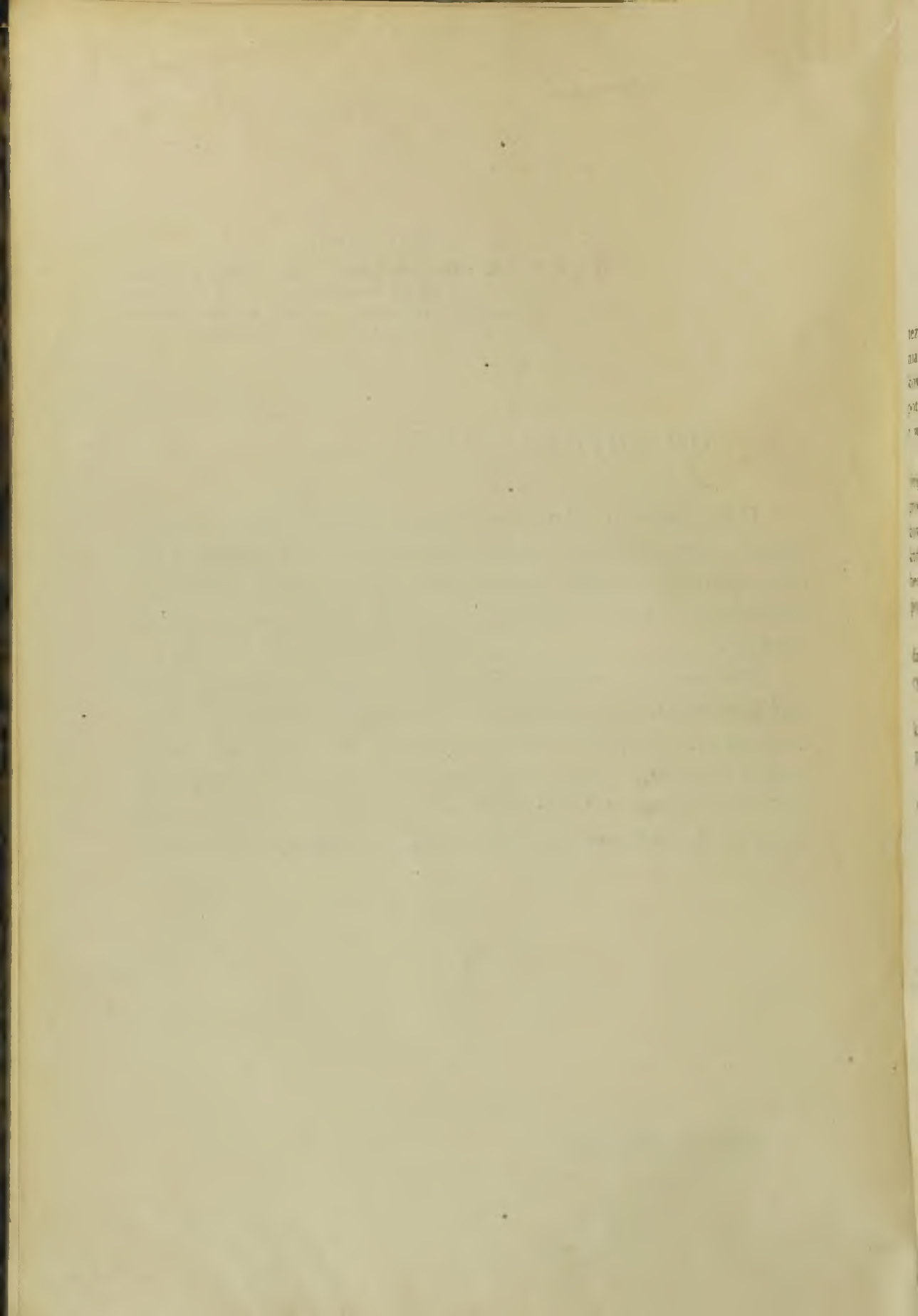
## OD AUTORA.

*Do napisania niniejszej książki skłonili mnie koledzy którzy niejednokrotnie zwracali się do mnie z prośbą bądź obliczenia im światła większych mostów bądź wskazania literatury, z której mogliby korzystać przy tego rodzaju pracach.*

*Ponieważ w polskiej literaturze technicznej brak jest podręcznika szerzej traktującego zagadnienia związane z obliczeniem światła drogowych obiektów, podjąłem się przeto zebrać możliwie obszerniej materiał dotyczący tego działu techniki i związać w całość podając go w formie podręcznika do obliczenia wielkości światel drogowych obiektów.*

*Lublin 1-VIII 1926 r.*





## Pojęcia wstępne.

W praktyce inżynierji lądowej, czy to przy kołowych drogach, czy też przy kolejach żelaznych, spotykamy się z koniecznością przekraczania komunikacyjnymi szlakami większych lub mniejszych wodnych potoków, bądź płynących stale, bądź też parowów, lub tak zwanych dzikich potoków, niosących od czasu do czasu wodę deszczową lub pochodzącą z wiosennych roztopów.

Zadaniem inżyniera lądowej komunikacji jest zaprojektowanie takiego obiektu, który dawałby możność przepuszczenia pod drogową groblą największej objętości wód, właściwej danemu wodnemu potokowi, przy zachowaniu ciągłości ruchu na komunikacyjnym szlaku, a który jednocześnie z tem nie byłby sam narażony na ewentualne niebezpieczeństwa ze strony przepływu wód, jak podmycie mostowych posadowień, lodowe zatory i t. p.

Mostem nazywamy taki obiekt, który umożliwiając przeprowadzenie przez groblę wodnego potoku, jednocześnie służy komunikacyjnym łącznikiem między przerwaniami mostem końcami grobli.

Przepustem nazywamy obiekt wbudowany w drogową groblę, który przeprowadzając wodny potok pod groblą, nie powoduje jednak przerwy w samej drogowej grobli.

Przy obliczaniu światła mostów lub przepustów mamy zawsze do czynienia z większym lub mniejszym wodnym potokiem.

Przepływ wody w drogowej grobli odbywać się może jednym lub paroma otworami mostu. Ogólną sumę szerokości poszczególnych mostowych otworów, nazywamy światłem lub przeswitem mostu.

Przy każdym wodnym potoku rozróżniamy przedewszystkiem dolinę i jego łożysko.

Doliną nazywamy niską część terenu, rozłożoną po obu stronach potoku, wytworzoną skutkiem działalności wody potoku w ciągu wieków.

Łożyskiem nazywamy najniższą część doliny bezpośrednio podległą działaniu wody płynącej stale lub czasowo.

Część łożyska zajęta potokiem przy średnim stanie wody, z wyraźnie zarysowanemi brzegami, nazywamy korytem potoku; obustronne boczne części łożyska, zalewane tylko przy wyższych stanach wody, nazywamy zalewami lub inudacyjnymi obszarami, obszary te ciągną się wzdłuż potoku od granic koryta, aż do granic zalewu przy najwyższym stanie wody.

Normalny przekrój łożyska potoku, bądź naturalny, bądź też sztuczny, nazywamy *hydrometrycznym* lub *zwilżonym* przekrojem. Krzywą przecięcia się normalnego przekroju z łożyskiem potoku nazywamy *zwilżonym obwodem*, a stosunek zwilżonego przekroju do zwilżonego obwodu — *hydraulicznym promieniem*.

Objętość przepływającej wody przez dany przekrój w jednostce czasu, nazywamy *ilością* lub *objętością* przepływu lub *odpływem*.

Cząstki wody poruszające się najszybciej tworzą strugę zwaną *nurtem*. Linję środkową nurtu nazywamy *hydrauliczną osią* potoku.

Czynność każdego potoku przejawia się w następujących trzech działaniach:

1) przepływ wody, która skutkiem naturalnego spadku łożyska dąży w dół,

2) działanie erozyjne, polegające na rozluźnieniu i unoszeniu, skutkiem zwiększenia żywej siły potoku, znajdujących się w łożysku ruchomych materiałów, jak kamień, żwir, piasek i il.

3) wreszcie trzecią formę czynności potoku stanowi osadzanie ruchomego materiału w obrębie łożyska, skutkiem zmniejszenia żywej siły potoku.

Przy obliczaniu światła mostów i przepustów musimy mieć na uwadze wszystkie powyższe czynności i obliczyć je tak, by żadna z nich nie wywarła ujemnego działania na przyszły drogowy obiekt, a jednocześnie by obiekt nie wywołał znacznej zmiany naturalnego biegu potoku.

Właściwości danego potoku łącznie wzięte, nazywamy *charakterystyką* potoku, a głównymi jej znamionami są:

- 1) wielkość odpływu i wahania ilości odpływu w ciągu roku,
- 2) wysokość wahań stanów wód, oraz szybkości podnoszenia się i opadania stanów wody,
- 3) prędkość przepływu wody na powierzchni w nurcie i na dnie,
- 4) kształt profilu podłużnego spadku potoku,
- 5) kształt naturalnych krzywizn koryta,
- 6) kształt poprzecznych przekrojów, największe i średnie głębokości,
- 7) ruchomy materiał i jego ruch w łożysku,
- 8) poziom przepływu lodów.

Zbadawszy i określiwszy wszystkie dane dotyczące charakterystyki potoku, przystępujemy do usytuowania obiektu, a następnie do przeprowadzenia obliczeń jego światła.

## ROZDZIAŁ I.

Wybór miejsca drogowych obiektów i okoliczności, które należy uwzględnić przy wyznaczaniu światła mostów.

### WYBÓR MIEJSCA MOSTU LUB PRZEPUSTU.

Wybór miejsca mostu lub przepustu jest uzależniony od wielkości potoku, który chcemy przekroczyć.

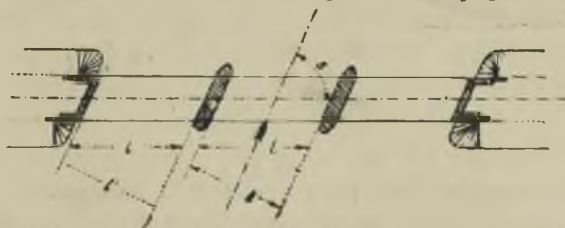
Jeżeli mamy do czynienia ze strumieniem, albo z suchym parowem, niosącym ulewne wody, lub też nieuregulowaną niewielką rzeczką, wówczas przytrzymujemy się zasady, że usytuowanie mostu lub przepustu przystosowujemy do trasy drogi, zmieniając kierunek potoku, a nie odwrotnie.

Jeżeli zaś przekraczamy mostem wielką rzekę, to postępujemy odwrotnie: trasę drogi przystosowujemy do miejsca przekroczenia rzeki, przestrzegając by most był usytuowany prostopadłe do kierunku przepływu wielkich wód, w miejscu o najwięcej zwartej dolinie i w możliwie prostej partji rzeki.

W obydwuch wypadkach dążymy do osiągnięcia dwóch warunków:

1. by most lub przepust przekrywał potok pod prostym kątem do kierunku przepływu,
2. by most lub przepust był posadowiony możliwie na najtrwałszym gruncie.

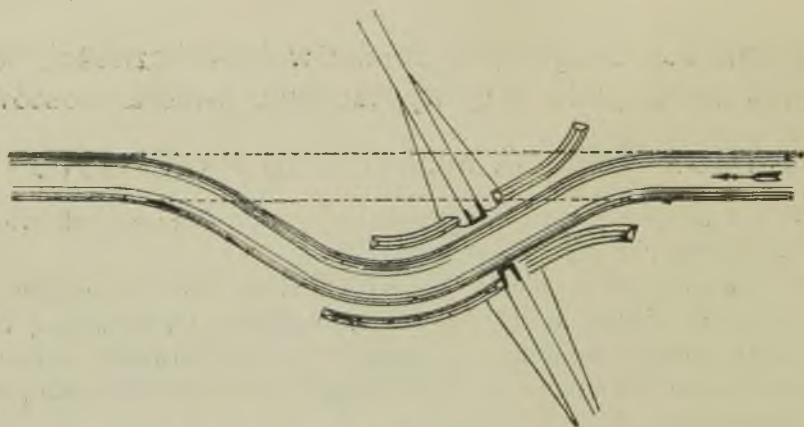
Pierwsze z tych dążeń motywuje się tem, że drogowy obiekt usytuowany ukośnie jest dłuższy od usytuowanego prostopadłe do osi drogi (Rys. 1), ponieważ niezbędne światło do przepuszczenia wielkich wód liczy się po prostopadłej do kierunku przepływu, a jednocześnie ze zwiększeniem długości obiektu wzrastają koszty jego budowy.



Rys. 1.

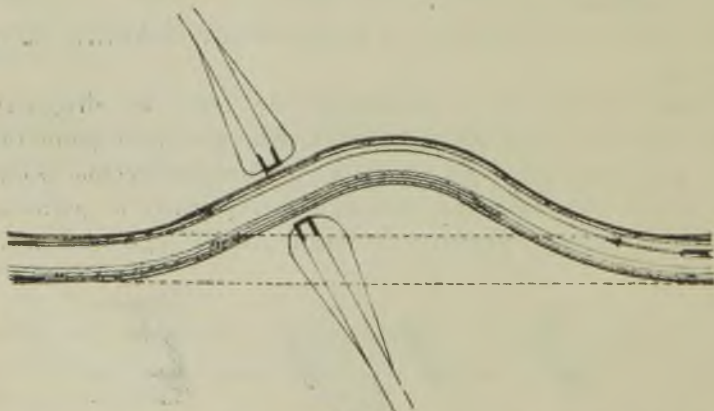


Przy potokach o niegłębokich wylewach poza główne koryto przepływu, nawet przy przepływach o znacznej objętości wielkich wód, osiągnięcie pierwszego warunku da się łatwo uskutecznić przez zmianę kierunku potoku na prostopadły do osi drogi, przyczem miejsce mostu lub przepustu winno być wybrane tak, by wielkie wody przepływały wzdłuż nasypu dopiero po wyjściu z pod mostu (Rys. 2), a nie przed wejściem pod most (Rys. 3), a to z tych względów, by nieprzewidziane rozmycie dna koryta, posuwało się w tym wypadku od drogowej grobli, a nie do grobli.



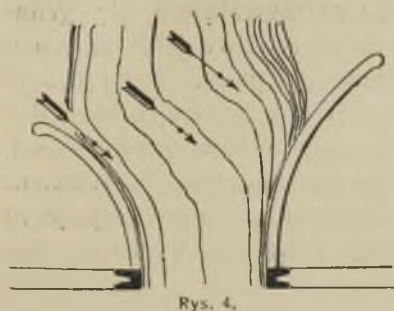
Rys. 2.

Przy potokach o znacznej objętości wielkich wód i głębokich wylewach zmianą kierunku koryta nie osiągniemy pożądanego celu, — przy wielkiej wodzie kierunek prądu przepływu będzie nie prostopadły do mostowego otworu, a ukośnym, co może spowodować rozmycie drogowej grobli około mostowych przyczółków; w tym wypadku należy pobudować albo wały, kierujące prądem wielkiej wody (Rys. 4), albo zbudować most lub przepust ukośny.



Rys. 3.

Tu należy pamiętać, że przy rzekach o znacznych wylewach kierunek przepływu w. wody odpowiada kierunkowi zarysowania się nie-



w ostrym wierzchołkowym kącie *A* wylewu (Rys 6) znaczną różnicę poziomów zw. wody pomiędzy jedną a drugą stroną grobli.

Zjawisko polega na tem, że w *a'* i *c'* poziom wody będzie wyższy, niż przy moście w *b'*, wobec czego woda będzie spływać wzdłuż grobli od *a'* i *c'* do mostowego otworu



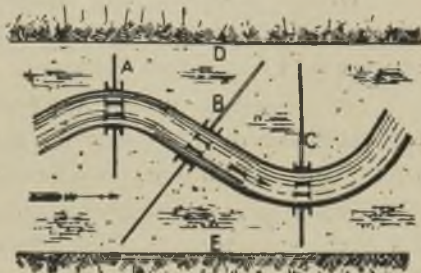
tama. Przez groblę zbudowaną jak zwykły nasyp, a nie jak tamę, zacznie odbywać się filtracja wody, z powodu czego może być łatwo uszkodzona.

Nieuwzględnienie warunku przekroczenia pod prostym kątem rzeki było przyczyną wielu wypadków przerwania grobel. Jako przykład przytoczę przerwanie drogowej grobli na szosie Czernihów—Kijów przy przecięciu rzeki Desny, gdzie właśnie w takim ostrym wierzchołkowym kącie w czasie wielkiej wody została przerwana grobla.

Jednak gdyby okoliczności zmusiły nas do usytuowania mostu w przekroju odpowiadającym *B* (Rys. 5), to należy kierunek przepływu w partji rzeki przed mostem uregulować i zabezpieczyć. Szczególnie

zatapianych brzegów doliny, kierunek zaś przepływu normalnych stanów wód tworzy sinusoidę (Rys.5), wobec czego, jeżelibyśmy zbudowali most w przekroju *B*, to znajdował on się będzie w znacznie gorszych warunkach, niż most usytuowany w przekrojach *A* lub *C*.

Ukośny kierunek drogowej grobli względem kierunku przepływu wywołuje



Rys. 5.

*b'*. Przed mostem skutkiem tego utworzy się ukośnie przecięty płaski lej, którego dno będzie odpowiadać mostowemu otworowi, a boki sięgną poziomów wody w punktach *a'* i *c'*.

Po wyjściu z pod mostu woda będzie się rozlewać od *b''* w kierunku *a''* i *c''*, a w punktach *a''* i *c''* poziom jej będzie niższy, niż w *b''* i *b'*, a tym więcej niższy od poziomu w *a'* i *c'*.

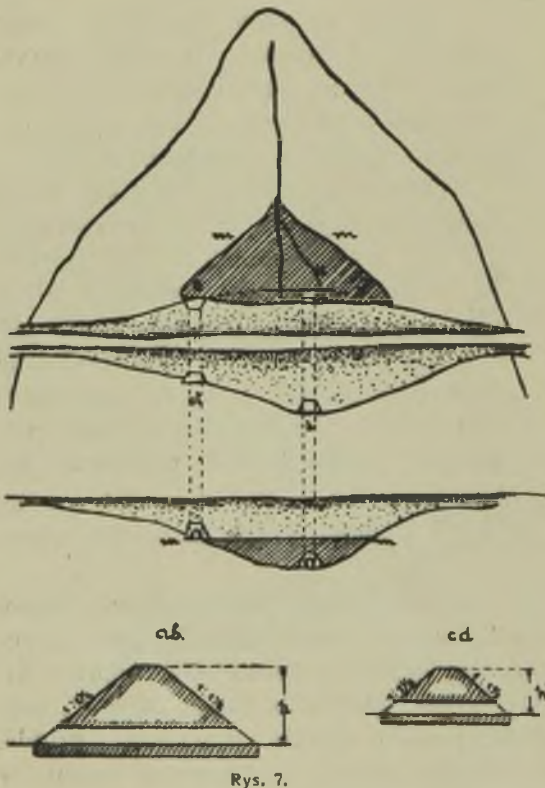
Skutkiem tego w *A* otrzymamy różnicę poziomów między zwierciadłem w *a'* i *a''*, wobec czego będzie spiętrzenie i grobla będzie pracować jak

jest to ważne, gdy rzeka przepływa w łatwo rozmywającym się gruncie, jak piaszczysty lub loess i gdy szerokość rozlewu jest znaczna, a główne koryto przepływu ulega częstym zmianom, przerzucając się z jednego brzegu doliny ku drugiemu. W takich wypadkach dolinę, czasem o kilku, a nawet o kilkunastu kilometrowej szerokości, przecinamy nasypem z umieszczonym w nim mostem pod warunkiem pobudowania, tak przed mostem jak i za mostem, kierujących prądem w. wody wałów i przeprowadzenia regulacji rzeki na większej lub mniejszej przestrzeni.

Drugie z dążeń, aby most lub przepust był posadowiony możliwie na najtrwalszym gruncie, ma na celu zmniejszenie kosztów posadowień przyczółków i filarów mostu.

W małych mostach przez przesunięcie mostu lub przepustu wzdłuż trasy drogi często da się ominąć stare łożysko, zazwyczaj bagniste lub namulone, i fundować most na trwalszym gruncie.

Jeżeli przytem dolina potoku lub parów jest stosunkowo wąski i o dość stromych stokach (Rys. 7), to postępujemy w następujący sposób:



Rys. 7.

objekt wynosimy na stok doliny lub parowu, a część doliny z górnej strony drogowej grobli podsypujemy ziemią do poziomu zaprojektowanego dna przepustu. W takim wypadku uda nam się otrzymać most o niższych przyczółkach, a jeżeli ma to być przepust, to wypadnie on krótszym. Rzecz naturalna, że decydującym czynnikiem będzie tu porównawczy kosztorys obydwuch warjantów.

W mostach o dużych światłach, ze względu na posadowienie podpór mostu i dojazdów do niego, szukamy odpowiedniego miejsca z trwałym gruntem nieraz na znacznej długości rzeki w zależności od terenowych warunków. Koszt budowy mostu przez duże rzeki może się wahać w znacznych granicach; oszczędność w kosztach budowy, jaką przez racjo-



nalnie obrane miejsce przekroczenia rzeki osiągniemy, z nadwyżką okupi odchylenie i wydłużenie trasy drogi, nie tylko przy bitych drogach, lecz i przy kolejach żelaznych. Słabe grunta pomimo że zwiększają koszta posadowień podpór mostu, wywołują zwykle znaczne koszta konserwacji mostu.

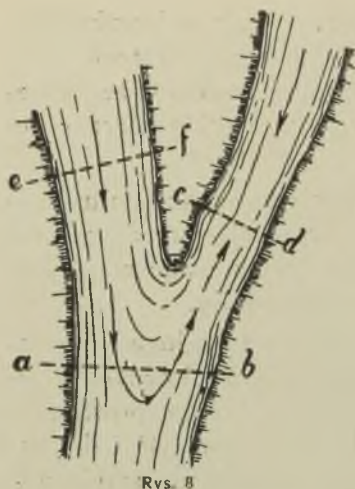
Trwałość i niezmiennosc dna łożyska przepływu w miejscu usytuowania mostu jest warunkiem niezbędnym, a wynikającym z założenia, że most i wodny potok powinny być tak usytuowane względem siebie, aby o ile możności wzajemnie się nie krępowały.

Na spławnych i żeglownych rzekach, by spław i żegluga odbywały się bez przeszkód, dążymy aby centr spławnych i żeglownych prześseł znajdował się na osi przejść statków i spławu, a boczne powierzchnie mostowych podpór wypadają równoległe do osi przejść i do naturalnego kierunku prądu w nurcie rzeki przy żeglownym stanie wody, a to w celu uniknięcia niebezpieczeństwa zarzucania statków i tratw na filary mostu, w wyjątkowych wypadkach dopuszcza się odchylenie od  $5^{\circ}$  do  $8^{\circ}$ . Również z tych względów wybieramy miejsce dla mostu w możliwie prostej partji rzeki i budujemy go prostopadle do kierunku przepływu. Gdy odpowiedniego miejsca rzeka nie posiada lub gdy najodpowiedniejsze miejsce do przekroczenia rzeki pod względem wszystkich innych stawianych warunków nie czyni zadość wymaganiom żeglugi lub spławu, wówczas drogą regulacji przystosowujemy rzekę do tych wymagań.

Przecięcie rzeki poniżej ujścia dopływu wymaga pewnej oględności z następujących względów. Dopływ wlewając swe wody do głównego koryta rzeki odchyła główny kierunek przepływu od równoległego kierunku do brzegów koryta, zwęża przepływ i powoduje wodne wiry. Następnie w czasie wezbrania wody w rzece poziom zwierciadła wody często bywa wyższy od poziomu zwierciadła wody w dopływie, skutkiem czego woda zaczyna płynąć w górę po dopływie, tworząc w pewnej odległości od ujścia (Rys. 8) zakręt strumieni. W takich warunkach mostowe podpory w  $a$   $b$  będą narażone na podmycie i będą niebezpieczne dla przepływu statków, które prądem mogą być zarzucone na podpory mostu. W tym wypadku z mostem należy odejść o tyle, aby prąd dopływu nie zakłócał przepływu pod mostem. Gdyby jednak z jakichkolwiek przyczyn nie można było odsunąć mostu, natenczas należy stosować przesła o jaknajwiększej rozpiętości.

W wypadku budowy mostu powyżej ujścia dopływu, np. w  $e$   $f$  (Rys. 8) należy pamiętać, że w czasie wielkiej wody przepływ w głównym korycie, przy podejściu do ujścia dopływu zacznie się rozlewać po dolinie dopływu, wobec czego może tu powstać znaczna różnica w poziomie zwierciadła wody przed ujściem i w ujściu dopływu; otrzyma się miejscowe zwiększenie prędkości przepływu, któ-



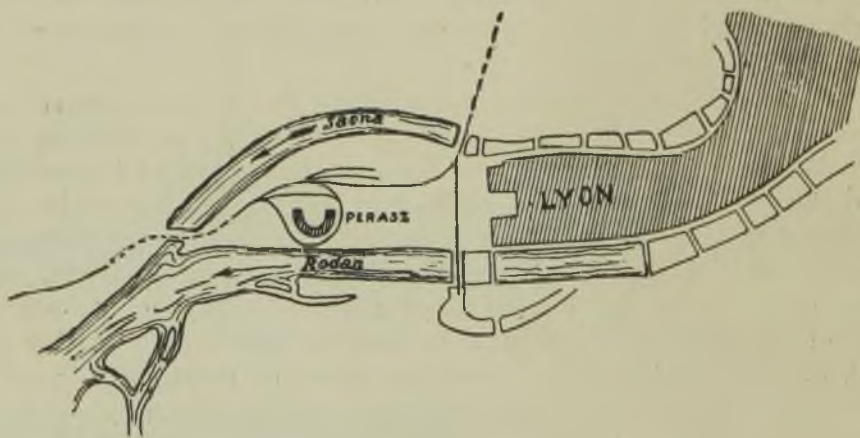


Rys. 8

re może spowodować wymycie posadowień podpór mostu,—w takich wypadkach most należy budować możliwie dalej od ujścia dopływu.

Zjawisko to będzie mieć miejsce, jeszcze w gorszych warunkach, gdy most pobudujemy na dopływie przy ujściu, np. w *c d*.

Kolejowa linja Paryż—Marsylja powyższemu z tunelu przecina ujście rz. Saony w Lyonie wchodząc na półwysep Perrasz (Rys. 9). W tym miejscu był zbudowany most. W roku 1854, gdy woda w Rodanie była niska, w Saonie nastąpił gwałtowny przybór wody na znaczną wysokość, a wpadając w dolinę Rodanu wytworzył 2,00 m stopień, t. j. spowodował bardzo dużą nieoczekiwaną prędkość. Wywołało to tak wielkie wymycie dna łożyska, że most został zniesiony. W parę lat później pobudowano na tem samym miejscu most o jednym przęśle, a przyczółki posadowiono na głębokości 30 m poniżej niskiego stanu wody.



Rys. 9.

## O DODATKOWYCH CZYLI INUDACYJNYCH MOSTACH.

Jeżeli rzeka w miejscu przecięcia mostem posiada rozgałęzione koryto na parę odnóg, to staramy się wybudować most o wystarczającym świetle tylko na głównem korycie, inne zaś przegradzamy nasypem, a nie budujemy na nich dodatkowych (inudacyjnych) mostów, a to z tych względów, by uniknąć niebezpieczeństwa skierowania się do nich większej ilości wody, niż mogą one przepuścić, co zagrażałoby ich egzystencji.

W tych wypadkach dla skierowania wody pod most na głównym korycie budujemy wały, kierujące prądem wielkiej wody.

Jednak zachodzą wypadki że nie możemy uniknąć dodatkowych mostów.

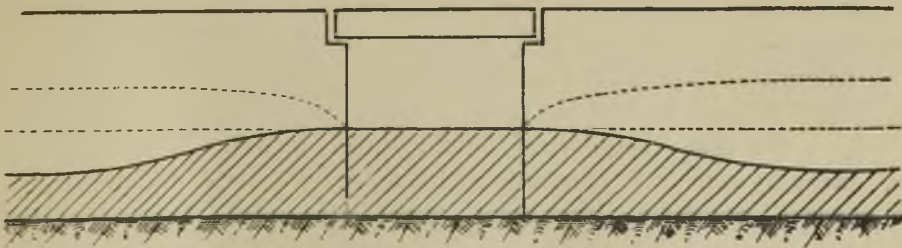
Jeżeli rzeka posiada np. dwa koryta, stare i nowe, i jeżeli wielka woda przepływa obydwoma korytami, a właściwości gruntu łożyska i rodzaj posadowień mostowych podpór nie zezwalają na zwiększenie do niezbędnej wielkości płaszczyzny poprzecznego przekroju przepływu wielkiej wody, to zmuszeni jesteśmy budować mosty na obydwóch korytach.

Może zajść i taki wypadek, że normalne wody, o niewielkiej objętości, przepływają korytem położonem blisko osiedla, wielkie zaś wody przepływają inną częścią doliny, w takim wypadku, ponieważ zamknąć koryta nie możemy, aby niepozbawić ludności wodopoju, budujemy duży most o wystarczającym świetle na głównym przepływie w. w. i mały most lub przepust dla przepływu normalnej wody w korycie, który w czasie wielkiej wody zamykamy odpowiednimi zastawkami.

Wyznaczenie światła mostów w wypadkach, gdy zachodzi potrzeba budowy inudacyjnych mostów, wymaga wielkiej oględności i dokładnego zbadania miejscowych warunków przepływu w. w.

Mosty takie będą tylko wówczas bezpieczne w swej egzystencji, gdy podział przepływu wielkiej wody, dla każdego z nich, nie narażać żadnej wątpliwości.

Niebezpieczeństwo inudacyjnych mostów polega nie tylko na skierowaniu się do nich większej ilości wody, niż mogą one przepuścić, lecz i na następującem zjawisku, nie zawsze należycie docenianem: w rzekach o bardzo szerokich wylewach, poprzeczny przekrój powierzchni przepływu wielkiej wody, zdjęty od strony przyływu wody, przedstawia powierzchnię stopniowo wznoszącą się od mostu w obydwie strony wylewu (rys 10.);

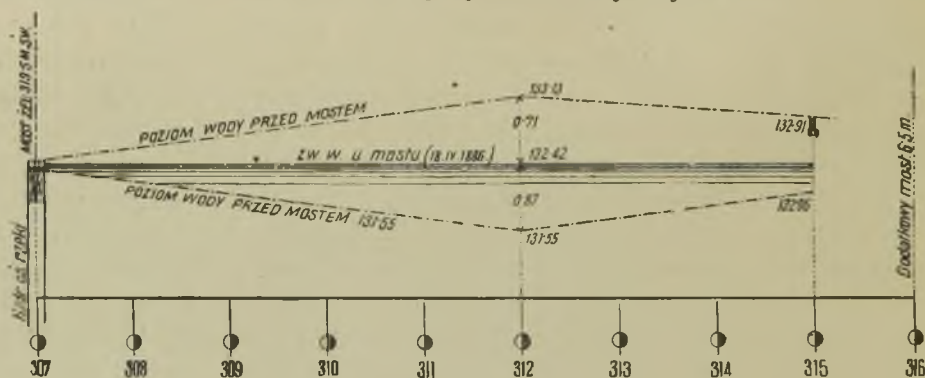


Rys. 10.

poprzeczny zaś przekrój, zdjęty z dolnej strony drogowej grobli przedstawia się wręcz przeciwnie: poziom wody w obydwie strony od mostu stopniowo zniża się. Wobec czego, jeżeli w granicach wylewu będzie most o niewielkiem świetle, to, dzięki powyższemu zjawisku, różnica poziomów wody przed i za mostem, około samej grobli, może sięgnąć znacznej wielkości, t. j. utworzy się znaczny spadek, wywołu-

jący bardzo wielką szybkość przepływu, która może spowodować podmycie posadowień podpór.

Jako przykład takiego zjawiska można wskazać na most przez rzekę Prypeć na poleskiej kolei, w niewielkiej odległości od którego, w granicach wylewu, pozostawiono dodatkowe otwory w grobli. Most o ogólnej długości 319,5 m przy 6 przęsłach na kesonowych filarach. Szerokość wylewu sięga 21,5 km. W granicach wylewu w odległości 8 km od głównego mostu znajdowały się meljoracyjne kanały, które zdecydowano przepuścić przez groble przekrywając je drewnianymi mostami o świetle 6,5 m przy drewnianych jarzmach.



Rys. 11

W pierwszym roku po ukończonej budowie wiosenną wodą obydwa te mosty zostały zniesione; zamieniono je mostami o żelaznych przęsłach na kamiennych przyczółkach, zwiększając światła do 10,5 m i znowu pierwsza wiosenna woda mosty zerwała. Postanowiono wówczas dokładnie zbadać przyczyny tego zjawiska. Ścisłą niwelacją, przy wysokim stanie wód, ustalono (rys. 11), że poziom wielkiej wody od strony dopływu do mostu, począwszy od nurtu rzeki na stronę wylewu, stopniowo wznosił się i na odległości 5 km dosięgnął maximum wzniesienia—0,71 m nad poziomem w nurcie.

Za mostem zjawisko było odwrotne i poziom stopniowo zniżał się, a na 5 km na wprost maximum, był niższy od poziomu w nurcie o 0,87 m skutkiem czego przy inudacyjnych mostach, o których mowa, otrzymywało się spiętrzenie  $h=0,71+0,87=1,58$  m, wywołujące tak znaczną szybkość przepływu, której nie mógł wytrzymać żaden obiekt.

Postanowiono wówczas meljoracyjne kanały, by ich nie przekraczać, odprowadzić do rzeki, a mosty zasypać. Po wykonaniu tych robót do dnia dzisiejszego grobla ani razu nie uległa zniszczeniu.

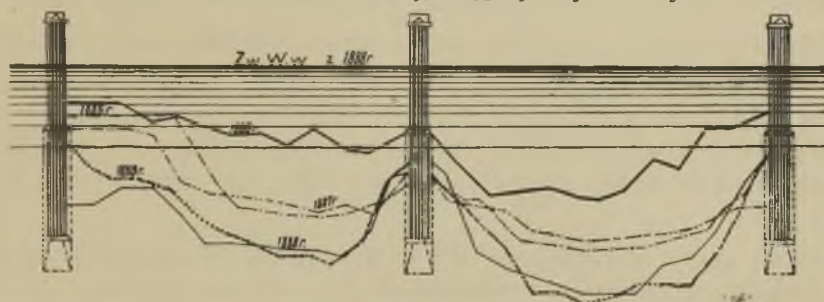
To samo zjawisko miało miejsce przy inudacyjnym moście na kolejowej linii Warszawa—Grodno przy przekroczeniu rzeki Bugu, gdzie na dopływie Orzełek zbudowano most o świetle 7,50 m, który parokrotnie uległ zniesieniu w. wodą, aż został również skasowany.



## O WAŁACH, KIERUJĄCYCH PRĄDEM WIELKIEJ WODY.

Most na Prypeci ciekawym jest jeszcze i pod innym względem.

W pierwszych czasach po wykonaniu budowy poprzeczny profil przekroju koryta odpowiadał grubej, ciągłej linii na Rys. 12



Rys. 12.

w następnych latach profil ulegał ciągłym zmianom, jak pokazano na załączonym rysunku:

cienka linia z jedną kropką . . . . .	Profil gł. koryta	1886 r.
„ „ z dwoma kropkami . . . . .		1887
cienka ciągła linia . . . . .		1888
gruby punkterz . . . . .		1889

Niezważając na małe światło mostu, w stosunku do szerokości wylewu, pracowały usilnie tylko dwa środkowe otwory, ulegając przytem silnemu wymyciu.

Usunięcie zarośli i przekopanie całego szeregu niegłębokich rowków wzdłuż przepływu, ułatwiających wymycie zalewowej części łożyska, nie dało pożądanego rezultatu. Dopiero dokładne zbadanie kierunku prądu wielkich wód ujawniło przyczynę tego zjawiska. Powstające prądy w czasie spadu wielkiej wody, wzdłuż grobli z górnej jej strony, odchyłały kierunek prądu przepływu ku środkowym otworom i przez spotkanie się z nim wytwarzały wodne wiry, skutkiem czego następowało silne wymycie łożyska w środkowych dwóch otworach mostu.

Po zbudowaniu wałów, kierujących prądem wielkiej wody, ze strony dopływu wody do mostu o długości  $\frac{1}{2}$  światła mostu nastąpiło (drogą wymycia) pożądanego pogłębienie zalewowej części łożyska przepływu. Łožysko w otworach, ulegających wymyciu, wzmocniono ciężkimi faszynowemi materacami z narzutem kamiennym.

To samo zjawisko, wywołane niedostateczną długością wałów, kierujących prądem w. wody, było przyczyną całkowitego wymycia w czasie wiosennej powodzi 1924 r. trzech jarzm w moście przez rzekę Bug na linii kolejowej Wygadanka—Strzyżów, niebacząc na to, że most ten posiada światło o 20 m większe niż most w Uściługu położony o parę km



poniżej, dla którego objętość przepływu wielkiej wody zwiększa się dopływem rzeki Studzianki.

Z przytoczonych przykładów widać, jak doniosłe znaczenie dla prawidłowej pracy otworów mostu posiadają racjonalnie zaprojektowane wały, kierujące prądem w. w.; w wielu wypadkach zbudowanie takich wałów okaże się więcej skutecznym, niż zwiększenie światła mostu.

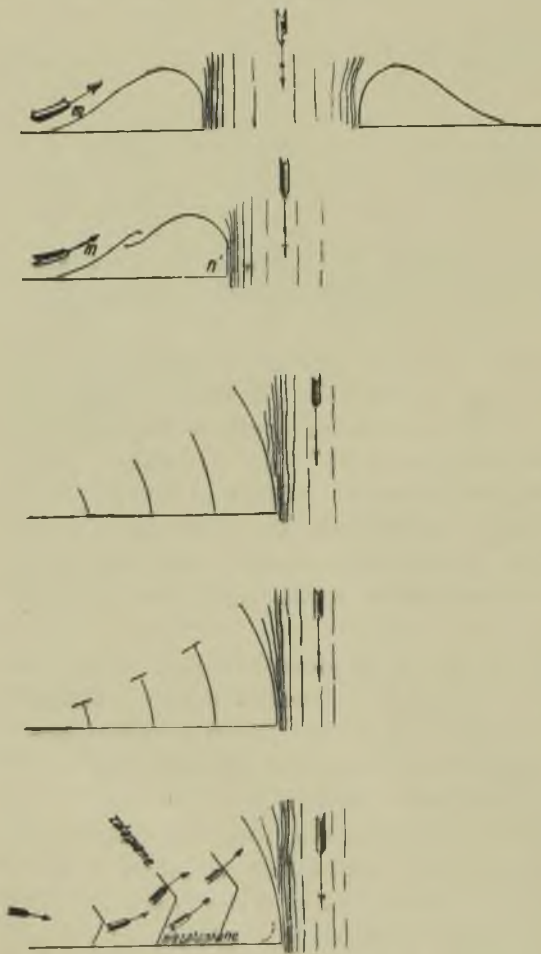
Dla racjonalnego zaprojektowania takich wałów musimy dokładnie zbadać miejscowe warunki całej zalewowej doliny i charakter przepływu wielkiej wody, tak w głównym korycie, jak i na zalewie; w zależności od wszystkich towarzyszących okoliczności przepływu w przyszłych otworach mostu, nadajemy wałom odpowiedni kierunek, kształt i długość.

Co się tyczy kierunku wałów, to począwszy od miejsca połączenia ich z drogową groblą około mostowych przyczółków, powinny one stopniowo odchyłać się od prostopadłej do osi mostu, przeprowadzonej przez licową ścianę przyczółków.

Kształt zaś wałów w poziomym rzucie może być albo w formie gruszki, przytykającej do grobli obydwo ma swymi końcami (Rys. 13 i 14), albo w postaci jednej (Rys. 19) lub paru poprzeczek (Rys. 15, 16, 17, 18), opierających się o groble.

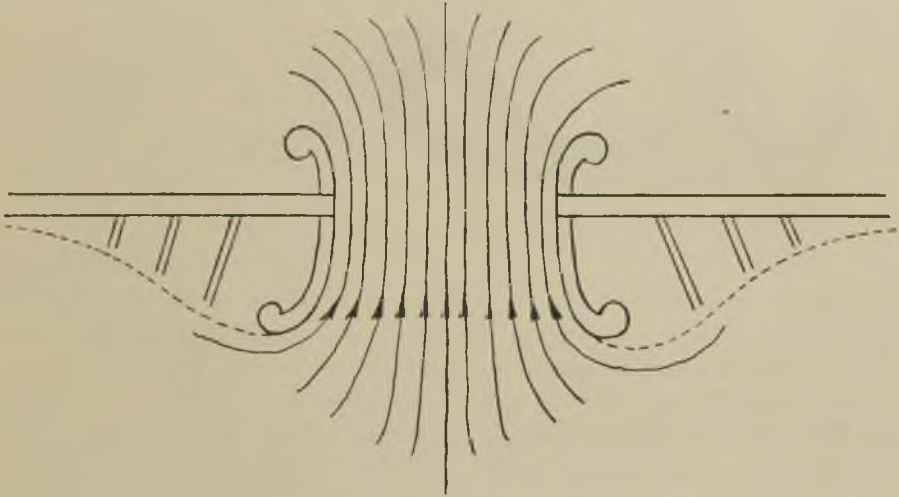
Gruszkowy wał wraz z drogową groblą tworzą zamkniętą przestrzeń, z której odpływ deszczowej wody uskutecznia się przez zamknięty w czasie wielkiej wody przepust, umieszczony bliżej wierzchołka gruszki (Rys. 15) lub też wał taki buduje się z przerwą, przeciągając obydwa jego końce jeden za drugi, jak widać z Rys. 14.

Drugie rozwiązanie należy uznać za racjonalniejsze, gdyż w tym wypadku wał nie podlega jednostronnemu



Rys. 13, 14, 15, 16, 17 i 19

naporowi wody, ponieważ w. woda zachodzi za wał, co szczególnie jest ważne, gdy materiał użyty na wał stanowi piasek lub gdy głębokość wody na wylewie jest duża.



Rys. 18.

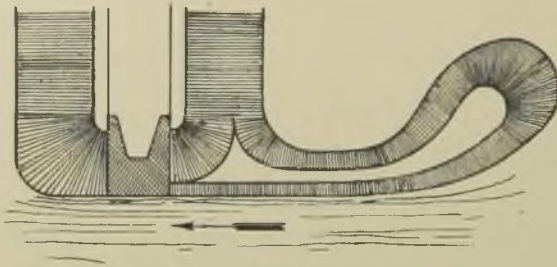
Jak już poprzednio było zaznaczone powierzchnia w. w. przed mostem nie jest pozioma, a stopniowo wznosi się w obydwie strony od mostu. Obserwacje stanów wielkiej wody na rzekach Prypeci i Bugu w miejscach przecięcia ich kolejami wykazały, że nawet przy tak szerokich wylewach, dochodzących do 21,5 km, wzniesienie to sięgało najwyżej 1,60 m.

Wobec tego poziom wody w punkcie  $m$  (Rys. 14) będzie wyższy niż w  $n$ , a ponieważ woda w zamkniętej przestrzeni będzie posiadać powierzchnię poziomą, to w  $n'$  poziom wody będzie taki sam jak w  $m$ , to znaczy wał w początkowym swym punkcie będzie pod naporem wody, wysokość którego równa się różnicy poziomów w  $n'$  i  $n$ , lub co stanowi to samo, różnicy poziomów w  $m$  i  $n$  i jak zaznaczyliśmy różnica ta sięga do 1,6 m.

Stąd wynika, że drogową grobla winna wznosić się ponad poziom wielkiej wody w rzece nie tylko ze względów na falowanie wody, lecz i z przyczyn tylko co wyłożonych.

Jako przykład przytoczę wał, kierujący w. wodą, przy moście przez rzekę Bug, na kolejowej linii Siedlce-Małkinia, kształt którego w poziomym rzucie odpowiada rys. 14 i wzniesiony był ponad poziomem wielkiej wody o 0,85 m. W pierwszym roku okazało się, że w punkcie  $n$ , z zewnętrznej strony wału poziom wody był niższy od górnej krawędzi wału, a pomimo to woda przelewała się przez wał w kierunku od  $n'$  do  $n$  i wywołała miejscowe uszkodzenia korony wału co dostatecznie objaśnia się tem, że poziom wody w  $n'$  był taki sam co i w  $m$ , t. j. wyższy od poziomu w  $n$  i więcej niż na 1,00 m. Wobec czego

wałowi nadano nie poziomą powierzchnię korony, a stopniowo wznoszącą się w kierunku mostu.



Rys. 19.

Co się tyczy kształtu wałów o jednej lub paru poprzeczkach, to przy małych wylewach wystarczającą będzie jedna poprzeczka Rys. 19, rozszerzająca się u węzłowia i w miejscu połączenia z groblą.

Pochyłość skarp u węzłowia wału stosujemy 1:10, co zwiększa obwód zwilżenia, skutkiem czego w tym miejscu zmniejsza się prędkość przepływu wody, a jednocześnie z tem—rozmycie wału w najwięcej narażonej jego części.

Pochyłość skarp reszty długości wału może być 1:2 lub 1:1.5. Wogóle należy zwrócić szczególną uwagę na wzmocnienie skarp, które, zależnie od miejscowych warunków, może być albo z faszyny przytwierdzonej opłótkami, albo z dużych kamieni grubości do 40 cm, wykładanych na warstwie małych kamieni lub szabru, przeciwdziałającej wymyciu ziemi z pod kamieni.

Przy bardzo szerokich wylewach, budujemy parę poprzeczek, nadając im coraz to mniejszą długość w miarę oddalenia od mostu Rys. 15, 16 17 i 18. Odległość między poszczególnymi poprzeczkami waha się od 50 do 100 m w zależności od prędkości i objętości przepływu oraz podatności wymycia gruntu, — im gorsze ogólne warunki, tym odległość ta musi być mniejszą. Poprzeczki te, nazywane często trawersami, mają w poziomym rzucie, albo prostopadły kierunek do osi grobli, albo lekko zaokrąglony (Rys. 15, 16) wreszcie nadają im nieraz kształt łamany (Rys. 17.)

Część poprzeczki bliższa grobli, dla więcej skutecznego odchylenia prądu, ma kierunek z biegiem wody, część zaś zatapiana ma kierunek przeciwny, a to dlatego, że gdybyśmy nadali jej kierunek z prądem, to zamiast odchylenia wody od grobli otrzymalibyśmy efekt wprost odwrotny, gdyż woda przelewa się przez przeszkodę zawsze w kierunku prostopadłym do osi przeszkody.

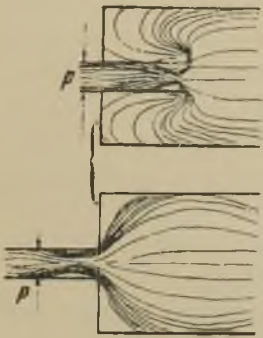
Pochyłość skarpom zatapianej części poprzeczek nadajemy 1:3 — 1:5 i również wzmacniamy je kamieniem lub faszyną, jeżeli nie z obydwuch stron, to w każdym razie stronę zwróconą ku przodowi.

Należy zaznaczyć, że bez względu na to, jakie stosujemy wały, kierujące wielką wodą,—skarpy drogowej grobli również powinny być wzmocnione.

Przechodząc do wyznaczenia długości wałów, kierujących wielką wodą, to z praktyki wyznaczamy ją równą całej lub połowie długości



mostu. Długość taka ma do pewnego stopnia uzasadnienie i teoretyczne. Zadanie kierujących wałów jest także same, co i nasady przy wypływie wody przez otwór zrobiony w ścianie rezerwaru z wodą.



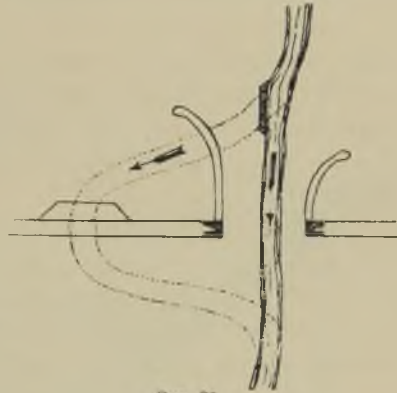
Rys. 20. Rys. 21.

Czy nasada ta będzie wewnętrzna (Rys. 21) czy też zewnętrzna (Rys. 20), w obydwóch wypadkach wyrównanie zwężonych płynnych żył następuje według doświadczeń Lesbros, gdy długość nasady równa się  $3d$ , gdzie  $d$  średnica nasady.

Ponieważ przy moście mamy do czynienia z niepełnym zwężeniem, przeto i długość zwężających wałów wystarcza mniejsza.

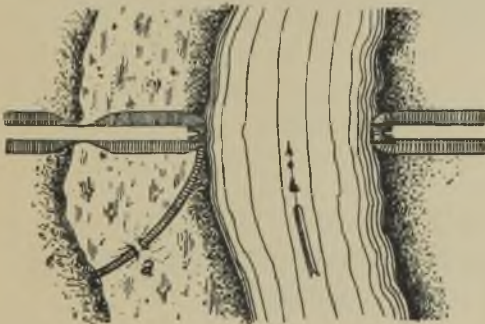
Niewątpliwie, że w każdym z poszczególnych wypadków musimy liczyć się z terenowymi warunkami doliny, przez co nieraz wypadnie zwiększyć lub zmniejszyć długość, kierujących prądem w. wody, wałów.

Jeśli nap. kierunek przepływu w. wód tworzy kąt  $\alpha$  podłużną osią mostu, to jeden z kierujących wałów, a mianowicie wał przyjmujący uderzenie prądu przyływu (Rys. 22), wypadnie dłuższy niż drugi.

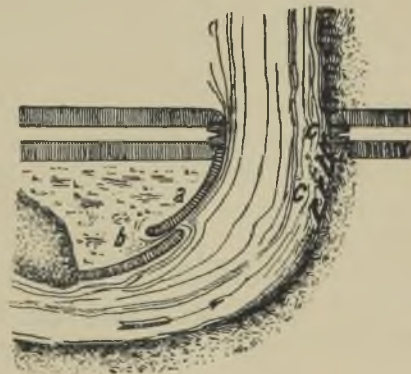


Rys. 22.

Jeśli jeden z mostowych przyczółków zakładamy na wysokim brzegu rzeki, drugi na zalewowym terenie, to wystarczy zbudować tylko jeden wał, a gdy przytem wysoki brzeg doliny na zalewowym terenie jest położony blisko, to



Rys. 23.



Rys. 24.

wał ten pożądane będzie doprowadzić aż do wysokiego niezatapianego brzegu, jak to pokazano na rys. 23, przedstawiającym przecięcie rz. Obi Zachod.-Syberyjską kolejową linją, takie rozwiązanie ma jeszcze



na względzie zabezpieczenie drogowej grobli od naporu w. w. i uderzeń lodów. W takich wypadkach wał łącznie z drogową groblą tworzy zamkniętą linię, a więc, dla odprowadzenia z zamkniętego terenu deszczowej wody, należy w groblę wbudować przepust (a).

Przy przejściu rz. Czującym Srednią-Syberyjską kolejową linią — warunki były prawie identyczne jak i na rz. Obi; niezatapiany, kierujący prądem w. wody wał, zbudowano z przerwą, przedłużając końce wału jeden za drugi (a i b Rys. 24); w celu zabezpieczenia od rozmycia prawego wysokiego brzegu, z górnej strony mostu, zbudowano szereg krótkich poprzecznych ostróg (c), odchylających prąd od brzegu; ostrogi zbudowano z dużych kamieni, zatapiane u wezłowia, a dalej nie zatapiane. W poprzecznym przekroju takie ostrogi mają kształt trójkątny lub trapezowy; powierzchnia górnej płaszczyzny ostrogi ma podłużny spad (0, 01—0, 02). Tego rodzaju ostrogi z kamiennego materiału są bardzo pożyteczne i z powodzeniem stosować je można nawet przy dość silnym prądzie rzeki.

Jeżeli budujemy most na sprostowanym, nowym korycie, to, kierujące prądem w. wody wały, bezwarunkowo winny przeciąć starorzecze, przytem należy umocować założenie wału na starorzeczu albo rozgrodową ścianą, albo faszynowemi materacami; również w podobny sposób należy umocować, w miejscu przecięcia starorzecza drogową groblę. (Rys. 22.)

Kierujące prądem w. wody wały z dolnej strony mostu nie mają tak doniosłego znaczenia dla prawidłowej pracy mostowych otworów, jak wały od strony dopływu wody do mostu, nie mniej jednak i one w niektórych wypadkach mogą być niezbędne, aby odsunąć koryto przepływu od grobli i t. p. (Rys. 18)

Prócz kierujących w. wodą wałów, dla prawidłowego przepływu w. wody w otworach mostu, potrzeba by, poniżej mostu, odpływ odbywał się prawidłowo nie spotykając przeszkód. A więc, jeżeli poniżej mostu na zalewie lub w głównem korycie, w granicach długości mostu, znajdują się kępyzarośli lub piaszczyste wyspy, pokryte zaroślami i jeżeli w obliczeniu światła mostu przyjęto, że zalewowa część powinna uleść wymyciu, to należy usunąć wszystkie przeszkody, aby wodzie ułatwić dokonanie pożądanego wymycia.

## ZABEZPIECZENIE DROGOWYCH GROBLI I WZMOCNIENIE SKARP GROBLI I WAŁÓW, KIERUJĄCYCH PRĄDEM W. W..

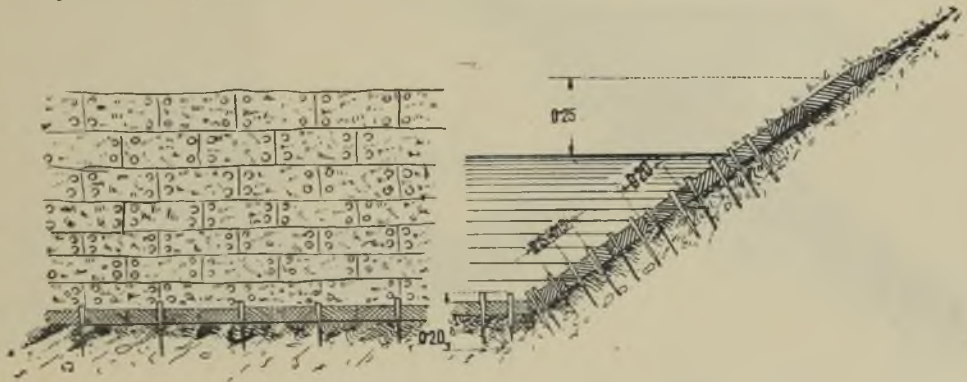
Przy przecięciu zalewanych w czasie wielkiej wody dolin większych rzek drogową groblą, zwłaszcza gdy przegradzamy starorzecza i jeziora, przyjmujące udział w przepuszczeniu objętości przepływu w. wody, musimy pamiętać o zabezpieczeniu drogowej grobli i mostowych przy-

czółków od podmycia. W tym celu stosujemy następujące sposoby. Dla zabezpieczenia grobli od naporu lodów i w. wody przy drogowej grobli odsypujemy ławę wzniesioną ponad najwyższy stan w. wody najmniej o  $0.5\text{ m}$ . Za normalną szerokość ławy przyjmujemy  $2.00\text{ m}$ , jednak szerokość ta przy głębokich wylewach dużych rzek powinna być zwiększona w ten sposób, by przy wysokości grobli  $6, 8, 10$  i  $12\text{ m}$  szerokość ławy równała się wysokości grobli; przy wysokości grobli ponad  $12\text{ m}$  szerokość ławy waha się w granicach od  $12$  do  $20\text{ m}$ . Dla zabezpieczenia grobli i przyczółków od podmycia, jak już zaznaczyliśmy poprzednio, stosujemy kierujące pradem w. wody wały, usytuowanie i długość których wyznaczamy w zależności od szerokości wylewu, wielkości światła mostu i kierunku przepływu w. wód.

Szerokość korony wałów waha się od  $4$  do  $5.00\text{ m}$  zależnie od ich wysokości. Wzniesienie korony wałów ponad poziom najwyższych wód winno być nie mniejsze niż  $1.00\text{ m}$ .

Wzmocnienie skarp wałów, ław, również i skarp samej drogowej grobli wykonujemy różnego rodzaju, zależnie od prędkości przepływu w. wody.

Przy prędkości przepływu w. wody wzdłuż skarp do  $0.6\text{ m/sec}$ . należy stosować rodzaj wzmocnienia w/g typu podanego na rys. 25



Rys. 25

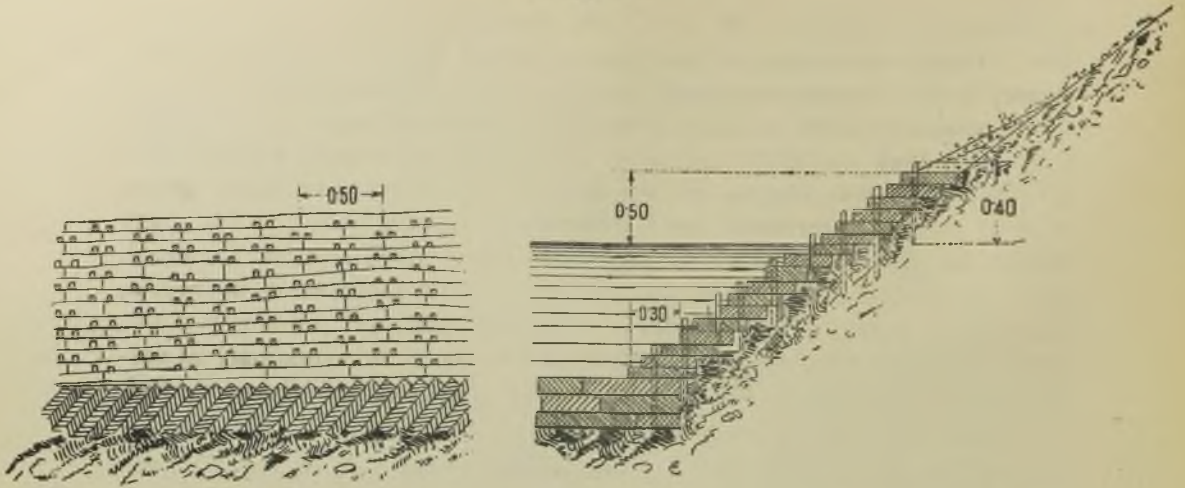
a polegającego na kożuchowym darniowaniu z przybiciem darniny na wyrównanych skarpach kołkami w ilości  $30\text{ szt. na }1\text{ m}^2$ .

Przy prędkości przepływu w. wody od  $0.6$  do  $1.50\text{ m/sec}$ ., również ograniczamy się kożuchowym darniowaniem, przybijając darń świeżymi wierzbowymi kołeczkami długości  $0.50\text{ m}$ , zabitemi co  $0.50\text{ m}$  równoległymi rzędami. Albo w/g rys. 26 przedstawiającego darniowanie murem (na zrab).

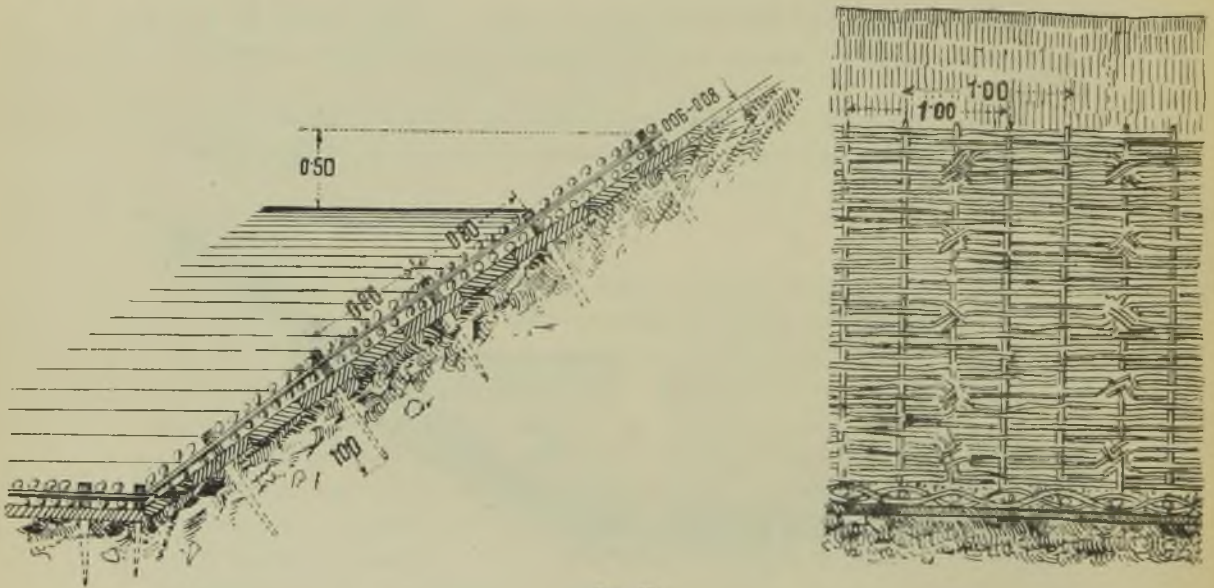
Przy prędkości przepływu od  $1.5$ — $2.00\text{ m/sec}$ . stosujemy jeden ze sposobów pokazanych na rysunkach 27, 28, 29 i 30, wybierając ten, który ze względu na miejscowe warunki okaże się tańszym.



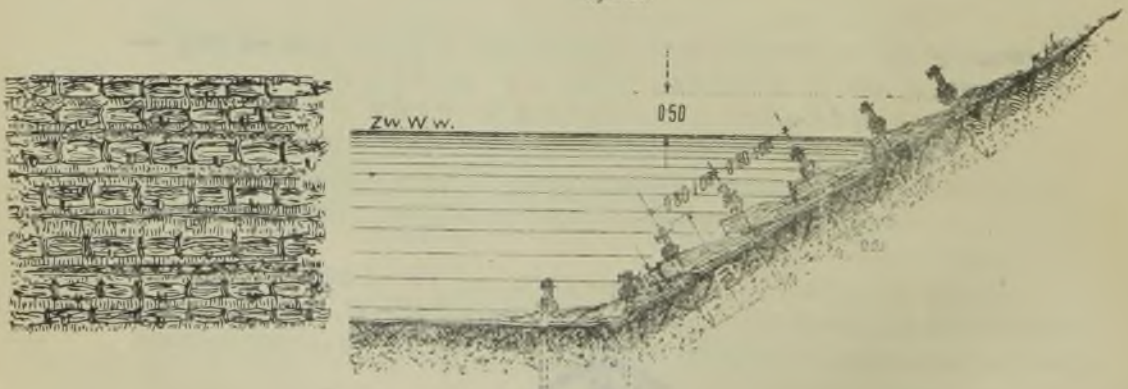




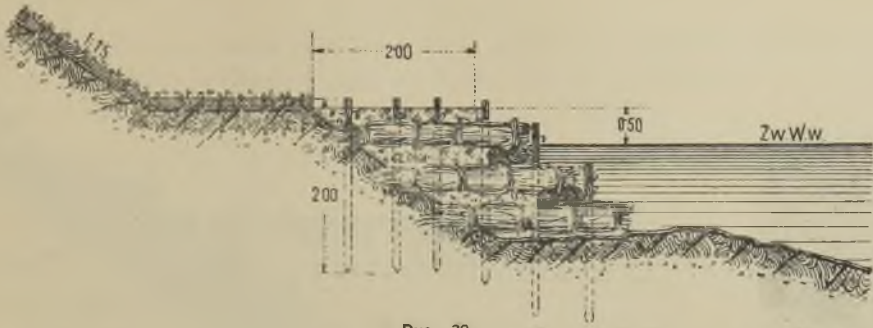
Rys. 26.



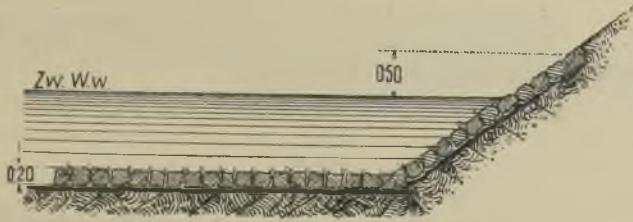
Rys. 27.



Rys. 28.

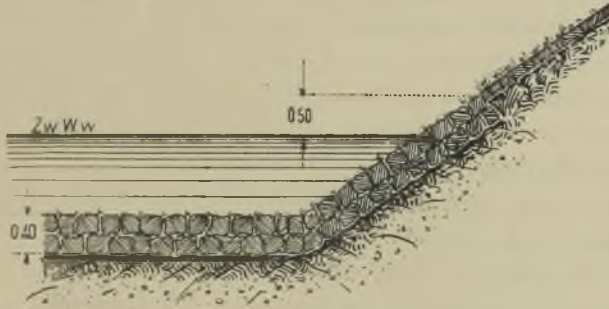


Rys. 29

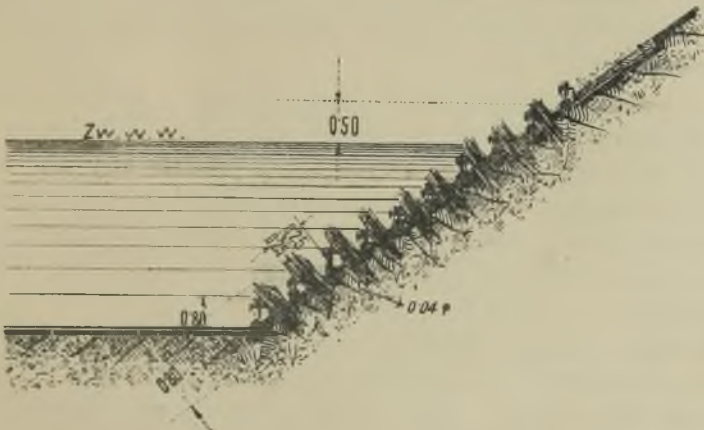


Rys. 30.

Przy prędkości przepływu od 2'00 do 3'00 m/sek. używamy wzmocnienia jak wskazują rysunki № 30, 31 i 33, przy grubości kamienia 0'30 m,



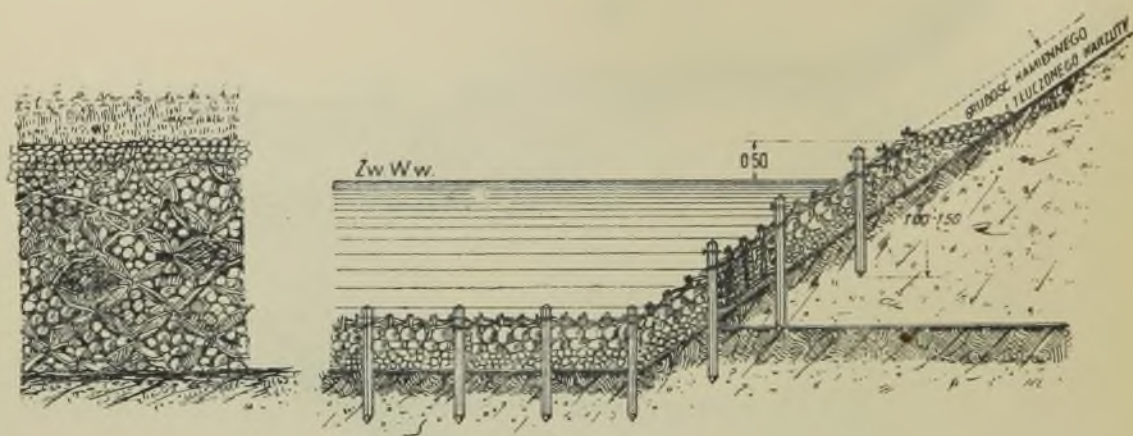
Rys. 31.



Rys. 32.

a gdy prędkość przepływu wynosi od 3'00 do 4'5 m/sek. wzmacniamy skarpy w/g rys. 30, 31 lub 33, używając kamień o grubości 0'5 m albo według rys. 32.





Rys. 33.

Dla łatwiejszego wyrobienia sobie całokształtu przyczyn, wpływających na pracę otworów mostu, przytaczam opis paru charakterystycznych przykładów, ilustrujących najrozmaitsze zagadnienia, które projektodawca winien mieć na względzie przy wyborze miejsca przekroczenia rzeki i wyznaczeniu wielkości światła mostu, by w przyszłości uniknąć niepożądanych zjawisk, uszkodzeń i związanych z tem kosztów.

1) Dolina rz. Dniepru pod Kijowem posiada 12 km szerokości i składa się z lotnych piasków; powyżej Kijowa normalne główne koryto przechodzi pośrodku doliny, pod Kijowem przechodzi przy prawym wysokim brzegu.

W tem miejscu Dniepr rozgałęzia się na dwie odnogi: „Czartoryj“ (A. rys. 34) i „Starzec“ (B), które łączą się z głównym korytem powyżej Mikołajowskiego łańcuchowego mostu;

Do Czartoryju wpada potok Desenka (C) stanowiący odnogę dopływu Dniepru rz. Deskny (D), której ujście znajduje się o 8—10 km powyżej miasta. Czartoryj, w zakolu przy zakręcie w stronę Dniepru, tworzy zatokę zwaną Rusanowską.

W celu zapobieżenia skierowania się wód głównego koryta dopływu Dniepru do koryta Czartoryju, w miejscu jego odgałęzienia, zbudowano w r. 1840 przegradzającą koryto tamę, jednak aby nie od razu wszystką wodę skierować do głównego koryta Dniepru, pozostawiono w niej 20-to metrowy otwór, miano tu jeszcze na względzie zabezpieczenie nieumocowanego wysokiego brzegu Dniepru, stanowiącego bulwary miejskie, ponieważ obawiano się ich podmycia.

W parę lat później chciano tamę tę zupełnie zamknąć, sprzeciwili się temu angielscy inżynierowie, którzy w tym czasie (1853-1855 r.) budowali Mikołajowski łańcuchowy most, gdyż prowadzona przez nich w grodzach budowa mostowych filarów i prócz tego napotykała na

znaczne trudności. Most zbudowano w najwięcej zwartem miejscu doliny rzeki, wprost twierdzy, nieco poniżej miejsca połączenia się odnóg „Czartoryj“ i „Starzec“ z głównym korytem Dniepru.

Światło mostu na głównym przepływie, łącznie ze zwodzonym 17-to metrowem przesłem, wynosiło 685·85 *m*.

Prócz tego w drogowej grobli, na lewym zatapianym brzegu, pozostawiono trzy otwory o łącznej długości 903·5 *m*, przekryte czasowymi drewnianymi mostami.

Przyczyna, dla której pozostawiono dodatkowe inudacyjne mosty, nie jest dokładnie znana. Być może, że budowniczowie przypuszczali, iż światło 685·85 *m* jest niewystarczające i czasowe mosty chciano w przyszłości zamienić stałemi; z drugiej zaś strony można mniemać, że wielkość światła łańcuchowego mostu uważali oni za wystarczającą, a inudacyjne mosty miały charakter chwilowy, tylko na czas budowy, by część przepływu w. wód w czasie prowadzenia robót skierować poza głównym korytem.

Przegrodzenie tamą odgałęzienia „Czartoryj“ było przyczyną zasypania piaskiem otworów w prawych przesłach mostu, przy równoczesnym pogłębieniu lewych, ponieważ skutkiem tego wody Czartoryju, wpadając do głównego koryta powyżej mostu, odchyłały prąd przepływu ku prawemu brzegowi; z chwilą zmniejszenia się prądu przepływu strumienie głównego koryta, odbijając się od wklęsłego brzegu przy Natałce, kierowały się ku niskiemu lewemu brzegowi wymywały łożyska w lewych przesłach.

Ponieważ inudacyjne mosty leżały na najkrótszym kierunku przepływu w. wód, to ku nim skierowała się znaczna ilość przepływu w. w. zmniejszając przepływ głównego koryta, wobec czego mosty te ulegały ciągłym uszkodzeniom; za główną przyczynę uszkodzeń inudacyjnych mostów należy uważać nie tyle przeprowadzaną nimi objętość przepływu w. w., wiele nadmierną prędkość przepływu wody, spowodowaną znaczną różnicą poziomów powyżej i poniżej grobli przy inudacyjnych mostach.

W roku 1877 podczas wiosennej powodzi inudacyjne mosty były zniesione, a przy największym z nich „Rusanowskim“ o długości 477 *m* uformowało się nowe koryto przepływu; w ten sposób odgałęzienie „Czartoryj“, które przedtem łączyło się z głównym korytem Dniepru przed łańcuchowym mostem, otrzymało nowe połączenie z głównym korytem poniżej tego mostu. Wytworzony w ten sposób nowy przepływ Rusanowski wywołał bardzo silny przepływ wody przez tamę, przegradzającą odgałęzienie „Czartoryj“ od głównego koryta Dniepru. Skutkiem tego tama ta uległa uszkodzeniu i znaczna część ilości przepływu Dniepru skierowała się korytem Czartoryju, następnie korytem Rusa-







nowskim i w ten sposób omijała łańcuchowy most, powodując jednocześnie przy nim odkłady ruchomego materiału dna, uniemożliwiające żeglugę w głównym korycie Dniepru.

Wobec tego zostały zarządzane na szeroką skalę regulacyjne roboty, mające za zadanie uregulowanie przepływu Dniepru od ujścia dopływu Desny do kolejowego mostu poniżej łańcuchowego i ustalenie regulacyjnej linii Dniepru w granicach miasta za pomocą zamknięcia wszystkich lewych, bocznych odnóg Dniepru i w ten sposób skoncetrowania przepływu normalnych wód w jedno główne koryto, przechodzące pod łańcuchowym mostem.

W przeciągu całego szeregu lat, począwszy od 1883 r. aż do ostatnich czasów, wykonano następujące roboty:

- a) w miejscu odgałęzienia się Czartoryju powtórnie odbudowano tamę i zbudowano prócz tego pod kątem od niej, wzdłuż lewego brzegu Dniepru, wklęsłą opaskę (*F*), połączoną z tamą dwoma poprzeczkami;
- b) przy odgałęzieniu się Desenki zbudowano tamę (*E*), w celu zmniejszenia jej przepływu, zasilającego Czartoryj;
- c) na Czartoryju około zatoki Dołbiczek pobudowano tamę (*G*) i przekopano kanał do zatoki Dołbiczek, w celu skierowania wód Czartoryju wprost pod łańcuchowy most; pobudowano jednocześnie drugą tamę (*H*) dla zmniejszenia dopływu wody do Rusanówki;
- d) na lewym brzegu Dniepru, poniżej odgałęzienia się Czartoryju, wzniesiono szereg poprzeczek i podłużnych opasek, zamykając równocześnie wszystkie małe odgałęzienia;
- e) z powodu formowania się przemiałów i usypowisk w prawych otworach łańcuchowego mostu i przerzucenia się głównego przepływu Dniepru pod lewe przęsła, mniejwięcej nawprost podpory mostu № 4, zbudowano kierujący prądem w. wody wał (*K*), stanowiący jakby przedłużenie wyspy Truchanowskiej, a odchylający część przepływu ku prawemu przęsłom;
- f) ponieważ jedną z głównych przyczyn zmiany kierunku głównego przepływu były inudacyjne mosty w drogowej grobli, to jednocześnie z przeprowadzeniem regulacyjnych robót przeprowadzono stopniowo zmniejszenie światła tych mostów z równoczesnym wzmocnieniem łożyska przepływu Dniepru w głównym korycie około podpór przy łańcuchowym moście.

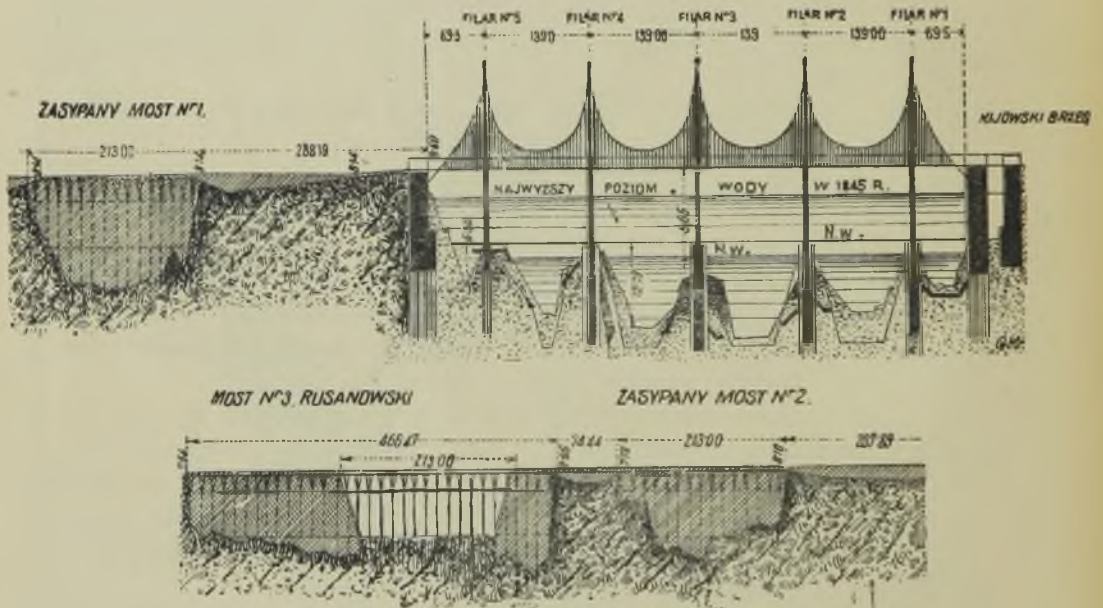
Obydwa przyczółki i filary № 4 i 5, licząc od Kijowa, (Rys. 27) posadowione są na palach, ściętych o 2·00 *m* poniżej niskiego stanu wody, poczem wyprowadzono na nich kamienny mur; filary № 1, 2 i 3 posadowione są wprost na gruncie z założeniem posadowień na głębokości 10·65 *m* poniżej niskiego stanu wody.

Poprzedzając całkowite skasowanie dwóch inudacyjnych mostów i skierowanie w ten sposób znacznych objętości przepływu w. wody

do głównego koryta Dniepru pod łańcuchowy most, przystąpiono do wzmocnienia rozgradowych ścian koło filarów z równoczesnym wypełnieniem przestrzeni między rozgradowymi ścianami kamieniem i betonem, zatapiając około nich ciężkie faszynowe materace z kamiennym narzutem i wznosząc jednocześnie około lewego przyczółka wał (L), zadanie którego polegało na odchyleniu, powstających przy spadzie wiosennych wód, wszystkich bocznych prądów i oddaleniu od mostu, tworzących się wirów przy połączeniu tych prądów z prądem głównego przepływu.

Po przeprowadzeniu tych robót odrazu całkowicie zasypano dwa mniejsze inudacyjne mosty (Rys. 27) na zalewie w drogowej grobli o świetle łącznej wielkości 403 m,

### MIKOŁAJÓWSKI MOST ŁAŃCUCHOWY



Rys. 27

trzeci zaś most Rusanowski, począwszy od 1887 r. zasypywano stopniowo, zniżając jego światło, aż do 213 m. Równocześnie z tem umocowano faszynowymi materacami z kamiennym narzutem dno łozyska przepływu Rusanowskiego mostu, w którym, tuż poniżej mostu utworzyła się 22 m głębia, poniżej niskiego stanu wody.

W roku 1898, w związku z kiepskim stanem drewnianego Rusanowskiego mostu, wyłoniła się kwestja przebudowy tego mostu, ewentualnie zupełnego skasowania go.

W tym celu przeprowadzono szereg studji, zmierzających do ustalenia prawdopodobnej ilości przepływu Dniepru, potrzebnej do wyjaś-

nienia o ile egzystujące światło łańcuchowego mostu i głębokość posadowienia mostowych podpór odpowiadają temu przepływowi.

Przytoczone poniżej dane, osnute na porównaniu egzystujących na Dnieprze i jego dopływach mostów, wskazują na niewystarczalność wielkości światła  $685\cdot85\text{ m}$  tego mostu.

Pierwszy najbliższy most na Kijowsko-Woroneżskiej kolejowej linii, znajdujący się o  $3\text{ km}$  poniżej, posiada światło  $1022\text{ m}$ ; most w Kremieńczugu na kolei Charkowsko-Mikołajowskiej, również poniżej Kijowa, ma światło  $926\cdot5\text{ m}$ , przyczem między Kremieńczugiem, a Kijowem wpada do Dniepru dopływ Suła, przekryty mostem o świetle  $128\text{ m}$ ; pod Jekaterynosławiem światło mostu wynosi  $1171\cdot5\text{ m}$ , w stosunku do Kijowa wpadają do Dniepru rzeki Suła, Psioł i Worskła, z których ostatnie dwie przekryte są mostami  $96$  i  $42\cdot6\text{ m}$ ; powyżej Kijowa na Dnieprze są następujące mosty: pod Rzeczycą o świetle  $298\text{ m}$ , między Rzeczycą a Kijowem wpada do Dniepru rz. Prypeć, Soż i Desna, przekryte mostami  $318\cdot5\text{ m}$ ,  $115\cdot5\text{ m}$  i  $341\text{ m}$ . Z tych danych wypadłoby, że światło mostu pod Kijowem powinno wynosić:  $1022\text{ m}$ ;  $926 - 128 = 798\text{ m}$ ;  $1171 - 96 - 42,6 = 1032,4\text{ m}$ ;  $298 + 318\cdot5 + 115\cdot5 + 341 = 1073\text{ m}$ .

Naturalnie, że wielkość światła mostu na rzece nie może równać się sumie światła najbliższego i mostów na wpadających dopływach, ponieważ w. woda spływa dopływami nie jednocześnie, a średnia głębokość przepływu, w miarę przybliżenia się do ujścia rzeki wzrasta, nie mówiac już, że same światła poszczególnych mostów zależą od przyjętego rodzaju posadowienia podpor mostu. Wobec czego światło  $1073\text{ m}$  jest przesadne, a  $685\cdot85\text{ m}$  jest prawdopodobnie za małe.

Nie polegając na podobnem porównaniu, przystąpiono do określenia objętości największego przepływu, największej dopuszczalnej głębokości wymycia, zależnej od ilości przepływu, głębokości założenia posadowień mostowych podpór i t. p.

Pomiary objętości przepływu przeprowadzone były osobno dla łańcuchowego mostu, osobno dla Rusanowskiego, wreszcie dla porównania pomierzono przepływ w moście kolejowym, przez który przepływają wody i łańcuchowego i Rusanowskiego mostu.

Pomiary przeprowadzono przy wysokim stanie wody.

Otrzymało: dla łańcuchowego mostu przepływ  $12770\text{ m}^3/\text{sek.}$ , dla Rusanowskiego— $4710\text{ m}^3/\text{sek.}$ , a dla kolejowego  $18840\text{ m}^3/\text{sek.}$ , czyli że różnica w przepływie wynosi  $1360\text{ m}^3/\text{sek.}$  Jeżeli przyjąć przepływ u kolejowego mostu za miarodajny, to po wprowadzeniu poprawki przepływ dla łańcuchowego mostu wyniesie  $13770\text{ m}^3/\text{sek.}$ , a dla Rusanowskiego— $5070\text{ m}^3/\text{sek.}$

Ustaliwszy ilość przepływu w. wody, można już było, w związku z egzystującą głębokością posadowienia filarów, ustalić największą głębokość dopuszczalnego wymycia dna łóżyska.



Objętość filaru № 4, posadowionego bezpośrednio na gruncie na głębokości 10·65 *m* poniżej niskiego stanu wody, odpowiada wadze 9135 *t*, a po odliczeniu objętości wyciśniętej filarem wody przy średnim stanie, odpowiada wadze 7250 *t*. Waga nośnej konstrukcji, odpowiadająca filarowi № 3, stanowi 513·5 *t*; obciążenie ruchome 758 *t*. Razem 8521·5 *t*. Płaszczyzna podstawy posadowienia podpory = 280 *m*<sup>2</sup>. Ciśnienie na *m*<sup>2</sup> wypada zatem  $\frac{8521\cdot5}{280} = 34\cdot34 \text{ t/m}^2$ . Ciśnieniu temu

odpowiada wysokość pryzmatu piasku  $h' = \frac{34\cdot34}{1\cdot8} = 19\cdot07 \text{ m}$ , która przy  $\varphi = 30^\circ$  wymaga grubości warstwy *d* przeciwdziałającej wyparciu

$$d > h' \cdot \text{tg}^4 \frac{90^\circ - \varphi}{2}$$

$$d > 19\cdot07 \cdot 0\cdot113 = 2\cdot16 \text{ m}.$$

Przyjmując współczynnik statyczności 2·5, otrzymamy

$$d = 2\cdot5 \cdot 2\cdot16 = 5\cdot40 \text{ m}.$$

Jeżeli przyjąć, że woda nie przechodzi do podstawy założenia posadowienia, jak to często dla bezpieczeństwa przyjmuje się, to nie należałoby przyjmować w rachubę wagi wyciśniętej podporą wody i wówczas ciśnienie na *m*<sup>2</sup> podstawy wyniosłoby

$$\frac{8521\cdot5 - (9135 - 7250)}{280} = 37\cdot17 \text{ t/m}^2$$

$$h' = \frac{37\cdot17}{1\cdot8} = 20\cdot6 \text{ m}$$

$$d > 20\cdot6 \cdot 0\cdot113 = 2\cdot33 \text{ m}$$

$$d = 2\cdot5 \cdot 2\cdot32 = 5\cdot83 \text{ m},$$

zamiast

$$d = 5\cdot40.$$

W danym wypadku, ponieważ posadowienie podpory jest ujęte w grodzie, o potrójnych szczelnych ścianach wypełnionych betonem i kamieniami, zdaniem wielu inżynierów, należałoby przyjąć za głębokość założenia posadowienia podpory dolną krawędź ściany rozgrodowej, a za płaszczyznę podstawy posadowienia—płaszczyznę zawartą w ścianach rozgrodowych. Przy tych założeniach jeżeli wziąć pod uwagę wagę wyciśniętej wody, to grubość przeciwdziałającej wyparciu warstwy gruntu z pod posadowienia przy współczynniku bezpieczeństwa 2·5 wyniosłaby  $2\cdot5 \cdot 1\cdot35 = 2\cdot01$ , zamiast 5·40 *m*.

Mając na względzie, że przy obecnym stanie wzmocnionego dna grubość wzmocnienia koło filarów wynosi 7·00 *m* przy długości od 17 do 21 *m* i zamierzając w przyszłości około każdego filaru uformować przy pomocy kamiennego narzutu nierozmywalną wyspę o szerokości 42 *m*, a grubości koło filaru 8·5—10·5 *m* licząc od spodu posadowienia podpory, z płaskimi skarpami w stronę osi przęsła, tak że średnia grubość warstwy nad podstawą posadowienia wyniosłaby w każ-

dym razie nie więcej niż 6 m, to filary należałoby uważać za statycznie zabezpieczone, a część przęsła, która mogłaby uleść wymyciu stanowiłaby  $139 - 2 \cdot 42 = 55$  m. Za dopuszczalną wielkość wymycia, gwarantującą bezpieczeństwo filarów, projektodawcy przyjęli 10·65 m poniżej niskiego stanu wody, t. j. równo z poziomem założenia posadowień filarów. Wobec czego, gdyby, w wypadku skierowania całego przepływu Dniepru pod łańcuchowy most przy nie wzmocnionej w każdym przęśle średniej części łożyska, nie nastąpiło wymycie głębiej niż 10·65 m poniżej niskiego stanu wody i gdyby dalsze wymycie można powstrzymać odpowiedniemi wzmocnieniami środkowej części łożyska, to pod względem statyczności można było podpory uważać za zabezpieczone.

Pozostaje jeszcze wyjaśnić, jak wielka może być prędkość przepływu wody, gdyby całą objętość przepływu Dniepru skierować pod łańcuchowy most i czy wówczas nie wywołałoby to głębszego wymycia ponad wyznaczone granice.

Pomierzony przepływ pod łańcuchowym mostem stanowił 11781 m<sup>3</sup>/sek. (w r. 1895), przy średniej głębokości przepływu 9·37 m. Jeżeli skierujemy pod most cały przepływ Dniepru, to prawdopodobna średnia głębokość po wymyciu, gdy średnia prędkość przepływu dorówna pierwotnej swej wielkości, jaką miała w r. 1895, wyniesie

$$\frac{18840 \cdot 9 \cdot 37}{11781} = 14 \cdot 94.$$

Z drugiej zaś strony jeżeli przyjmiemy, że, w granicach każdego przęsła na przestrzeni 42·6 m środkowej części otworu, gwarantująca bezpieczeństwo głębokość wymycia stanowi 10·65 m, to odpowiadająca temu konturowi przy wysokim stanie wód, płaszczyzna zwilżonego przekroju wyniesie 8950 m<sup>2</sup> przy średniej głębokości 11·95 m, mierzonej od wysokiego stanu wód, którego poziom znajduje się o 5·65 m nad zerem i 7·78 m wyżej poziomu niskich wód. Wobec czego średnia

prędkość wody będzie  $\frac{18340}{8950} = 2 \cdot 01$  m/sek, co przekracza granice dopuszczalnej prędkości 1·50 m/sek, którą z obserwacji prędkości przepływów dla Dniepru ustalono, a przy której to prędkości wymycia ustaje, skutkiem tego wymycie będzie większe od dopuszczalnego o 14·94—11·95 = 2·99 m. Skąd wniosek, że, jeżeli skierujemy całą objętość przepływu Dniepru pod łańcuchowy most i by nie było wymycia ponad przyjęty kontur dna łożyska, należy dno na całej przestrzeni pod mostem wzmocnić kamiennym narzutem.

Roboty te, przeprowadzone tylko na szerokości 213 m wymagałyby, przy 2·00 m grubości kamiennego narzutu około 2.400.000 m<sup>3</sup> kamienia, co czyniło w ówczesne czasy około 1.330.000 rub., a łącznie z dodatkowemi robotami około 1.750.000 rub.

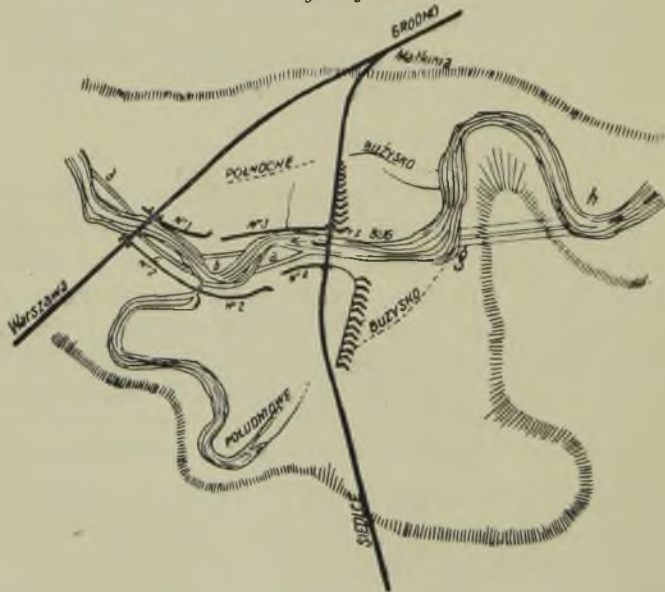
Zważywszy tak wielki koszt robót, następnie brak przeświadczenia

że przy tego rodzaju wzmocnieniu łożysko nie będzie ulegać dalszemu wymyciu, wreszcie że, otrzymana przy tem przekroju przepływu, prędkość znacznie utrudni żeglugę, — komisja przyszła do wniosku, że światło łańcuchowego mostu należy zwiększyć o 213 m (100 sąż. ros.).

Najracjonalniej byłoby zupełnie skasować inudacyjny most na Rusanówce, zwiększając światło łańcuchowego mostu o 213 m, ponieważ jednak tego rodzaju rozwiązanie napotkałoby na znaczne trudności i koszta, gdyż światło możnaby było zwiększyć od strony lewego przyczółka, a w tym terenie powstała już cała osada „Nikolska Słobódka“, przeto postanowiono łańcuchowego mostu nie zwiększać, a na przepływie Rusanowskim zbudować żelazny most o głębokim założeniu posadowień przy świetle 213 m.

W latach 1902-4 zbudowano na Rusanówce most o dwóch żelaznych arkowych przęsłach z jazdą po dole o ogólnem świetle 202·36 m.

Przykład 2. Przy przecięciu rz. Bugu kolejami Warszawa-Grodno i Siedlce-Małkinia zbudowano bardzo ciekawe, kierujące w. wodą, wały. Detaliczny plan podano na rys. 38, a schematyczny poziomy rzut usytuowania wałów wskazuje rys. 36.



Rys. 36

Kolejowa linja Warszawa-Grodno przekracza rz. Bug mostem o pięciu przęsłach o ogólnem świetle mostu 276·9 m; przyczółki pobudowano na posadowieniu z pali, a podpory z cylindrycznych kolumn wypełnionych kamiennym murem i zapuszczonych do głębokości 11·52 m poniżej średniego stanu wody. Łožysko rzeki stanowi lekko wymywający się piasek. Do czasu pobudowania przez Bug drugiego mostu na linji Siedlce-Małkinia w odległości 1810 m powyżej linji Warszawa-Grodno, wielka woda dopływała do mostowego otworu trzema korytami;



a) głównym korytem na wprost mostu i b) dwoma rozgałęzieniami: Północnym Bużyskiem i Południowym Bużyskiem. Dolina Południowego Bużyska, jako więcej nizinna i o większej płaszczyźnie, przeprowadzała prawie  $\frac{1}{2}$  całego przepływu w. wód, skąd wzdłuż drogowej grobli trafiała do otworu mostu.

Uformowanie się tych trzech przepływów tłumaczy się tem, że w odległości 5—7 km powyżej mostu, dzięki wzniesionemu terenowi, Bug tworzył zakole ku północy. Okrążywszy wzniesienie, część w. wód raptownie odchyłała się ku południowi, przyplływając głównym korytem, a następnie znowu zakręcała na zachód co nie odpowiadało ogólnemu południowo-zachodniemu kierunkowi przepływu. Skutkiem czego, po drugim zakręcie w głównym przepływie, koryto znowu rozgałęziało się na dwie odnogi: jedna zachowała zachodni kierunek po głównym korycie, druga utorowała sobie nowy południowo-zachodni kierunek, tworząc południowe Bużysko. W czasie budowy linii Warszawa-Grodno na wprost Południowego Bużyska pobudowano [most, zwany mostem na rz. Orzełek o świetle 7·00 m, który wkrótce został skasowany, ponieważ ulegał ciąglem podmyciom. Przyczyną podmycia było to, że umieszczono go w granicach wylewu w. wody, gdzie jak wiemy, w miarę oddalenia się od mostu, zawsze powstaje znaczna różnica poziomów przed i za groblą.

Od początku egzystencji mostu na Bugu dało się zauważyć wymycie pierwszych dwóch otworów, licząc od Warszawy, w szczególności pierwszego, co tłumaczy się wirami, powstającymi przy spotkaniu prądu, powstałego wzdłuż grobli z prądem, nieco odchylnym od osi mostu, w głównym korycie. W roku 1880, najwięcej wymyta część tego otworu, wznosiła się tylko o 1·70 m nad podstawą posadowienia pierwszego od strony Warszawy filaru. Zaraz wówczas dookoła filaru zrobiono z drewnianych pali palisadę zapełnioną kamieniem. Pozostałe otwory nie ulegały rozmyciu. Prócz tego, w celu odchylenia podłużnego przepływu od drogowej grobli i warszawskiego przyczółka zbudowano prostopadłe do grobli poprzeczne wały, wykopano rowy *a, b i c*, Rys. 36 wyrównywuujące zwilżony przekrój przepływu pod mostem, wykonano z górnej strony warszawskiego przyczółka kamienny narzut w kształcie tamy.

W roku 1886 rozpoczęto budowę kolejowej linii Siedlce-Małkinia z mostem przez rz. Bug, w odległości 1810 m w górę od mostu na linii Warszawa-Grodno. W ten sposób powyższe niesprzyjające warunki przepływu, wytworzone trzema kierunkami przepływu Bugu, w tym wypadku jeszcze ujemniej wpłynęły na drogową groblę i most. Wobec czego postanowiono skasować zakole Bugu, wykonując przekop *qb* (Rys. 36) przez piaszczyste wzniesienie. Ponieważ, w celu zmniejszenia kosztów, przekop wykonano nie pełnej szerokości, odpowiadającej głównemu korytu, pozostawiając w. wodzie dokonanie potrzebnego

poszerzenia, wobec tego nie można było odrazu zamknąć przez zakole przepływu średnich i wiosennych wód Bugu, a należało zabezpieczyć groblę i most przed zniszczeniem wodami Północnego i Południowego Bużyska, które miały stałą tendencję przepływać wzdłuż grobli.

W tym celu, od strony dopływu na wprost Północnego Bużyska, pobudowano szereg poprzecznych, kierujących w. wodą wałów stopniowo w miarę zbliżania się do mostu o coraz większej długości, a w celu zabezpieczenia grobli przed prądem wzdłuż grobli wód Południowego Bużyska i dla możliwie większego oddalenia od mostu miejsca spotkania się tego prądu z prądem głównego przepływu, przy siedleckim przyczółku zbudowano gruszkowy wał, wzmocniony krótkimi, o kształcie łamanym, poprzecznymi wałami. W najwięcej oddalonem od mostu miejscu pozostawiono w gruszkowym wale otwór, dla udostępnienia wodzie w czasie w. wód zapełnienia zamkniętej wałem i groblą przestrzeni, w celu uniknięcia naporu wody na wał, a dla odprowadzenia z tej przestrzeni deszczowych wód wbudowano w wał około przyczółka rurowy zamykany przepust.

Po upływie trzech lat wiosennymi wodami przekop był rozmyty do pożądaney szerokości, a stare koryto na zakolu Bugu przegrodzono tamami.

Most przez Bug na Siedlecko-Małkińskiej linii posiada 7 przęseł o ogólnem świetle 319·5 *m*, t. j. o 42·6 *m* więcej, niż most na Warszawsko-Grodzieńskiej; przyczółki posadowiono na drewnianych pilotach, a filary na kesonach, opuszczonych do głębokości od 13·85 *m* do 14·91 *m* poniżej średniego stanu wody. Kierunek osi grobli Siedlecko-Małkińskiej linii tworzy kąt około 45° z kierunkiem osi grobli Warszawsko-Grodzieńskiej.

Z pobudowaniem Siedlecko-Małkińskiej linii warunki pracy mostu na Bugu na Warszawsko-Grodzieńskiej linii uległy zasadniczej zmianie. Prostolinijny i na znacznej przestrzeni prostopadły do Siedlecko-Małkińskiej grobli kierunek przepływu w. wód głównego koryta, dzięki zbudowaniu gruszkowego wału, zachował się i po wyjściu z pod mostu. Skutkiem tego, po przejściu przez Siedlecko-Małkiński most, znacznie zwiększył się przepływ wód w głównem korycie Bugu, kosztem zmniejszenia przepływów Północnego i Południowego Bużysk, a ponieważ wprost kierunku wypływu wody z pod mostu znajdowała się przylegająca do Grodzieńskiego przyczółka drogowa grobla Warszawsko-Grodzieńskiej kolei, to należało się spodziewać rozmycia tej części grobli i zwiększenia pracy przylegających do niej mostowych otworów, które przedtem nie ulegały rozmyciu i względem których nawet stosowano zaradcze środki w celu skierowania w nie większej ilości przepływu.

Przewidywane rezultaty nie kazały długo na siebie czekać, już w następnym roku 1888 po ukończonej budowie mostu na linii Siedlecko-Małkinia, w czasie niezwykle wysokich wiosennych wód, sięgających

4·28 *m* ponad stan normalny, otwory mostu przyległe do grodzieńskiego przyczółka na linii Warszawa-Grodno uległy tak silnemu wymyciu łożyska, że spód posadowień filarów znalazł się tylko o 0·20 *m* niżej wymytego dna; część skarpy drogowej grobli od strony Grodna uległa uszkodzeniu, również skutkiem silnych fal ucierpiała i skarpa od strony Warszawskiego przyczółka, zniesiona została opaska, a przez groblę zaczęła przesączać się woda.

Komisja stwierdzająca uszkodzenia, doszła do przekonania, że przyczyna tych uszkodzeń leży nie w niewystarczalności światła mostu, a w nieprawidłowym kierunku przepływającej wody.

Wobec tego zarządziła: pobudowanie kierujących w. wodą wałów, zabezpieczenie posadowień filarów w wymytych otworach i wzmocnienie, na wymytm poziomie, dna łożyska przepływu. Sposób wzmocnienia posadowień przyjęty był następujący: około każdego filaru dokonano kamiennego narzutu o szerokości 13·00 *m* przy grubości 8·5 *m*, licząc od noża kesonu; dno łożyska na reszcie szerokości otworu postanowiono wzmocnić kamiennym narzutem, sypanym warstwami (tłuczeń, średniej wielkości kamień i duże bryły kamienia) ogólnej grubości 4·26 *m* powyżej noża kesonu; w poprzek rzeki pod mostem zabito dwie rozgrodowe ściany w odległości 30 *m*, obejmujące kamienny narzut, przy czem ściana z górnej strony była ścięta nieco wyżej, niż z dolnej.

Komisja przypuszczała, że po wyprostowaniu kierunku przepływu wszystkie otwory mostu będą pracować jednakowo i jeżeli nastąpi wymycie, to tylko do głębokości sztucznie wzmocnionego dna.

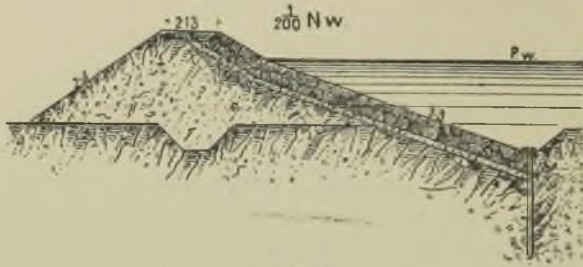
Niestety, z powodu braku odpowiednich kredytów, wykonana była tylko pierwsza serja robót, przytem do robót przystąpiono późną jesienią, gdy wymyte otwory zdążyły się już zamulić, przez co musiano wyczerpać grunt do głębokości 10·65 *m*, co jeszcze uszczupliło kredyty.

Prócz tego, wzmocnienie dna łożyska przepływu było przeprowadzone nie we wszystkich otworach mostu; a po dokonaniu wyjęcia gruntu między palisadami, odległemi o 30 *m*, nie dokonano stopniowego ścięcia łożyska w obydwie strony od mostu. Rezultat tego był taki że, przy następnych powodziach, sztuczne poprzeczne pogłębienie z solidnie wzmocnionem dnem było znowu zaniesione.

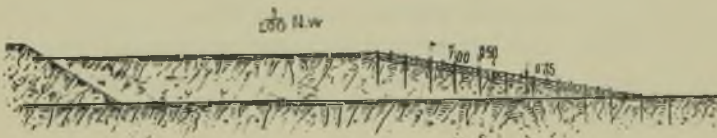
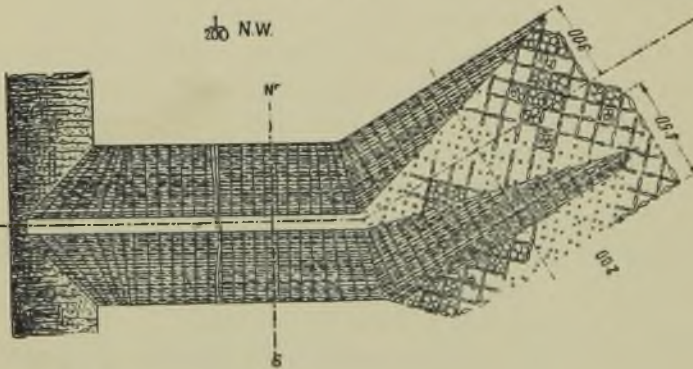
Powstające przed mostami lodowe zatory znowuż wyłoniły kwestję regulacji przepływu. Początkowo projektowano wzniesć między obydwoma mostami ciągle, niezatapiane wały, między którymi mogłaby przepływać największa w. woda; projektu tego zaniechano z następujących motywów: wały te pracowałyby jak tamy wytrzymałe dość znaczny jednostronny napór wody, co prócz możliwości przerwania tam, a w skutkach niespodzianego zatopienia miejscowości między kolejowemi linjami, spowodowałyby groźne warunki dla drogowych grobli w czasie w. wód. Mianowicie, cała miejscowość zawarta między drogowemi groblami i wałami pozostawałaby niezalewaną, obydwie kole-



jowe groble przedstawiałyby również tamy, wytrzymujące napór, — jedna górnego wylewu, druga — dolnego wylewu, co mogłoby wywołać przesączanie się wody przez piaszczyste nasypy, stanowiące drogowe groble, a w skutkach wywołać zesypy grobel w stronę przeciwną naporowi. Z powyższych względów postanowiono wznieść wały z przerwami, jak pokazano

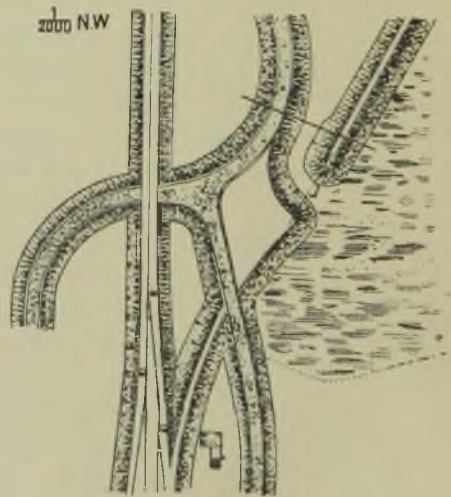


Rys. 37.



Rys. 38.

na rys. 36. W tych warunkach strumienie wody, wychodzące z pod Małkińskiego mostu i odrzucone wgiętą częścią północnego Małkińskiego wału Nr. 3, spotkają wystającą część Warszawskiego wału Nr. 2 skierując się prostopadle ku Warszawskiemu mostowi. W celu sprostowania koryta przy średniej wodzie, co prócz tego dodatnio wpłynie i na wysokie wody, w granicach przepływów ujętych wałami, zdjęto wszystkie nierówności terenu i dokonano przekopów *a*, *b* i *c*, wykarczowano całą miejscowość, tak aby łożysko przepływu przedstawiało ciągłą krzywą linię.



Rys. 39.

W celu zabezpieczenia po wyjściu z pod Warszawskiego mostu prawidłowego odpływu pobudowano kierujące prądem wody krótkie wały. W wałach № 2 i № 1 przy przyczółkach pozostawiono przerwy w celu ułatwienia odpływu deszczowej wodzie, która może zgromadzić się poza wałami; przerwy te wzmocniono faszyną.

Na rys. 37 przedstawiono poprzeczny przekrój gruszkowego wału, — a na rys. 38 poziomy rzut, profil i przekrój poprzecznych trawersów; skarpy niezatapianej części są darniowane; górę i ławy zatapianej części wzmocniono kamieniem ujętym w opłotki; pochylenie skarp zatapianej części 10:1; poszerzenia grzebienia zatapianej części można było nie robić. Na rys. 39 przedstawiono wezłowiea gruszkowego wału, w połączeniu z szosową groblą, przysypaną do kolejowego plantu.

## UWAGI DOTYCZĄCE ŚWIATŁA MOSTÓW NA GÓRSKICH RZEKACH.

Nie wszystkie wypowiedziane powyżej uwagi dadzą się w całości zastosować przy bystrych potokach górskich, niosących rumowiska; bardzo ważną okolicznością jest tu raptowny przybór wielkiej wody, przy którym oczekiwane pogłębienie przepływu wielkiej wody nie zawsze zdąży się dokonać. W takich wypadkach należy zalecić:

- a) możliwie duże rozpiętości przęsł, dla uniknięcia uformowania się zatorów, oraz zatarasowania otworu mostu płynąciami drzewami i t. p.
- b) unikanie dużego zapasu w świetle mostu, ponieważ przy mniejszym świetle prędkość przepływu będzie większa i regularniejsza, co uniemożliwi formowanie się odkładów w granicach mostu;
- c) możliwie głębokie założenie posadowień mostowych podpór, przy określeniu którego należy przyjąć, że rozmycie łóżyska może postępować w głąb na nieokreśloną głębokość i że średnia prędkość przepływu wielkiej wody, przy której ustanie wymycie łóżyska, odpowiada średniej prędkości przepływu wielkiej wody całego przekroju przepływu do zbudowania mostu;
- d) dostatecznie wysokie wzniesienie korony drogowej grobli, a znaczy się, i dolnej krawędzi niosącej konstrukcji, ponad najwyższy spiętrzony stan wody, dla umożliwienia przepływu raptownego przyboru wielkiej wody, gdy wymycie łóżyska jeszcze nie zdąży się dokonać do pożądanej głębokości. Dla obliczenia wysokości tego wzniesienia, należy odwrotnie przyjąć że łóżysko przepływu nie ulega rozmyciu, i w zależności od prędkości  $v_1$ , zwężonego lecz nierozmywającego się przekroju przepływu, oraz średniej prędkości przepływu  $v$  do zbudowania mostu, określić spiętrzenie wielkiej wody chociażby według przybliżonego wzoru;

$$b = \frac{v_1^2 - v^2}{2g},$$

- a następnie wyznaczyć poziom górnej krawędzi drogowej grobli tak, by dolna krawędź niosącej konstrukcji wznosiła się, co najmniej o 1'00 m, ponad spiętrzony poziom wody;
- e) przeprowadzenie regulacyjnych robót w możliwie szerokich granicach;
  - f) gdzie tylko okaże się możliwym—budować mosty jedno przęsłowe;
  - g) przy wyborze miejsca przekroczenia rzeki unikać przemiałów, a wybierać miejsca głębokie a wąskie o wysokich brzegach z twardej gliny;—choć w tych warunkach założenie posadowień mostowych podpór wypadnie głębokie, jednak światło mostu będzie naogół mniejsze, wobec czego most znajdować się będzie w bezpieczniejszych warunkach.



## ROZDZIAŁ II.

### OBLICZENIE ILOŚCI $Q$ $m^3$ /sek. PRZEPLYWU WIELKIEJ WODY.

Dla zaprojektowania mostu musimy posiadać w swem rozporządzeniu wszystkie szczegółowe dane, dotyczące warunków, w którym most ma egzystować, również i warunków przy których ma być przeprowadzona jego budowa.

Pierwszem zadaniem będzie ustalenie wystarczającej wielkości światła mostu, która przedewszystkiem zależy od ilości przeprowadzanej potokiem wielkiej wody.

Na mocy licznych obserwacji ustalono, że największa ilość wody przy zlewniach do  $50 km^2$  pochodzi od ulewnych deszczów, zlewnie zaś większe ponad  $50 km^2$  dają największą ilość wody od topnienia śniegów i w tym wypadku przeważnie mamy do czynienia z rzekami.

Z powyższych spostrzeżeń wynika, że światła większych mostów muszą być wystarczające do przeprowadzenia pod mostem absolutnie największych, t. zw. katastrofalnych wód, pochodzących od topnienia śniegów; światła zaś małych mostów i przepustów muszą przepuszczać największe wody, pochodzące z ulew.

#### I. OBLICZENIE ILOŚCI PRZEPLYWU WIELKIEJ WODY PRZY DUŻYCH ZLEWNIACH.

Ścisłe i dokładne ujęcie prawideł ruchu wody w naturalnych łożyskach o nieprawidłowych, a więc matematycznie niewyraźalnych, geometrycznych kształtach jest nieosiągalne, ponieważ jest niemożliwe ściśle analityczne ujęcie takich zjawisk, w których obok niezmiennych praw przyrodniczych występują czynniki wyłamujące się z pod wszelkiej prawidłowości.

Możemy jednak z dość znaczną dokładnością ująć te zjawiska, zastępując nieprawidłowy kontur poprzecznego przekroju łożyska, zbliżonym do niego konturem o matematycznie wyraźnym kształcie.

Przy obliczeniu ilości przepływu wielkiej wody, prowadzonej przez rzekę, z braku ścisłych prawideł ruchu wody, posilkujemy się dwoma empirycznymi sposobami:

1. Obliczenie na zasadzie, wedle której ilość przepływającej wody  $Q$  = iloczynowi powierzchni zwilżonego przekroju  $F$  i średniej prędkości  $v$ .

$$Q = F \cdot v.$$

2. Obliczenie ilości przepływu wielkiej wody na podstawie wielkości zlewni i cech dorzecza, według empirycznych wzorów podanych przez Iszkowskiego, Lauterburga i innych.

### 1. Obliczenie przepływu w. w. $Q = F \cdot v_m^3$ , sek.

Ponieważ na wielkość światła ma decydujące znaczenie wielka woda, przeto  $F$  i  $v$  powinny być określone przy wielkiej wodzie. W tym celu na miejscu przyszłej budowli zdejmujemy poprzeczny przekrój rzeki wraz z zalewową częścią doliny, wybierając takie miejsce, w którym poprzeczny profil choć na krótkiej przestrzeni nie zmienia się; ustalamy najwyższy znany kiedykolwiek poziom katastrofalnych wód, bądź drogą danych z najbliższych wodowskazów rządowych hydrograficznych stacji, bądź też, z braku takich danych, drogą wskazań wiarogodnych nadbrzeżnych mieszkańców. — Po naniesieniu na papier, z tych danych otrzymujemy  $F$ .

Prędkość  $v$  określić można przez bezpośredni pomiar przy pomocy pływaką, młynka i t. p. lub też z empirycznych wzorów podających zależność prędkości  $v$  od zwilżonego przekroju rzeki i spadku  $J$  zwierciadła wody. Dla otrzymania spadku  $J$  zwierciadła wody, pożądanem byłoby zaniwelować go przy najwyższym stanie wody, jednak nie zawsze da się to skutecznie, i z konieczności zwykle ograniczyć się musimy niwelacją przy przypadkowym stanie wody.

Niwelacja, dla określenia spadku zwierciadła na większych rzekach, o ile przeprowadzamy ją przy normalnym stanie wody, powinna być dokonana na długości jednego kilometra w górę rzeki od przyszłej budowli i jednego kilometra w dół po rzece, przytem po obydwu brzegach rzeki między poprzecznymi profilami, na których niwelacyjne kołki na poziomie wody zabija się jednocześnie (na sygnał lub po zregulowanych co do sekundy zegarkach). Odległość między kołkami poprzecznych profili mierzy się również po obydwu brzegach.

#### Bezpośrednie pomiary średniej prędkości wody.

Pod średnią prędkością danego przepływu, rozumiemy prędkość z jaką musiałyby płynąć wszystkie strugi wody w całym przekroju, aby dały tę samą objętość przepływu w jednostce czasu, jaka w rzeczywistości przez ten przekrój przepływa.

Jest to prędkość idealna, która mnożona przez powierzchnie zwilżonego przekroju  $F$ , daje rzeczywistą objętość przepływu  $Q$ .

Liczbowe wartości średnich prędkości otrzymać możemy drogą bezpośrednich pomiarów.

W pomiarach prędkości chodzi nam o wyznaczenie prędkości w dowolnych punktach przekroju przepływu, tak co do kierunku, jakoteż i co do wielkości.

Zależnie od stopnia dokładności pomiarów rozróżniamy:

1) pomiary prędkości w jednym lub kilku punktach poprzecznego przekroju.

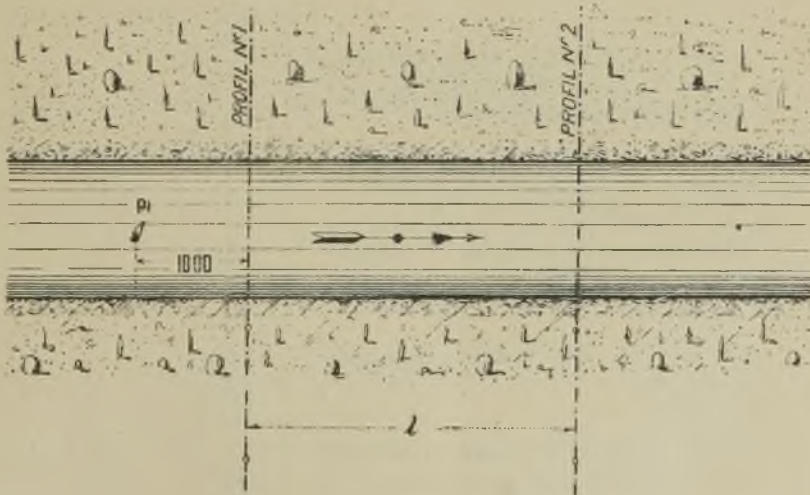
2) pomiary miejscowych prędkości w licznych punktach hydrometrycznego przekroju w pionowych paskach.

### 1. Pomiary prędkości w jednym lub kilku punktach poprzecznego przekroju.

Pomiar prędkości w jednym lub kilku punktach przekroju uskutecznia się przy użyciu pływaka.

Rozróżniamy pływaki powierzchniowe, zwykłe, podwójne i drążkowe.

- a) Za pływak powierzchniowy może posłużyć dowolne małe ciało o właściwym ciężarze mniejszym od właściwego ciężaru wody, aby płynąc wystawało ponad zwierciadło wody o tyle, by go można obserwować z brzegu rzeki. W celu zmierzenia prędkości przepływu, w prostej partji rzeki wyznaczamy dwa prostopadłe do nurtu rzeki przekroje w odległości jeden od drugiego około 40 m, w każdym razie w okrągłej ilości  $L$  metrów, każdy przekrój wytyczamy dwoma tyczkami Rys. 40.



Rys. 40.

Pływak puszcza się w nurt rzeki około 10 m powyżej górnego przekroju, a czas  $t$  przepłynięcia pływaka od przekroju I do II liczy się w sekundach. Pomiar wykonać należy parę razy i przyjąć wartość średnią.



Prędkość wody na powierzchni w nurcie będzie:

$$v_p \text{ m/sek.} = \frac{L}{t} \text{ m/sek.}$$

Z otrzymanej prędkości na powierzchni w nurcie  $v_p$  obliczamy średnią prędkość całego przekroju, albo według wzoru Wagnera:

$$v_s = 0.705 v_p + 0.001 v_p^2$$

albo według wzoru Bazin'a

$$v_s = \frac{1}{1 + 14 \sqrt{\frac{a+b}{r}}} v_p$$

gdzie  $r$  oznacza promień przekroju  $= \frac{F}{p}$  ( $p$  zwilżony obwód), a wartość współczynników  $a$  i  $b$  podaje tablica 1.

**Tablica 1. Wartość współczynników  $a, b$  i  $c$  wzoru Bazin'a.**

Kategoria	Rodzaj łożyska	Nowy wzór $c$	Stary wzór		
			$1000 a$	$10000 b$	$\frac{b}{a}$
I	Ściany b. gładkie (wyprawa cementowa, heblowane deski) . . . . .	0.06	0.15	0.045	0.03
II	Ściany gładkie (mur z kamienia obrobionego, ciosy, niewyprawiony beton, drzewo nieheblowane) . . . . .	0.16	0.19	0.133	0.07
III	Ściany szorstkie (mur z kamienia łamanego, nieobrobione dyle i tp.) . . . . .	0.46	0.24	0.600	0.25
IV	Kanały z ziemi, z murami podporowymi lub brukowanymi skarpami, starannie utrzymane. . . . .	0.85	0.28	3.500	1.25
V	Kanały i rzeki średnio regularne i czyste. . . . .	1.30	0.40	7.000	1.75
VI	Kanały i rzeki w szutrze, ryniakach lub z zaosnietymi zboczami. . . . .	1.75			

Inżynier O. Nadolski w swej książce „Zakłady o sile wodnej” dla uproszczenia obliczenia  $v_s$  podaje niżej przytoczoną tablicę 2, dla różnych rodzaj łożyska, odpowiadających łożyskom w tablicy 1.

Tablica 2. Wartości  $\frac{v_s}{v_p \max}$  dla rodzaj łożyska według tablicy 1.

Dla promienia hydraulicznego. $r =$	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: $\frac{v_s}{v_p \max}$	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 i V: "	.54	.61	.65	.68	.70	.71	.72	.74	.77	.78	.80
" " VI: "	.45	.53	.58	.61	.63	.65	.67	.68	.72	.74	.76

Przykład:

$L = 50 \text{ m}$ ; rzeka średnio regulowana o przekroju przepływu  
 $F = 99.45 \text{ m}^2$ ;  
 $p = 58.5 \text{ m}$ ;  $t = 48 \text{ sek.}$ ; zatem:  
 $r = \frac{99.45}{58.5} = 1.7 \text{ m}$   
 $v_p = \frac{50}{48} = 1.04 \text{ m/sek.}$

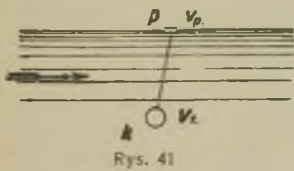
według wzoru Wagnera:

$$v_s = 0.705 \cdot 1.04 + 0.001 \cdot 1.04^3 = 0.743$$

według wzoru Bazin'a z tablicy 2

$$v_s = 0.761 \cdot 1.04 = 0.791$$

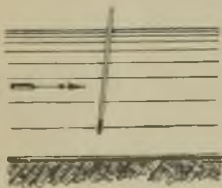
- b) Jeżeli pragniemy zmierzyć prędkość w pewnej głębokości, stosujemy pływak podwójny, przedstawiony na rys. 41.



Pływak P jest połączony sznurkiem z kulą znacznie cięższą tak, by prędkość na powierzchni wody  $v_p$  nie miała na nią wpływu. Przyjmujemy, że szybkość całego układu

$$v_s = \frac{1}{2} (v_p + v_1)$$

- c) Pływakowi możemy nadać również kształt drążka lub wazkiej blaszanej rurki, zatkanej korkami i odpowiednio obciążonej.



Pływak taki nazywamy drążkowym rys. 42. Obciążenie powinno być tak dobrane, by pływak wystawał ponad zwierciadło wody tylko o tyle, by można go było dostrzec, pozatem by dolny jego koniec był oddalony od dna o 20—40 cm.

Przyrząd ten posiada wszystkie wady pływaka podwójnego; ma jednakże tę wielką zaletę, że

pozwala na pośpiech. Pozatem w łożyskach wysłanych głazami lub w łożyskach krętych, gdy pomiar młynkiem zawodzi, dając kilkudziesięcio procentowe błędy, pływak drażkowy może być używany z pełnem powodzeniem, prowadząc do wyników prawdopodobnych, co natomiast nie zachodzi przy stosowaniu w tych warunkach pomiarów młynkowych.

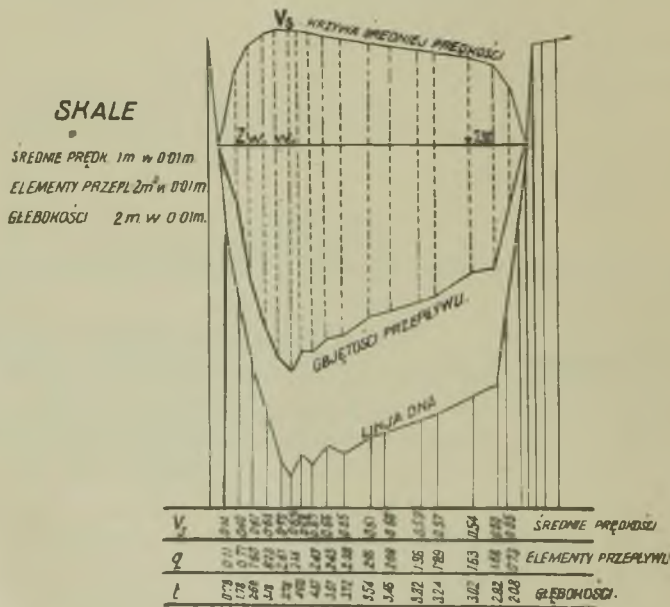
Dokładność jaką osiągniemy przez pomiar prędkości w jednym punkcie przekroju jest tak nieznaczna, że należy jej używać tylko w ostateczności.

Bardziej dokładne wyniki otrzymamy przez pomiar prędkości w paru punktach powierzchni.

Ten sposób pomiaru wprowadził Harlacher. Na podstawie licznych dokładnych pomiarów, przy których krzywe prędkości były wykreślane, doszedł on do wniosku, że stosunek

$$\frac{v_s}{v_p} = 0.82 \text{ do } 0.87$$

Wagner wykazał, że krzywa przedstawiająca  $v_s$  na całej szerokości w danym przekroju, jest do kształtu przekroju dna bardzo podobna przykład takiej krzywej podaje rys. 43.



Rys. 43.

Trudność w bliższym określeniu związku obu krzywych polega w tem, że odpowiednie ich charakterystyczne punkty nie leżą na jednej pionowej.

Znając w przybliżeniu rozkład prędkości od zwierciadła do dna, możemy wnioskować o objętości przepływu.



Dalej zostały podane empiryczne formuły, określające rozkład prędkości od zwierciadła do dna.

Jeżeli więc podzielimy przekrój w sposób przedstawiony na rys 43. i zmierzmy  $v_p$  za pomocą pływaków w punktach przechodzących przez obrane pionowe, a następnie przemnożwszy otrzymane  $v_p$  przez stosunek między  $v_p$  i  $v_s$  otrzymamy odpowiednie  $v_s$ ; a przy pomocy rysunku przekroju, otrzymamy iloczyny  $Fv_s$ , suma których da nam objętość przepływu.

Sposób ten ma wielką praktyczną wartość podczas wezbrań.

## 2. Pomiar miejscowych prędkości w licznych punktach poprzecznego przekroju w pionowych paskach.

Wyznaczając w dowolnych punktach przekroju miejscowe prędkości i wystawiając w tych punktach odpowiednie wektory prędkości, otrzymamy t. zw. powierzchnię prędkości. Przecinając powierzchnię prędkości szeregiem równoległych płaszczyzn do powierzchni zwierciadła wody, otrzymamy obraz rozkładu prędkości w płaszczyznach poziomych, przecinając ją prostopadłymi płaszczyznami do poprzednich, a zarazem równoległymi do osi przepływu rzeki, otrzymamy rozkład prędkości przepływu od zwierciadła do dna. Objętość zawarta pomiędzy hydrometrycznym przekrojem, a powierzchnią prędkości przedstawia ilość przepływającej wody w jednostce czasu przez dany przekrój, a zatem objętość przepływu.

Pomiar miejscowych prędkości dokonywujemy przy pomocy rurek *Pitot'a* lub hydrometrycznych młynków.

Dokładność wodnych pomiarów jest zależna od dopełnienia następujących warunków:

1. niezmienności poprzecznego przekroju, jeżeli bowiem wskutek unoszenia rumowisk zwiłżony przekrój ulegnie zmianie, obliczenie objętości przepływu traci swą wartość.

2. dokładne wyznaczenie rozkładu prędkości zależy od ilości dokonanych poszczególnych pomiarów, rozmieszczenia pomiarowych punktów, oraz od liczby pomiarowych serji, z których każda prowadzi do jednej wartości objętości przepływu. Dopełnienie tych warunków jest niezmiernie utrudnione przez uciążliwość młynkowych pomiarów. Dlatego też przeważnie zadawaliśmy się jedną serją pomiarów. Rozmieszczenie pomiarowych punktów zależy od konstrukcji i wielkości mierniczego instrumentu. Np. używając hydrometrycznych młynków musimy zrezygnować z pomiarów prędkości w niewielkiej odległości od dna lub bocznych ścian łożyska.

3. trzecim wreszcie warunkiem decydującym o ścisłości pomiarów jest dokładność metod mierniczych.

Szczegółowy opis przeprowadzenia tym sposobem pomiarów podano w rozdziale IV.

### Rurki Pitot'a

Rurką Pitot'a nazywamy szklaną rurkę prostą lub zagiętą pod prostym kątem (rys. 44)

Jeżeli zgiętą rurkę wstawimy w wodę, otwór zwracając w kierunku przeciwnym do prądu, to wskutek działania hydrodynamicznego naporu poziom wody w rurce ustali się ponad zwierciadłem w wysokości  $h$ , przyczem jeśli przez  $v$  oznaczymy prędkość strugi w poziomie otworu, to wielkości  $h$  i  $v$  będą związane równaniem:

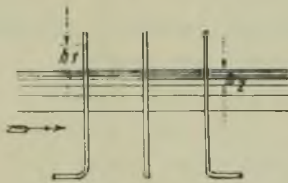
$$v = \varphi \sqrt{2gh};$$

spółczynnik  $\varphi$  może być wyznaczony na podstawie doświadczeń.

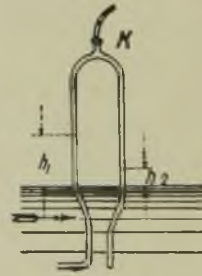
Bardzo prosty ten przyrząd nie nadaje się do hydrotechnicznych pomiarów, ponieważ trudno jest odczytywać nieznaczne wysokości słupka  $h$  ponad powierzchnią zwierciadła rzeki.

Jeżeli otwór jest zwrócony w stronę ruchu, poziom ustala się poniżej zwierciadła wody w wysokości  $h_1$ .

Jeśli rurka jest prostą, poziom ustala się ponad lub pod powierzchnią zwierciadła, zależnie od prędkości przepływu wody. Połączenie tej rurki z rurką zwróconą przeciw prądowi stanowi hydrometr *Pitot-Darçye'go* przedstawiony na rys. 45.



Rys. 44.



Rys. 45.

Obie rurki mają wspólny wylot zamknięty kurkiem  $K$ .

Zanurzając hydrometr w wodzie dostrzeżemy w zakrzywionej rurce wzniesienie się poziomu do wysokości  $h_1$  ponad zwierciadło, w prostej rurce do wysokości  $h_2$ .

Oznaczając:

$$\frac{v^2}{2g} = h_1 - h_2 ; \quad \frac{v^2}{2g} = v_2 h_2$$

otrzymamy:

$$\frac{v_2}{2g} (\rho_1 + \rho_2) = \rho_1 \rho_2 (h_1 + h_2)$$

$$v = \sqrt{2g \frac{\rho_1 + \rho_2}{\rho_1 \rho_2} (h_1 + h_2)}$$

$$v = \varphi \sqrt{2g (h_1 + h_2)}$$

Korekcyjny współczynnik  $\varphi$  musimy wyznaczyć dla każdego przyrządu z osobna, zanurzając go w prądzie wody o znanej szybkości, lub też, co częściej się zdarza, poruszając go w spokojnej wodzie z żadaną prędkością.

Dokładne przeprowadzenie cechowania hydrometru jest bardzo ważne, ponieważ musimy się liczyć z powierzchniowymi siłami, jakie zachodzą w cienkich rurkach.

Ponieważ niwelacyjne wysokości słupków wody nie są większe od tych, jakie otrzymujemy przy pojedynczych rurkach *Pitot'a*, przeto przez wessanie obniżamy ciśnienie w przyrządzie tak, by poziomy ustaliły się w miejscach widocznych.

Hydrometr *Pitot-Darçy* nie nadaje się do mierzenia małych prędkości, dochodzących do 0,30 m/sek. Ciśnienie odpowiadające prędkości nie może wtedy przewyciężyć tarciovych oporów, tak że poziomy w rurkach ustalają się znacznie niżej. Przy większych szybkościach strata ta jest nieznaczna w porównaniu do działających sił i może być uwzględniona przez wprowadzenie korekcyjnego współczynnika.

Niemniej częstym w użyciu jest hydrometr *Pitot-Ritter'a* złożony z dwóch rurek: statycznej i umieszczonej w niej rurki hydraulicznej. Statyczna rurka jest zwrócona wylotem pionowo w dół, hydrauliczna rurka jest zagięta i zwrócona przeciw prądowi. Jeśli kierunek hydraulicznej rurki wpada w kierunek strugi, natenczas prędkość:

$$v = \sqrt{2gh}$$

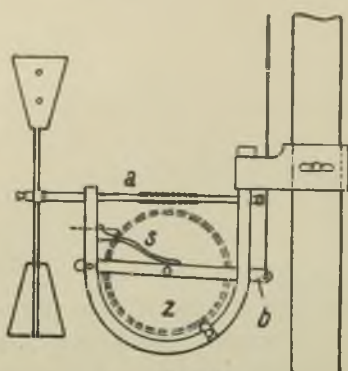
jest ściśle proporcjonalna do kwadratowego pierwiastka z wysokości słupka wody w hydrometrze.

#### Hydrometryczne młynki.

Prototypem hydrometrycznego młynka jest mechaniczny młynek *Woltmann'a* przedstawiony szkicowo na rys. 46.

Na poziomej osi osadzone są łopatki w liczbie od 2 do 5. Jeżeli młynek wstawimy w płynącą wodę, hydrauliczny napór działający na ścianki łopatek wywołuje obrót osi  $a$ , który przy pomocy ślimaka przenosi się na zębate koło  $Z$ . Ilość obrotów osi w określonym czasie





Rys. 46.

jest proporcjonalna do prędkości przepływu wody; obserwując zatem liczbę obrotów osi, możemy obliczyć średnią arytmetyczną prędkości, jakie w punkcie pomiarowym istniały w ciągu danego czasu. W tym celu odczytujemy położenie kółka zębatego i opuszczamy młynek do punktu, w którym chcemy wykonać pomiar prędkości. Przy pomocy dźwigni *b* zazębiamy kółko *Z* ze ślimakiem. Po upływie pewnego czasu puszcza sznur, sprężyna *S* odpycha zębate kółko, a umieszczony w ramie zęb uniemożliwia dalszy obrót. Po wydobyciu młynka z wody, odczytujemy nowe położenie kółka.

Zależność szybkości obrotu zębatego kółka od prędkości przepływu wyznacza się doświadczalnie przez cechowanie w strumieniu o znanej prędkości przepływu lub przez poruszenie młynka w nieruchomej wodzie z daną prędkością. Oznaczając na osi rzędnych prędkość przepływu *v*, na osi odciętych ilość obrotów osi młynka, otrzymamy krzywą cechowania młynka.

Młynek *Woltmann'a* w swej pierwotnej budowie posiadał wiele niedogodności, ponieważ był stale osadzony na drążku, utrzymywanym w rękach przy opuszczaniu młynka do żądanej głębokości, oraz że do każdego pomiaru prędkości potrzeba było dwu odczytów, a zatem po każdej obserwacji należało aparat wyjmować z wody. Niedogodności te usunięto; osadzając młynek na prowadnicy, opatrzonej podziałką głębokości i wprowadzając elektryczną sygnalizację obrotów.

W sprzedaży znajduje się dużo systemów hydrometrycznych młynków, najczęściej jednak są spotykane młynki *Baumgarten'a*, *Amstler'a* i *Otto*.

Nie wchodząc w szczegółowy opis samych aparatów w rozmaitych ich odmianach, zaznaczyć jedynie należy, że młynek daje nam ilość obrotów. Czas mierzymy przy pomocy chronometru, a prędkość obliczamy według wzoru:

$$v = a + b n$$

gdzie *n* - oznacza ilość obrotów młynka w sekundę,

*a* i *b* - korekcyjne współczynniki stałe dla danego przyrządu, które ustala się przy pracy młynka w stojącej wodzie.

Szczegółowy opis pomiarów młynkiem podano w rozdz. IV.

Metody obliczenia objętości przepływu.

W związku z temi empirycznymi formułami pozostają przybliżone metody obliczenia objętości przepływu, jak metody *Culmann'a*, *Harlacher'a*, a w szczególności metoda *Teichmann'a*.

Metoda *Culmann'a* polega na tem, że wykreślamy krzywe równej prędkości (izotachy) w odstępach równych sobie, a następnie obliczamy objętości poszczególnych walcowych brył, utworzonych przez ruch tworzącej, wpadającej w kierunku prędkości, po obwodzie dwu następujących po sobie izotachach. Suma objętości cząstkowych brył daje objętość bryły przepływu.

Metoda *Harlacher'a* polega na tem, że wyznaczamy średnie prędkości w szeregu naturalnych przekrojów.

Bryła przepływu jest w tym wypadku ograniczona poprzecznym przekrojem, swobodną powierzchnią wody, dnem, które możemy uważać za walcową powierzchnię o tworzących poziomych, oraz walcową powierzchnią o tworzących pionowych, których kierownicą jest krzywa  $v_s$ .

Metoda *Teichmann'a* — Pomiar przeprowadzamy w całym szeregu pionowych przekrojów w dwu punktach położonych w odległościach  $0,211 t$  od zwierciadła i od dna, gdzie  $t$  oznacza głębokość w danym punkcie przekroju. Przez te dwa punkty przeprowadzamy paraboliczny łuk, o osi wpadającej w swobodną powierzchnię. Metoda ta posiada tę zaletę, że ilość pomiarowych płaszczyzn może być znacznie mniejsza, niż w metodach *Culmann'a* i *Harlacher'a*, oraz że w danym przekroju pomiar przeprowadzamy tylko dwa razy. Pozatem metoda ta stara się uwzględnić choć w przybliżeniu kształt pionowych krzywych prędkości.

### Empiryczne formuły, określające rozkład prędkości od zwierciadła do dna.

Ponieważ przy obliczeniu światła mostów musimy się liczyć nie tylko ze średnią prędkością przepływu wody, ale i z prędkością na dnie i na powierzchni, w tym celu poniżej podano najwięcej używane wzory, określające rozkład prędkości od zwierciadła do dna.

I. Empiryczne formuły, wyrażające związek między największą prędkością na powierzchni  $max v_p$ , a średnią prędkością całego przekroju przepływu  $v_s$ , również między średnią prędkością  $v_{\frac{t}{2}}$  zmierzoną w połowie głębokości paru pionowych, a średnią prędkością całego przekroju przepływu  $v_s$ .

a) *Weissbach* podaje, że w każdej pionowej hydrometrycznego przekroju, średnia prędkość równa się  $0,915$  prędkości w tejże pionowej na powierzchni, a średnia prędkość na powierzchni równa się  $0,915$  największej prędkości na powierzchni; a więc jeżeli  $max v_p$  największa prędkość na powierzchni, to:

$$v_s = 0,915^2 max v_p = 0,837 max v_p$$

b) Według *Hagen'a* średnia prędkość przekroju stanowi 6/7 największej prędkości na powierzchni i znajduje się na 5/9 głębokości.

$$\frac{v_s}{\max v_p} = 0.86$$

c) Według *Prony'ego*

$$\frac{v_s}{\max v_p} = \frac{2.372 + \max v_p}{3.153 + \max v_p}$$

a przy prędkości  $v_s$  większej niż 1.5 m, należy przyjmować 0.8 otrzymanej tym wzorem wielkości.

d) Według *Boilean'a*

$$\frac{v_s}{\max v_p} = 0.82$$

e) Według *Brünings'a*:

$$\frac{v_s}{\max v_p} = 0.72 - 0.98, \text{ średnio } 0.85$$

f) Według *Bazin'a*:

$$v_s = \max v_p - 14 \sqrt{Jt}$$

Późniejsze badania wykazały, że nieegzystuje stałej zależności między największą prędkością na powierzchni, a średnią prędkością całego przekroju, natomiast między średnią prędkością w pionowej, a prędkością w połowie głębokości tej pionowej związek taki zachodzi i stanowi od 0.34 do 0.48.

*Grebenau*, na mocy swych dociekań, uzupełnił powyższe twierdzenie tem, że związek ten nie zależy od głębokości i szerokości rzeki, również i od położenia osi krzywej prędkości, t. j. od nieprawidłowości linii dna.

Wychodząc z tych założeń wyprowadzono wzory, określające zależność między średnią wartością zamierzonych prędkości w połowie głębokości paru pionowych, możliwie o równych odstępach, a między średnią prędkością całego przekroju.

g) Wzór *Grebenau* następujący:

$$v_s = \left[ \sqrt{1.08 \cdot \frac{v_t}{2} + 0.00061 D} - 0.02484 \sqrt{D} \right]^2,$$

gdzie

$$D = \frac{0.933}{\sqrt{t} + 0.457};$$



$v_t$  — średnia wartość prędkości, mierzonych w połowie głębokości paru pionowych

$t$  — średnia hydrauliczna głębokość:  $\frac{\omega}{p + b}$

Dla małych rzek średnia głębokość określa się bezpośrednim pomiarem, dla dużych wyliczyć ją można ze wzoru:  $\frac{\omega}{2p}$

h) Według *Lahmaeyer'a*

$$v_s = 0.937 v_p - 0.0252 v_p^2$$

i) Według *Lippke'go*

$$v_p = 0.895 g \sqrt{t^2 J}$$

i

$$v_s = v_p - 1.432 g^3 \frac{\mu}{4} J - \frac{g}{5} \sqrt{t^2 J}$$

albo

$$v_s = v_p - 471.34 \mu J - 1.961 \sqrt{t^2 J}$$

gdzie

$$\mu = \frac{1}{\frac{7}{3} + \frac{5\varphi}{6\varphi^2}}, \text{ a } \varphi = 0.448 \sqrt[6]{t^2 J}$$

$$\frac{v_s}{v_p} = 1 - \mu n^2, \mu = 0.895 \sqrt[3]{Jt - 1}$$

II) Empiryczne formuły, określające zależność między prędkością na powierzchni  $v_p$ , a średnią prędkością w pionowej  $v_n$

a) Wg *Weissbach'a*:

$$v_n = 0.915 v_p$$

b) Wg *Erner'a*

$$v_n = v_p \cdot \frac{1 + 0.2676 \sqrt{t}}{1 + 0.4014 \sqrt{t}}$$

gdzie  $v_n$  i  $v_p$  — średnia prędkość i prędkość na powierzchni w każdej pionowej.

c) Wg *Hagen'a*

$$v_n = \frac{1}{3} (2 v_p + v_d)$$

gdzie  $v_d$  — prędkość na dnie.

III Empiryczne wzory, określające zależność prędkości na powierzchni  $v_p$ , w każdej pionowej od prędkości w określonej głębokości  $v_x$  albo od prędkości na dnie  $v_d$  w tejże pionowej.

a) Wg *Weisbach'a*

$$v_x = \left( 1 - 0.17 \frac{t_x}{t} \right) v_p$$

skąd prędkość na dnie

$$\sqrt{v_d} = 0.83 v_p$$

b) Wg *Molesworth'a*, jeżeli  $v_p$  — prędkość na powierzchni w *ang. calach/sek* to prędkość na dnie:

$$v_d = (v_p + 1) - 2 \sqrt{v_p}$$

średnia prędkość w pionowej:

$$v_d = (v_p + 0.5 - \sqrt{v_p})$$

lub w przybliżeniu

$$0.8 v_p$$

c) Wg *Humphreys'a i Abbot'a*

$$v_x = v_p - \sqrt{0.1856 v_x \left( \frac{t_x}{t} \right)^2}$$

d) Wg *Hagen'a*

$$v_x = v_d + \sqrt{\left( \frac{v_p + v_d}{t} \right) \cdot t_x}$$

e) Wg *Lahmayer'a*

$$v_x = \left[ t - (0.1383 + 0.0469 t) t_x \right] \frac{v_n}{t};$$

gdzie  $v_n$  — średnia prędkość w pionowej;

$$v_d = (0.8617 - 0.0469 t) v_n$$

f) Według *Lavaleg'o*

$$v_x = v_n \sqrt{\frac{t_x}{t}}$$

gdzie

$$n = 1 + 4.80 \sqrt{\frac{t}{v_n}} \quad \text{przy } \frac{t}{v_n} > 2.5$$

$$n = 0.818 \sqrt{\frac{t}{v_n}} \cdot \left[ 1 + 480 \sqrt{\frac{t}{v_n}} \right] \quad \text{przy } \frac{t}{v_n} < 2.5$$

IV Wzór *Dubuat* określający zależność pomiędzy średnią prędkością przepływu  $v_s$ , a prędkością na dnie łożyska  $v_d$ :

$$v_s = 0.75 v_d - 0.40 + 0.50 \sqrt{\frac{(v_d - 1.59)^2}{2} + 3.15 v_d}$$

## Empiryczne wzory na obliczenie średniej prędkości $V$ m/sek.

Jeżeli z tych lub innych przyczyn nie możemy dokonać bezpośrednich pomiarów prędkości wody w rzece, musimy je zastąpić obliczeniem przy pomocy empirycznych wzorów, które wyrażają związek między czynnikami ruchu wody. Czynnikami temi są:

- 1)  $v$  — średnia prędkość przepływu w przekroju

$$v = \frac{Q}{F},$$

- 2)  $J$  — spadek zwierciadła wody,

- 3)  $r$  — promień hydrauliczny, równy ilorazowi z powierzchni przekroju  $F$  i zwilżonego obwodu  $p$

$$r = \frac{F}{p},$$

Promień hydrauliczny  $r$  w ostatnich czasach przy rzekach, dla których stosunek głębokości do szerokości jest mały, został zastąpiony przez średnią głębokość  $t$ , równą ilorazowi z powierzchni przekroju  $F$ , oraz szerokości  $L$  zwierciadła wody w przekroju

$$t = \frac{F}{L}.$$

Ponieważ przekroje naturalnych łóżysk są stosunkowo płaskie, o małym stosunku głębokości do szerokości, wobec tego hydrauliczny promień  $r$  nie wiele się różni od średniej głębokości  $t$ , niepotrzebując jednak wyznaczać zwilżonego obwodu  $p$ , przez wprowadzenie średniej głębokości  $t$  upraszczamy rachunek.

Empirycznych wzorów, podających związek między  $v$ ,  $J$  oraz  $t$ , względnie  $r$ , jest spora ilość, tu jednak przytaczamy tylko te, które są częściej używane w praktyce.

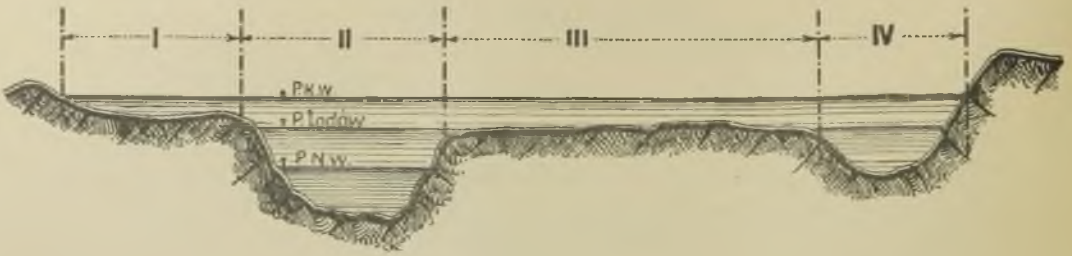
Większość tych wzorów jest oparta na starym wzorze de Chezy, Brahm's'a i Eytelwein'a

$$v = K\sqrt{Jt} \quad \text{względnie}$$

$$v = K\sqrt{Jr}$$

Jak widać z powyższego wzoru średnia prędkość w przekroju zależy od hydraulicznego promienia  $r$ , względnie od średniej głębokości  $t$ , jeżeli mamy do czynienia z płaskim korytem, a więc jeżeli poprzeczny profil przekroju przepływu jest złożony z różnych średnich głębokości, musimy odnośny wzór stosować osobno dla części I, II, III, IV jak gdyby części te oddzielone były pionowymi ścianami (Rys. 47).





Rys. 47.

**1. Formuła Ganguillet'a i Kutter'a**

$$v = K \sqrt{Jt} \dots \dots \dots a)$$

przyczem

$$K = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{J}}{1 + \left[ 23 + \frac{0.00155}{J} \right] \frac{n}{\sqrt{t}}} \dots \dots \dots b)$$

lub oznaczając przez

$$p = 23 + \frac{0.00155}{J}$$

otrzymamy współczynnik szorstkości

$$n = \frac{\sqrt{t}}{Kp} \cdot \left[ \frac{p - K}{2} + \sqrt{\frac{(K - p)^2}{2} + \frac{kp}{\sqrt{t}}} \right] \dots \dots \dots b')$$

Wprowadzając do wzoru *b* następujące oznaczenia

$$a = 23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{J} ; \quad b = \left[ 23 + \frac{0.00154}{J} \right] \cdot n$$

otrzymujemy

$$K = \frac{a}{1 + \frac{b}{\sqrt{t}}} = \frac{a \sqrt{t}}{b + \sqrt{t}}$$

to jest ta forma w której został podany, tak zwany, mały wzór Kutter'a, a mianowicie:

$$K = \frac{100 \sqrt{t}}{m + \sqrt{t}} \dots \dots \dots \text{c)}$$

Prof. *Frank* uprościł duży wzór (*b*) Kutter'a, podając go w formie:

$$K = \frac{[23 n + 1] \sqrt{t}}{[23 n + \sqrt{t}] \cdot n} \dots \dots \dots \text{d)}$$

ze wzoru *b*, *c* lub *d* obliczamy *K*, a ze wzoru *a* otrzymujemy *v* m/sek.

Wartości współczynników szorstkości *n* i *m* podają następujące tablice:

**Tablica 3**                      **Wartości *n* dla dużego wzoru Kutter'a i Frank'a.**

Kate- gorja	Rodzaj łożyska	<i>n</i> =	1 : <i>n</i> =
I	Kanały ze starannie oheblowanego drzewa lub z gładką wyprawą cementową .	0·010	100·00
II	Kanały z desek nieheblowanych, z żelaza i żelbetonu . . . . .	0·012	83·33
III	Kanały z wyprawą cementową, zależnie od gładkości wykonania . . . . .	0·013—0·017	76·92—58·82
IV	Kanały z ciosu, drobnego ceglanego muru, ze zwykłą wyprawą cementową . .	0·017	58·82
V	Kanały z kamienia łamanego, gładko ułożonego, kute w skale lub z surowego betonu . . . . .	0·022	45·45
VI	Kanały ziemne, potoki, rzeki bez większej szybkości . . . . .	0·025	40·00
VII	Koryta dzikich ścieków i rzeki ze średnią szybkością . . . . .	0·028	35·71
VIII	Rzeki miejscami z drobnem rumowiskiem lub roślinnością . . . . .	0·030	33·33
IX	Rzeki z grubem żwirem i rumowiskiem .	0·035	28·57
X	Rowy meljoracyjne . . . . .	0·030	33·33

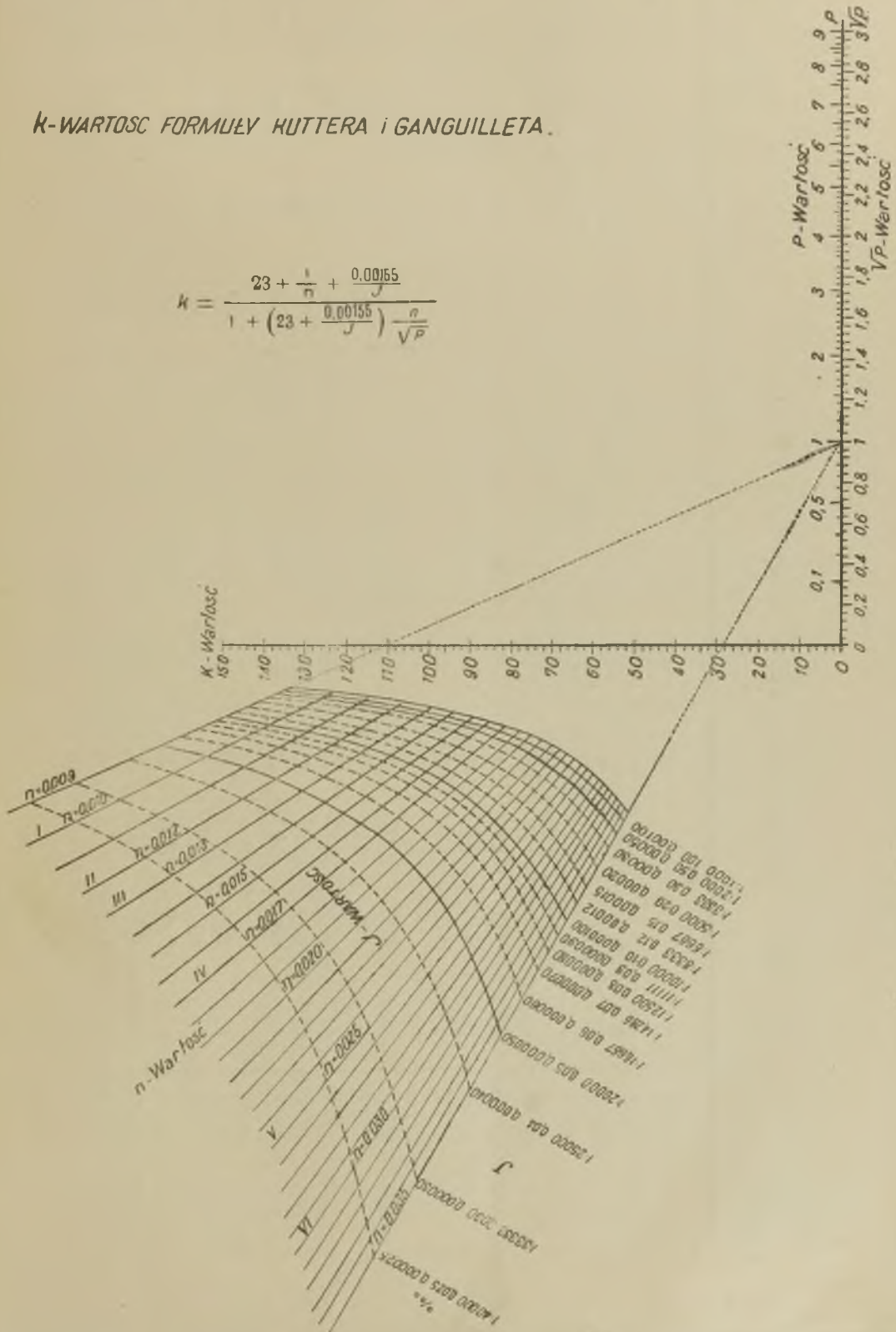
Tablica 4                      Wartości *m* dla małego wzoru Kutter'a.

Kat.	R o d z a j ł o ż y s k a	<i>m</i>
I	Bardzo gładkie materiały . . . . .	0,10—0,15
II	Bardzo gładka wyprawa cementowa, b. starannie heblowane drzewo . . . . .	0,15
III	Dobrze dopasowane deski; długie żelazne i żelazbetonowe instalacje . . . . .	0,20
IV	Zwykłe deski, starannie zrobiony mur z cegły i czysto odrobiony cios, czyste kanały z kamienia łamanego, wodne rury po dłuższym użyciu z drobnego materiału kamiennego . . . . .	0,25
V	Mur zwykły z cegły i kanały z nieobrobionych dylin, po dłuższym użyciu kanały cementowe i kamienne gładkie kanały z cegły; w poprzek i wzdłuż nitowane i niezbyt długie rury żelazne . . . . .	0,30—0,35
VI	Zwykły mur na wapnie z ostrego kamienia łamanego, starsze mury z cegły i szorstkie wyprawy cementowe.	0,45—0,50
VII	Mur z kamienia łamanego dobrze dopasowany, dno trochę namulone. Dobrze dopasowany bruk, niewyprawiony beton . . . . .	0,55—0,75
VIII	Starszy beton albo mur bez mchu i roślinności z zamulonym dnem i gładkie skały. . . . .	1,00
IX	Skaliste ale szorstkie dno, mało roślin wodnych. . .	1,25
X	Kanał regularny, ziemny, starannie wykonany, bez roślin. . . . .	1,50
XI	Kanał w ziemi albo w żwirze z namulonym lub kamiennym dnem przy niewielkiej wodnej roślinności; potoki i rzeki. . . . .	1,75
XII	Źle utrzymany, mchem i roślinnością pokryty, suchy mur z namulonym dnem, albo ziemny kanał z dość dużą wodną roślinnością, potoki i rzeki, jak Sakwana, Wezera, Wisła. . . . .	2,00
XIII	Ziemne kanały z dużą wodną, roślinnością źle utrzymane, z namulonym dnem kamiennym. Wody płynące (jak Ren, Jezioro Badeńskie) Rzeki z rumowiskiem.	2,50



K-WARTOSC FORMULEY HUTTERA I GANGUILLETA.

$$k = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{J}\right) \frac{n}{\sqrt{P}}}$$



Rys. 48.

$$23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{J}$$

$$1 + \left( 23 + \frac{0.00155}{J} \right)^{\frac{n}{J}}$$

Wartości  $K$  według dużego wzoru Ganguillet i Kutter'a  $K =$

Tablica 5.

$R$ względ- nie $t$	$\sqrt{R}$ względ- nie $\sqrt{t}$	$n = 0.015$												$n = 0.025$												$n = 0.035$											
		$J =$				$J =$				$J =$				$J =$				$J =$				$J =$				$J =$											
		0.0005	0.0001	0.00004	0.00002	0.0005	0.0001	0.00004	0.00002	0.0005	0.0001	0.00004	0.00002	0.0005	0.0001	0.00004	0.00002	0.0005	0.0001	0.00004	0.00002	0.0005	0.0001	0.00004	0.00002	0.0005	0.0001	0.00004	0.00002	0.0005	0.0001	0.00004	0.00002				
		1:2000	1:10000	1:25000	1:50000	1:2000	1:10000	1:25000	1:50000	1:2000	1:10000	1:25000	1:50000	1:2000	1:10000	1:25000	1:50000	1:2000	1:10000	1:25000	1:50000	1:2000	1:10000	1:25000	1:50000	1:2000	1:10000	1:25000	1:50000	1:2000	1:10000	1:25000	1:50000				
0.10	0.316	41.5	37.2	32.7	29.0	21.6	19.4	17.3	15.7	14.1	12.7	11.5	10.6	41.5	37.2	32.7	29.0	21.6	19.4	17.3	15.7	14.1	12.7	11.5	10.6	41.5	37.2	32.7	29.0	21.6	19.4	17.3	15.7	14.1	12.7	11.5	10.6
.30	.548	54.1	51.2	47.7	44.6	30.2	28.5	26.6	25.1	20.5	19.4	18.3	17.4	54.1	51.2	47.7	44.6	30.2	28.5	26.6	25.1	20.5	19.4	18.3	17.4	54.1	51.2	47.7	44.6	30.2	28.5	26.6	25.1	20.5	19.4	18.3	17.4
.50	.707	59.6	57.9	55.7	53.5	34.4	33.3	32.0	30.9	23.9	23.1	22.3	21.6	59.6	57.9	55.7	53.5	34.4	33.3	32.0	30.9	23.9	23.1	22.3	21.6	59.6	57.9	55.7	53.5	34.4	33.3	32.0	30.9	23.9	23.1	22.3	21.6
0.60	0.775	61.6	60.3	58.6	56.9	35.9	35.0	34.1	33.1	25.5	24.5	23.8	23.3	61.6	60.3	58.6	56.9	35.9	35.0	34.1	33.1	25.5	24.5	23.8	23.3	61.6	60.3	58.6	56.9	35.9	35.0	34.1	33.1	25.5	24.5	23.8	23.3
.70	.837	63.2	62.2	61.0	59.8	37.2	36.5	35.8	35.1	26.2	25.7	25.2	24.8	63.2	62.2	61.0	59.8	37.2	36.5	35.8	35.1	26.2	25.7	25.2	24.8	63.2	62.2	61.0	59.8	37.2	36.5	35.8	35.1	26.2	25.7	25.2	24.8
.80	.894	64.3	63.9	63.2	62.4	38.2	37.8	37.4	36.9	27.0	26.7	26.4	26.2	64.3	63.9	63.2	62.4	38.2	37.8	37.4	36.9	27.0	26.7	26.4	26.2	64.3	63.9	63.2	62.4	38.2	37.8	37.4	36.9	27.0	26.7	26.4	26.2
.90	.949	65.8	65.5	65.1	64.8	39.1	39.0	38.8	38.5	27.8	27.7	27.5	27.4	65.8	65.5	65.1	64.8	39.1	39.0	38.8	38.5	27.8	27.7	27.5	27.4	65.8	65.5	65.1	64.8	39.1	39.0	38.8	38.5	27.8	27.7	27.5	27.4
1.00	1.000	66.7	66.9	66.7	66.8	40.0	40.0	40.1	40.0	28.5	28.6	28.5	28.6	66.7	66.9	66.7	66.8	40.0	40.0	40.1	40.0	28.5	28.6	28.5	28.6	66.7	66.9	66.7	66.8	40.0	40.0	40.1	40.0	28.5	28.6	28.5	28.6
1.10	1.049	67.5	68.0	68.2	68.7	40.8	40.9	41.2	41.4	29.1	29.4	29.5	29.6	67.5	68.0	68.2	68.7	40.8	40.9	41.2	41.4	29.1	29.4	29.5	29.6	67.5	68.0	68.2	68.7	40.8	40.9	41.2	41.4	29.1	29.4	29.5	29.6
.20	.095	68.2	69.0	69.6	70.5	41.4	41.8	42.3	42.7	29.7	30.1	30.4	30.6	68.2	69.0	69.6	70.5	41.4	41.8	42.3	42.7	29.7	30.1	30.4	30.6	68.2	69.0	69.6	70.5	41.4	41.8	42.3	42.7	29.7	30.1	30.4	30.6
.30	.140	69.0	69.9	70.9	72.2	42.0	42.6	43.3	43.9	30.3	30.8	31.2	31.6	69.0	69.9	70.9	72.2	42.0	42.6	43.3	43.9	30.3	30.8	31.2	31.6	69.0	69.9	70.9	72.2	42.0	42.6	43.3	43.9	30.3	30.8	31.2	31.6
.40	.183	69.7	70.7	72.1	73.8	42.6	43.3	44.2	45.0	30.8	31.4	31.9	32.5	69.7	70.7	72.1	73.8	42.6	43.3	44.2	45.0	30.8	31.4	31.9	32.5	69.7	70.7	72.1	73.8	42.6	43.3	44.2	45.0	30.8	31.4	31.9	32.5
.50	.225	70.3	71.5	73.2	75.2	43.1	44.0	45.1	46.1	31.3	32.0	32.6	33.4	70.3	71.5	73.2	75.2	43.1	44.0	45.1	46.1	31.3	32.0	32.6	33.4	70.3	71.5	73.2	75.2	43.1	44.0	45.1	46.1	31.3	32.0	32.6	33.4

1.60	1.265	70.8	72.3	74.2	76.4	43.6	44.6	45.9	47.1	31.7	32.5	33.3	34.2
.70	.304	71.3	73.0	75.2	77.8	44.0	45.2	46.7	48.0	32.1	33.0	34.0	35.0
.80	.342	71.7	73.6	76.1	79.0	44.4	45.7	47.4	48.9	32.5	33.5	34.6	35.7
.90	.378	72.2	74.2	76.9	80.1	44.8	46.2	48.1	49.7	32.9	33.9	35.2	36.4
2.00	.414	72.6	74.8	77.7	81.1	45.2	46.7	48.7	50.6	33.2	34.4	35.7	37.1
2.10	1.449	73.0	75.3	78.5	82.1	45.6	47.2	49.3	51.4	33.5	34.8	36.2	37.7
.20	.483	73.3	75.8	79.2	83.1	45.9	47.7	49.9	52.2	33.8	35.2	36.7	38.3
.30	.517	73.6	76.2	79.8	84.0	46.2	48.1	50.5	52.9	34.1	35.5	37.2	38.9
.40	.549	74.0	76.6	85.0	84.8	46.5	48.4	51.0	53.6	34.4	35.9	37.7	39.5
.50	.581	74.3	77.1	81.1	85.7	46.8	48.8	51.5	54.3	34.7	36.2	38.2	40.0
2.60	1.612	74.6	77.5	81.7	86.6	47.1	49.1	52.0	55.0	34.9	36.6	38.6	40.6
.70	.643	74.9	77.9	82.2	87.4	47.4	49.5	52.5	55.6	35.2	36.9	39.0	41.2
.80	.673	75.2	78.3	82.7	88.1	47.6	49.8	53.0	56.2	35.4	37.2	39.4	41.7
.90	.703	75.4	78.6	83.3	88.8	47.8	50.1	53.4	56.8	35.6	37.5	39.8	42.2
3.00	.732	75.7	78.9	83.8	89.5	48.0	50.6	53.8	57.3	35.8	37.8	40.1	42.7
3.20	1.789	76.2	79.6	84.7	90.9	48.4	51.1	54.6	58.4	36.1	38.3	40.8	43.6
.40	.844	76.5	80.2	85.6	92.2	48.8	51.6	55.4	59.4	36.5	38.8	41.5	44.4
.60	.897	76.8	80.7	86.4	93.3	49.2	52.1	56.1	60.4	36.8	39.2	42.2	45.2
.80	.949	77.1	81.2	87.1	94.4	49.5	52.6	56.8	61.4	37.2	39.7	42.8	46.0
4.00	2.000	77.4	81.7	87.8	95.4	49.9	53.0	57.4	62.3	37.5	40.1	43.4	46.8
4.20	2.049	77.9	82.2	88.5	96.5	50.2	53.5	58.0	63.2	37.8	40.5	44.0	47.5
4.40	.098	78.2	82.6	89.1	97.5	50.5	53.9	58.6	64.0	38.1	40.8	44.5	48.2
.60	.145	78.4	83.0	89.7	98.4	50.7	54.2	59.2	64.7	38.4	41.2	45.0	48.9
.80	.191	78.6	83.4	90.3	99.2	50.9	54.5	59.7	65.4	38.6	41.5	45.5	49.5
5.00	.236	78.9	83.7	90.9	99.9	51.1	54.8	60.2	66.1	38.9	41.8	45.9	50.1



Wartości  $K$  według małego wzoru Kutter'a  $K = \frac{100 \sqrt{I}}{m + \sqrt{I}}$  przy  $J > 0.5\text{‰}$

Tablica 6.

$t$	$\sqrt{I}$	I	II	III	IV	V	VI	a	b	VIII	IX	X	XI	XII	XIII
w metrach	$m=0.12$	0.15	0.20	0.25	0.35	0.45	0.55	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.50	
0.01	0.100	47.6	33.3	28.6	22.2	18.2	15.4	11.8	9.1	7.4	6.3	5.4	4.8	3.8	
0.02	0.141	53.9	41.4	36.1	28.8	23.9	20.4	15.9	12.2	10.1	8.6	7.5	6.6	5.4	
0.03	0.173	59.0	46.4	40.9	33.1	27.8	23.9	18.8	14.8	12.2	10.3	9.0	8.0	6.5	
0.04	0.200	62.5	50.0	44.4	36.4	30.8	26.7	21.1	16.6	13.8	11.8	10.3	9.1	7.4	
0.05	0.224	65.1	52.9	47.1	39.0	33.2	28.9	22.9	18.3	15.2	12.9	11.3	10.3	8.2	
0.06	0.245	67.1	55.1	49.5	41.2	35.3	30.8	24.6	19.7	16.4	14.0	12.6	10.9	8.9	
0.07	0.265	68.8	57.0	51.4	43.1	37.0	32.5	26.1	20.9	17.5	15.0	13.1	11.7	9.5	
0.08	0.283	70.2	58.6	53.1	44.7	38.5	34.0	27.4	22.0	18.4	15.9	13.9	12.4	10.2	
0.09	0.300	71.4	60.0	54.5	46.1	40.0	35.2	28.6	23.1	19.4	16.7	14.6	13.0	10.7	
0.10	0.316	72.5	61.2	55.9	47.5	41.2	36.5	29.7	24.0	20.2	17.4	15.3	13.6	11.2	
0.11	0.332	73.4	62.4	57.0	48.6	42.4	37.6	30.7	24.9	20.9	18.1	15.9	14.2	11.7	
0.12	0.346	74.2	63.4	58.1	49.7	43.5	38.6	31.6	25.7	21.7	18.8	16.5	14.8	12.2	
0.13	0.361	75.0	64.3	59.1	50.7	44.5	39.6	32.5	26.5	22.4	19.4	17.1	15.3	12.6	
0.14	0.374	75.7	65.2	60.0	51.7	45.4	40.5	33.3	27.2	23.0	20.0	17.6	15.8	13.0	
0.15	0.387	76.3	66.0	60.8	52.5	46.2	41.3	34.1	28.0	23.7	20.6	18.1	16.2	13.4	
0.16	0.400	76.9	66.7	61.5	53.3	47.0	42.0	34.8	28.6	24.2	21.1	18.6	16.7	13.8	
0.17	0.412	77.4	67.3	62.3	54.1	47.8	42.7	35.5	29.2	24.8	21.6	19.1	17.1	14.2	
0.18	0.424	77.8	67.9	63.0	54.8	48.5	43.4	36.1	29.8	25.3	22.0	19.5	17.5	14.5	
0.19	0.436	78.3	68.5	63.6	55.4	49.2	44.1	36.8	30.4	25.9	22.5	19.9	17.9	14.9	
0.20	0.447	78.9	69.1	64.2	56.1	49.9	44.8	37.4	30.9	26.4	22.9	20.4	18.2	15.2	
0.25	0.500	80.4	71.4	66.7	58.6	52.6	47.6	40.0	33.3	28.6	25.0	22.2	20.0	16.7	
0.30	0.548	82.0	73.3	68.6	61.0	54.9	49.9	42.2	35.4	30.5	26.8	23.9	21.5	17.9	
0.35	0.592	83.0	74.7	70.3	62.7	56.8	51.8	44.1	37.2	32.1	28.3	25.3	22.8	19.1	
0.40	0.632	84.0	76.0	71.6	64.4	58.4	53.5	45.8	38.7	33.6	29.7	26.6	24.0	20.2	
0.45	0.671	84.8	77.0	72.8	65.7	59.8	54.9	47.2	40.2	34.9	30.9	27.7	25.1	21.2	

0.50	0.707	85.5	82.5	77.9	73.9	66.9	61.1	56.2	48.5	41.4	36.1	32.0	28.8	26.1	22.0
.55	.742	86.0	83.2	78.7	74.8	67.9	62.2	57.4	49.7	42.7	37.2	33.1	29.8	27.0	22.9
.60	.775	86.5	83.8	79.5	75.6	68.9	63.3	58.5	50.8	43.6	38.3	34.1	30.7	27.9	23.7
.65	.806	87.0	84.3	80.1	76.3	69.7	64.2	59.4	51.8	44.6	39.2	34.9	31.5	28.7	24.4
.70	.837	87.5	84.8	80.7	77.0	70.5	65.1	60.3	52.7	45.5	40.1	35.8	32.3	29.5	25.1
0.75	0.866	87.9	85.2	81.2	77.6	71.2	65.8	61.1	53.6	46.4	40.9	36.6	33.1	30.2	25.7
.80	.894	88.2	85.6	81.7	78.2	71.9	66.5	61.8	54.4	47.2	41.7	37.4	33.8	30.9	26.3
.85	.842	88.5	86.0	82.2	78.7	72.5	67.2	62.5	55.2	48.0	42.4	38.1	34.4	31.6	26.9
.90	.979	88.8	86.4	82.6	79.2	73.0	67.8	63.3	55.9	48.7	43.1	38.8	35.1	32.2	27.5
.95	.975	89.0	86.7	83.0	79.6	73.5	68.4	63.9	56.5	49.4	43.8	39.4	35.8	32.8	28.1
1.00	1.000	89.3	87.0	83.3	80.0	74.0	69.0	64.5	57.1	50.0	44.4	40.0	36.4	33.3	28.6
.10	.049	89.7	87.5	84.0	80.7	75.0	70.0	65.6	58.3	51.2	45.6	41.2	37.5	34.4	29.6
.20	.095	90.2	88.0	84.6	81.5	75.8	70.9	66.6	59.4	52.3	46.7	42.2	38.4	35.4	30.5
.30	.140	90.4	88.3	85.0	81.9	76.4	71.6	67.4	60.4	53.2	47.7	43.2	39.4	36.3	31.3
.40	.183	90.8	88.8	85.6	82.6	77.2	72.4	68.3	61.2	54.2	48.6	44.1	40.3	37.2	32.1
1.50	1.225	91.0	89.0	86.0	83.0	77.8	73.1	69.0	62.1	55.0	49.4	44.9	41.2	38.0	32.9
.60	.265	91.3	89.4	86.3	83.5	78.3	73.8	69.7	62.8	55.9	50.3	45.9	42.0	38.7	33.6
.70	.304	91.6	89.7	86.7	83.9	78.8	74.3	70.3	63.5	56.6	51.1	46.5	42.7	39.5	34.3
.80	.342	91.8	89.9	87.0	84.3	79.3	74.9	70.9	64.1	57.3	51.8	47.2	43.4	40.1	34.9
.90	.378	92.0	90.2	87.4	84.7	79.8	75.4	71.5	64.8	58.0	52.5	47.9	44.1	40.8	35.5
2.00	1.414	92.2	90.4	87.6	85.0	80.2	75.9	72.1	65.4	58.6	53.1	48.5	44.7	41.7	36.1
.50	.581	—	—	—	—	—	—	—	—	61.3	55.9	51.3	47.5	44.2	38.7
3.00	1.732	—	—	—	—	—	—	—	—	63.4	58.1	53.6	49.7	46.4	40.9
.50	.871	—	—	—	—	—	—	—	—	65.2	59.9	55.5	51.7	48.3	42.8
4.00	2.000	—	—	—	—	—	—	—	—	66.7	61.5	57.1	53.3	50.0	44.4
.50	.121	—	—	—	—	—	—	—	—	68.0	62.9	58.6	54.8	51.5	46.0
5.00	2.236	—	—	—	—	—	—	—	—	69.1	64.1	59.9	56.1	52.8	47.2
.50	.345	—	—	—	—	—	—	—	—	70.1	65.2	61.0	57.3	54.0	48.4
6.00	2.449	—	—	—	—	—	—	—	—	71.0	66.2	62.0	58.3	55.1	49.5

Wzór *b* Ganguillet-Kutter'a uzyskał największe rozpowszechnienie, szczególnie nadaje on się do obliczeń prędkości wody w wielkich kanałach lub rzekach o znacznej głębokości i małym spadku  $J < 0.2\text{‰}$

Wzór *c* tak zwany mały wzór Kutter'a według spostrzeżeń Lueger'a i Rümelin'a przy wartościach  $J \geq 0.5\text{‰}$  daje rezultaty bardzo dobre.

Wzór *d* uproszczony przez prof. Franka, według inż. O. Nadolskiego, najbardziej nadaje się do obliczeń prędkości dla rzek o spadku  $J \geq 0.2\text{‰}$ .

Profesor M. Matakiewicz podając wzór Ganguillet-Kutter'a proponuje wyznaczać współczynnik szorstkości *n* nie z tablicy 3, a ze spadku zwierciadła wody, wychodząc z założenia, że szorstkość dna zależy od materiału dna, a materiał jest w związku ze spadkiem.

Według spostrzeżeń prof. M. Matakiewicza należy przyjmować

przy spadku $J = 0.00025$	. . . . .	$n = 0.024$
$= 0.00050$	. . . . .	$= 0.025$
$= 0.00100$	. . . . .	$= 0.026$
$= 0.0015$	. . . . .	$= 0.027$
$= 0.0020$	. . . . .	$= 0.028$
$= 0.0030$	. . . . .	$= 0.030$
$= 0.0040$	. . . . .	$= 0.032$
$= 0.0050$	. . . . .	$= 0.0335$
$= 0.0060$	. . . . .	$= 0.035$

przy spadkach pośrednich należy *n* oznaczyć przez interpolację, albo też można otrzymać *n* z formuły ustawionej przez niegoż

$$n = 0.0235 + 0.019 \cdot J \text{‰}$$

Na stronie 53 umieszczono grafikon, którym posilkować się można dla obliczenia wartości współczynnika *K* według dużego wzoru Ganguillet'a i Kutter'a.

Dla ułatwienia obliczeń prędkości *v* poniżej podaję tablicę 7, którą można się posilkować bezpośrednio przy współczynniku szorstkości  $n = 0.025$ , t. j. dla ziemnych kanałów, potoków i rzek. Dla obliczania prędkości przy współczynniku szorstkości  $n = 0.03$  odpowiednie cyfry otrzymane z tablicy 7 należy pomnożyć przez  $[0.82 + 0.01 t]$ ; przy  $n = 0.013$  prędkość z tablicy mnoży się przez  $[2.2 - 0.3 t]$  jeżeli  $t < 1 m$  lub przez  $[1.9 - 0.03 t]$  jeżeli  $t > 1 m$ .



**Tablica 7.**      **średnich prędkości  $V$  w/g dużego wzoru Ganguillet'a**  
**i Kutter'a w met/sek. przy  $n = 0.025$**

Spadek $J$		średnia głębokość $t$ w $m$ względnie promień hydraulicz. $r$ .								
		0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
H A C H	0.02	0.04	0.06	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.18
	.04	.06	.09	.11	.14	.16	.19	.21	.23	.25
	.06	.08	.11	.14	.17	.20	.23	.26	.29	.31
	.08	.10	.14	.17	.21	.24	.27	.30	.33	.36
	.10	.12	.16	.20	.24	.27	.31	.34	.37	.40
	0.12	0.13	0.17	0.21	0.26	0.30	0.34	0.37	0.41	0.44
	.14	.14	.19	.23	.28	.32	.36	.40	.44	.48
	.16	.15	.20	.25	.30	.34	.39	.43	.47	.51
	.18	.16	.21	.26	.31	.36	.41	.45	.50	.54
	.20	.17	.23	.28	.33	.38	.43	.48	.53	.57
M I L L A R O M I L L A C H	0.22	0.18	0.24	0.29	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60
	.24	.19	.25	.31	.37	.42	.48	.53	.58	.63
	.26	.20	.26	.32	.38	.44	.50	.55	.61	.66
	.28	.21	.27	.34	.40	.46	.52	.57	.63	.68
	.30	.22	.28	.35	.42	.48	.54	.59	.65	.70
	0.35	0.23	0.30	0.37	0.45	0.53	0.59	0.64	0.70	0.75
P R O M I L L A C H	.40	.24	.32	.40	.48	.56	.63	.69	.75	.80
	.45	.25	.34	.42	.50	.58	.65	.72	.79	.85
	.50	.27	.36	.44	.53	.61	.68	.75	.82	.89
	.55	.28	.37	.46	.56	.65	.72	.79	.86	.93
	0.60	0.29	0.39	0.49	0.59	0.68	0.76	0.83	0.91	0.98
	.65	.30	.41	.51	.61	.70	.78	.86	.94	1.02
K U T T E R A	.70	.32	.43	.54	.64	.73	.81	.89	.98	1.06
	.75	.33	.45	.56	.66	.76	.84	.92	1.01	1.09
	.80	.34	.46	.58	.69	.79	.88	.96	1.05	1.13
	0.85	0.35	0.48	0.60	0.71	0.81	0.90	0.99	1.08	1.17
	.90	.37	.49	.61	.72	.83	.92	1.02	1.11	1.20
	1.00	.39	.51	.62	.73	.85	.95	1.05	1.14	1.23
S P A D E K	2.00	.55	.71	.87	1.02	1.17	1.32	1.46	1.60	1.73
	3.00	.65	.85	1.04	1.22	1.40	1.58	1.75	1.92	2.08
	4.00	0.78	1.00	1.22	1.44	1.65	1.86	2.06	2.25	2.44
	5.00	.89	1.15	1.41	1.67	1.92	2.16	2.39	2.61	2.82
	6.00	.96	1.26	1.55	1.84	2.11	2.37	2.62	2.85	3.08
	7.00	1.03	1.36	1.69	2.00	2.30	2.58	2.85	3.09	3.33
8.00	1.10	1.46	1.83	2.16	2.49	2.78	3.07	3.33	3.58	

Tablica 7.

(dalszy ciąg)

Spadek <i>J</i>		średnia głębokość <i>t</i> w <i>m</i> względnie promień hydraulicz. <i>r</i> .									
		1·20	1·40	1·60	1·80	2·00	2·20	2·40	2·60	2·80	3·00
P R O M I L L A C H	0·02	0·21	0·23	0·23	0·29	0·32	0·34	0·37	0·39	0·42	0·44
	·04	·29	·32	·35	·39	·42	·46	·49	·52	·55	·57
	·06	·36	·40	·44	·48	·52	·56	·60	·64	·67	·70
	·08	·41	·46	·51	·55	·59	·63	·68	·72	·75	·78
	·10	·46	·52	·57	·61	·66	·70	·75	·79	·83	·86
	0·12	0·50	0·56	0·61	0·67	0·72	0·77	0·82	0·86	0·90	0·93
	·14	·54	·60	·67	·73	·77	·84	·88	·92	·96	·99
	·16	·58	·64	·71	·77	·83	·89	·94	·99	1·04	1·09
	·18	·62	·69	·75	·81	·88	·94	·99	1·04	·10	·16
	·20	·65	·73	·79	·85	·92	·99	1·04	·09	·16	·22
P R O M I L L A C H	0·22	0·68	0·76	0·83	0·89	0·96	1·03	1·09	1·14	1·21	1·27
	·24	·71	·79	·86	·93	1·00	·07	·13	·19	·26	·32
	·26	·74	·82	·90	·97	·04	·11	·18	·24	·31	·37
	·28	·77	·85	·93	1·01	·08	·15	·22	·29	·36	·42
	·30	·79	·88	·97	·05	·12	·19	·26	·33	·40	·47
	0·35	0·85	0·96	1·05	1·13	1·22	1·30	1·37	1·43	1·50	1·57
	·40	·91	1·02	·11	·20	·30	·40	·47	·53	·60	·67
	·45	·96	·07	·17	·27	·37	·46	·54	·63	·70	·77
	·50	·99	·12	·22	·33	·42	·52	·60	·70	·78	·86
	·55	1·05	·18	·29	·40	·49	·59	·68	·77	·85	·93
W P R O M I L L A C H	0·60	1·11	1·24	1·35	1·46	1·56	1·66	1·76	1·85	1·94	2·03
	·65	·15	·28	·40	·51	·62	·73	·84	·93	2·02	·11
	·70	·19	·33	·45	·57	·69	·81	·91	2·00	·10	·20
	·75	·23	·37	·50	·62	·75	·86	·98	·08	·18	·27
	·80	·27	·42	·56	·68	·82	·92	2·05	·17	·25	·34
	0·85	1·31	1·46	1·59	1·73	1·87	1·98	2·11	2·23	2·31	2·40
	·90	·34	·50	·63	·78	·91	2·03	·16	·28	·37	·46
	1·00	·40	·58	·71	·88	2·00	·13	·26	·38	·48	·58
	2·00	·98	2·21	2·42	2·62	·80	·84	3·01	3·17	3·31	3·44
	3·00	2·38	2·66	2·92	3·16	3·38	3·53	·74	·96	4·13	4·29
S P A D E K	4·00	·79	3·72	3·41	·69	·95	4·22	4·49	4·75	4·95	5·14
	5·00	3·21	·58	·91	4·21	4·51	·68	·97	5·24	5·47	·69
	6·00	·48	·87	4·24	·57	·90	5·13	5·44	·73	·99	6·24
	7·00	·75	4·16	·56	·93	5·28	·58	·92	·22	6·41	·79
	8·00	4·02	4·45	4·88	5·28	5·67	6·03	6·39	6·71	7·03	7·33

Tablica 7.

(dalszy ciąg)

Spadek <i>J</i>		średnia głębokość <i>t</i> w <i>m</i> względnie promień hydraulicz. <i>r</i>									
		3·20	3·40	3·60	3·80	4·00	4·20	4·40	4·60	4·80	5·00
P R O M I L L A C H	0·02	0·46	0·48	0·50	0·53	0·55	0·58	0·60	0·62	0·64	0·66
	·04	·60	·62	·65	·68	·71	·74	·77	·79	·82	·85
	·06	·73	·76	·79	·82	·85	·89	·91	·94	·97	1·00
	·08	·81	·84	·87	·93	·96	·99	1·02	1·06	1·09	·12
	·10	·89	·92	·96	1·02	1·06	1·09	·12	·16	·19	·23
	0·12	0·98	1·02	1·06	1·11	1·15	1·19	1·22	1·26	1·29	1·33
	·14	1·05	·10	·15	·19	·23	·26	·30	·34	·38	·42
	·16	·14	·18	·22	·26	·30	·34	·38	·42	·46	·50
	·18	·20	·24	·28	·33	·37	·42	·46	·50	·54	·58
	·20	·26	·30	·34	·37	·42	·46	·51	·56	·60	·65
W	0·22	1·32	1·36	1·41	1·46	1·50	1·55	1·54	1·64	1·68	1·73
	·24	·37	·42	·47	·52	·56	·61	·66	·70	·75	·79
	·26	·43	·48	·54	·57	·62	·67	·72	·77	·82	·87
	·28	·48	·54	·60	·65	·70	·75	·80	·85	·90	·95
	·30	·54	·60	·66	·70	·75	·80	·85	·90	·95	2·00
	S P A D E K	0·35	1·65	1·72	1·80	1·87	1·95	1·92	1·97	2·02	2·07
·40		·75	·84	·91	·98	2·06	2·04	2·09	·14	·19	·26
·45		85	93	2·01	2·09	·17	·16	·20	·26	·31	·38
·50		95	2·03	·10	·18	·26	·28	·31	·38	·43	·50
·55		2·01	·09	·18	·26	·34	·39	·42	·50	·55	·62
0·60		2·12	2·21	2·32	2·40	2·48	2·50	2·53	2·61	2·67	2·74
·65	·22	·32	·42	·52	·62	·61	·64	·72	·79	·86	
·70	·31	·41	·52	·60	·71	·72	·75	·83	·91	·98	
·75	·37	·47	·58	·69	·80	·83	·86	·94	3·03	3·10	
·80	·45	·55	·67	·78	·90	2·94	2·97	3·05	·14	·22	

### 2. Formuła Bazin'a

Wzór ten najlepiej nadaje się dla sztucznych kanałów o małych i średnich wymiarach. Sekcja dróg i mostów M. R. P. zaleca go przy obliczaniu otworu przepustów

$$v = K \sqrt{tJ}$$

$$K = \frac{87}{1 + \frac{c}{\sqrt{t}}}$$

współczynnik szorstkości *c* jest obieralnym z tablicy 1.

Tablica 8 podaje wartości *K* obliczone według tego wzoru.



Tablica 8      Wartości  $K$  według wzoru Bazin'a dla różnych rodzajów łożyska.

Hydra- liczny promień $r$ wzgl. $t$	$c=0.06$	$c=0.16$	$c=0.46$	$c=0.85$	$c=1.30$	$c=1.75$
0.05	68.5	50.7	28.4	18.1	12.8	9.9
.06	69.4	52.1	30.2	19.4	13.3	10.6
.07	70.3	53.5	31.7	20.6	14.7	11.3
.08	71.2	54.9	33.1	21.7	15.5	12.0
.09	72.1	56.3	34.4	22.7	16.3	12.7
.10	73.1	57.7	35.5	23.6	17.0	13.3
0.11	73.6	58.6	36.5	24.4	17.7	13.8
.12	74.1	59.5	37.4	25.2	18.3	14.4
.13	74.6	60.2	38.2	25.9	18.9	14.9
.14	75.0	60.9	39.0	26.7	19.4	15.3
.15	75.3	61.5	39.7	27.2	19.9	15.8
0.16	75.6	62.1	40.5	27.8	20.4	16.2
.17	75.9	62.6	41.2	28.4	20.9	16.6
.18	76.2	63.2	41.8	29.0	21.4	17.0
.19	76.5	63.7	42.4	29.5	21.8	17.4
.20	76.7	64.1	42.9	30.0	22.3	17.7
0.21	76.9	64.5	43.5	30.5	22.7	18.1
.22	77.1	64.9	44.0	30.9	23.1	18.4
.23	77.3	65.2	44.4	31.4	23.4	18.7
.24	77.5	65.5	44.8	31.8	23.8	19.0
.25	77.7	65.9	45.3	32.2	24.2	19.4
.26	77.8	66.2	45.7	32.6	24.5	19.6
.27	78.0	66.5	46.1	33.0	24.8	19.9
.28	78.1	66.8	46.5	33.4	25.2	20.2
.29	78.3	67.1	46.9	33.7	25.5	20.5
.30	78.4	67.3	47.3	34.1	25.8	20.7
0.31	78.5	67.5	47.6	34.3	26.1	21.0
.32	78.6	67.7	47.9	34.7	26.4	21.2
.33	78.7	67.9	48.2	35.1	26.7	21.5
.34	78.9	68.1	48.5	35.4	26.9	21.7
.35	78.0	68.4	48.8	35.7	27.2	22.0
0.36	79.0	68.6	49.2	36.0	27.5	22.2
.37	79.1	68.8	49.5	36.3	27.7	22.4
.38	79.2	69.0	49.8	36.6	28.0	22.7
.39	79.3	69.2	50.1	36.8	28.2	22.9
.40	79.4	69.4	50.4	37.1	28.5	23.1
0.41	79.4	69.6	50.6	37.4	28.7	23.3
.42	79.5	69.8	50.9	37.6	28.9	23.5
.43	79.6	69.9	51.1	37.9	29.2	23.7
.44	79.7	70.1	51.6	38.1	29.4	23.9
.45	79.8	70.2	51.4	38.4	29.6	24.1

Tablica 8

(dalszy ciąg)

Hydra- liczny promień r wzg. $l$	$c=0.06$	$c=0.16$	$c=0.46$	$c=0.85$	$c=1.30$	$c=1.75$
0.46	79.8	70.4	51.8	38.6	29.8	24.2
.47	79.9	70.5	52.0	38.8	30.0	24.4
.48	80.0	70.7	52.3	39.1	30.2	24.6
.49	80.1	70.8	52.5	39.3	30.4	24.8
.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
.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
.75	81.3	73.4	56.8	43.9	34.8	28.7
0.80	81.5	73.8	57.4	44.6	35.5	29.4
.85	81.7	74.1	58.0	45.3	36.1	30.0
.90	81.8	74.4	58.6	45.9	36.7	30.6
.95	81.9	74.7	59.1	46.5	37.3	31.5
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
.20	82.4	75.9	61.3	48.9	39.7	33.5
.30	82.6	76.3	62.0	49.8	40.6	34.3
.40	82.8	76.6	62.6	50.6	41.4	35.1
.50	82.9	76.9	63.2	51.3	42.2	35.8
1.60	83.0	77.2	63.8	52.0	42.9	36.4
.70	83.1	77.5	64.3	52.6	43.6	37.1
.80	83.2	77.8	64.8	53.2	44.2	37.7
.90	83.3	78.0	65.2	53.8	44.8	38.3
2.00	83.4	78.2	65.6	54.2	45.3	38.9
2.20	83.5	78.5	66.4	55.3	46.4	39.8
.40	83.6	78.8	67.1	56.2	47.3	40.7
.60	83.7	79.1	67.7	57.0	48.1	41.6
.80	83.8	79.4	68.2	57.7	48.9	42.5
3.00	83.9	79.6	68.7	58.3	49.7	43.3
3.20	84.0	79.8	69.2	58.9	50.4	44.0
.40	84.1	80.0	69.6	59.5	51.0	44.6
.60	84.2	80.2	70.4	60.1	51.6	45.2
.80	84.3	80.4	70.0	60.6	52.2	45.8
4.00	84.4	80.5	70.7	61.0	52.7	46.4
4.50	84.6	80.8	71.5	62.1	53.9	47.6
5.00	84.7	81.2	72.1	63.0	55.0	48.8
5.50	84.8	81.5	72.7	63.8	56.0	50.0
6.00	84.9	81.9	73.2	64.6	56.8	51.2
6.50	85.0	82.2	73.7	65.3	57.5	52.1

nuje się przez linjową interpolację.

### 3. Formuła Hermanka

Co do formy oparta jest również na wzorze de Chezy i Brahms'a:

$$V = K \cdot \sqrt{Jt}$$

współczynnik  $K$  wyznaczony jest przez autora na podstawie licznych hydrometrycznych pomiarów w zależności od średniej głębokości  $t$ .

I) dla naturalnych koryt przy szerokości koryta  $b$  większej niż 10-krotna głębokość  $t$  współczynnik  $K$  podany jest w formie:

$$\text{dla } t < 1.5 \text{ m} \quad K = 30.7 \sqrt{t}$$

$$\text{„ } t = 1.5 - 6 \text{ m} \quad K = 34 \sqrt{t}$$

$$\text{„ } t > 6 \text{ m} \quad K = 50.2 + \frac{t}{2}$$

II) Dla naturalnych koryt przy szerokości koryta  $b$  mniejszej niż 10-krotna głębokość  $t$

$$c = K^1 \sqrt{J \cdot t} \text{ gdzie: } K^1 = K \left[ 1 - 0.25 \frac{t}{b} \right],$$

a  $K$  jak przy I.

### 4 Formuła prof. M. Matakiewicza

W roku 1910 prof. Matakiewicz podał ostateczną formę swego wzoru, który podaje średnią prędkość profilu dla wszystkich przypadków bez względu na granice  $J$  oraz  $t$

$$V = \frac{116 J^{0.493} + 10 J}{2 + t^3 + \frac{0.15}{t^2}}$$

Wykładnik spadku jest tu zależny od spadku, wykładnik głębokości od głębokości; do praktycznych celów wystarczy obrachować wykładniki te z trzema dziesiętnymi znakami.

Celem uproszczenia obliczeń podana tablica cyfrowa, z której dla danego  $J$  tudzież  $t$  otrzymuje się wprost  $V$ .

Dla pośrednich wartości  $J$  oraz  $t$  należy przeprowadzić interpolację w obu kierunkach.



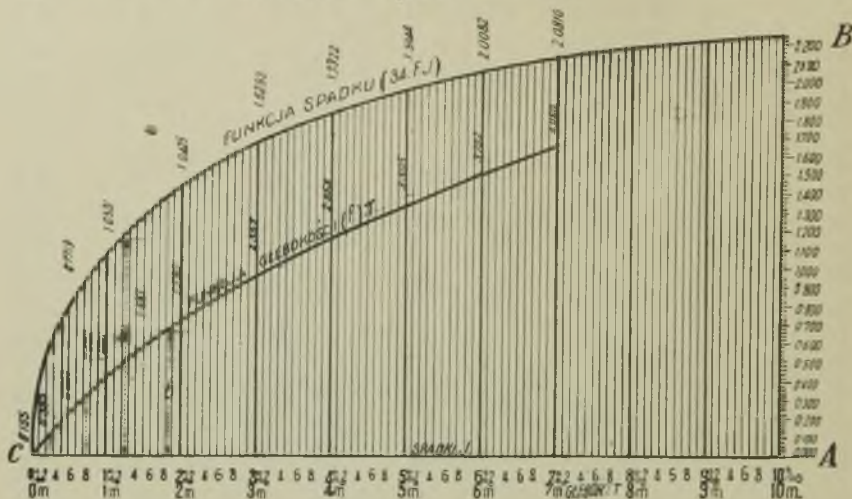
Srednich prędkości  $V$  w  $m/sec$  w/g. wzoru prof. M Matakiewicza.

Tablica 9

Srednia głębokość w metrach.		Spadek promille																										
		0.025	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.25	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	
0.1	0.028	0.040	0.056	0.070	0.085	0.100	0.115	0.130	0.145	0.160	0.175	0.190	0.205	0.220	0.235	0.250	0.265	0.280	0.295	0.310	0.325	0.340	0.355	0.370	0.385	0.400	0.415	0.430
0.2	0.056	0.071	0.086	0.101	0.116	0.131	0.146	0.161	0.176	0.191	0.206	0.221	0.236	0.251	0.266	0.281	0.296	0.311	0.326	0.341	0.356	0.371	0.386	0.401	0.416	0.431	0.446	0.461
0.3	0.084	0.101	0.118	0.135	0.152	0.169	0.186	0.203	0.220	0.237	0.254	0.271	0.288	0.305	0.322	0.339	0.356	0.373	0.390	0.407	0.424	0.441	0.458	0.475	0.492	0.509	0.526	0.543
0.4	0.101	0.119	0.138	0.157	0.176	0.195	0.214	0.233	0.252	0.271	0.290	0.309	0.328	0.347	0.366	0.385	0.404	0.423	0.442	0.461	0.480	0.499	0.518	0.537	0.556	0.575	0.594	0.613
0.5	0.119	0.137	0.156	0.175	0.194	0.213	0.232	0.251	0.270	0.289	0.308	0.327	0.346	0.365	0.384	0.403	0.422	0.441	0.460	0.479	0.498	0.517	0.536	0.555	0.574	0.593	0.612	0.631
0.6	0.135	0.152	0.170	0.188	0.206	0.224	0.242	0.260	0.278	0.296	0.314	0.332	0.350	0.368	0.386	0.404	0.422	0.440	0.458	0.476	0.494	0.512	0.530	0.548	0.566	0.584	0.602	0.620
0.7	0.151	0.169	0.187	0.205	0.223	0.241	0.259	0.277	0.295	0.313	0.331	0.349	0.367	0.385	0.403	0.421	0.439	0.457	0.475	0.493	0.511	0.529	0.547	0.565	0.583	0.601	0.619	0.637
0.8	0.166	0.184	0.202	0.220	0.238	0.256	0.274	0.292	0.310	0.328	0.346	0.364	0.382	0.400	0.418	0.436	0.454	0.472	0.490	0.508	0.526	0.544	0.562	0.580	0.598	0.616	0.634	0.652
0.9	0.180	0.200	0.219	0.238	0.257	0.276	0.295	0.314	0.333	0.352	0.371	0.390	0.409	0.428	0.447	0.466	0.485	0.504	0.523	0.542	0.561	0.580	0.599	0.618	0.637	0.656	0.675	0.694
1.0	0.195	0.213	0.232	0.251	0.270	0.289	0.308	0.327	0.346	0.365	0.384	0.403	0.422	0.441	0.460	0.479	0.498	0.517	0.536	0.555	0.574	0.593	0.612	0.631	0.650	0.669	0.688	0.707
1.25	0.231	0.249	0.267	0.285	0.303	0.321	0.339	0.357	0.375	0.393	0.411	0.429	0.447	0.465	0.483	0.501	0.519	0.537	0.555	0.573	0.591	0.609	0.627	0.645	0.663	0.681	0.699	0.717
1.50	0.261	0.279	0.297	0.315	0.333	0.351	0.369	0.387	0.405	0.423	0.441	0.459	0.477	0.495	0.513	0.531	0.549	0.567	0.585	0.603	0.621	0.639	0.657	0.675	0.693	0.711	0.729	0.747
1.75	0.295	0.313	0.331	0.349	0.367	0.385	0.403	0.421	0.439	0.457	0.475	0.493	0.511	0.529	0.547	0.565	0.583	0.601	0.619	0.637	0.655	0.673	0.691	0.709	0.727	0.745	0.763	0.781
2.0	0.326	0.344	0.362	0.380	0.398	0.416	0.434	0.452	0.470	0.488	0.506	0.524	0.542	0.560	0.578	0.596	0.614	0.632	0.650	0.668	0.686	0.704	0.722	0.740	0.758	0.776	0.794	0.812
1.5	0.385	0.403	0.421	0.439	0.457	0.475	0.493	0.511	0.529	0.547	0.565	0.583	0.601	0.619	0.637	0.655	0.673	0.691	0.709	0.727	0.745	0.763	0.781	0.799	0.817	0.835	0.853	0.871
3.0	0.433	0.451	0.469	0.487	0.505	0.523	0.541	0.559	0.577	0.595	0.613	0.631	0.649	0.667	0.685	0.703	0.721	0.739	0.757	0.775	0.793	0.811	0.829	0.847	0.865	0.883	0.901	0.919
3.5	0.480	0.498	0.516	0.534	0.552	0.570	0.588	0.606	0.624	0.642	0.660	0.678	0.696	0.714	0.732	0.750	0.768	0.786	0.804	0.822	0.840	0.858	0.876	0.894	0.912	0.930	0.948	0.966
4.0	0.525	0.543	0.561	0.579	0.597	0.615	0.633	0.651	0.669	0.687	0.705	0.723	0.741	0.759	0.777	0.795	0.813	0.831	0.849	0.867	0.885	0.903	0.921	0.939	0.957	0.975	0.993	1.011
4.5	0.567	0.585	0.603	0.621	0.639	0.657	0.675	0.693	0.711	0.729	0.747	0.765	0.783	0.801	0.819	0.837	0.855	0.873	0.891	0.909	0.927	0.945	0.963	0.981	0.999	1.017	1.035	1.053
5.0	0.605	0.623	0.641	0.659	0.677	0.695	0.713	0.731	0.749	0.767	0.785	0.803	0.821	0.839	0.857	0.875	0.893	0.911	0.929	0.947	0.965	0.983	1.001	1.019	1.037	1.055	1.073	1.091
5.5	0.641	0.659	0.677	0.695	0.713	0.731	0.749	0.767	0.785	0.803	0.821	0.839	0.857	0.875	0.893	0.911	0.929	0.947	0.965	0.983	1.001	1.019	1.037	1.055	1.073	1.091	1.109	1.127
6.0	0.677	0.695	0.713	0.731	0.749	0.767	0.785	0.803	0.821	0.839	0.857	0.875	0.893	0.911	0.929	0.947	0.965	0.983	1.001	1.019	1.037	1.055	1.073	1.091	1.109	1.127	1.145	1.163
7.0	0.743	0.761	0.779	0.797	0.815	0.833	0.851	0.869	0.887	0.905	0.923	0.941	0.959	0.977	0.995	1.013	1.031	1.049	1.067	1.085	1.103	1.121	1.139	1.157	1.175	1.193	1.211	1.229

### DIAGRAM DO OBLICZENIA ŚREDNIEJ CHYŻOŚCI PROFILU „V<sub>s</sub>”

*J* spadek w ‰, *T* średnia głębokość w metrach  
*v<sub>s</sub>* (34*fJ*) · *f*(*T*) = *a* · *b*  
*a* mierzy się na podzielnicy A-B (wartość niemiarowana)  
*b* „ „ „ „ C-A (*f*) podzielnicy głębok. w metrach)



Rys. 49

Prof. M. Matakiewicz w książce swej „Ogólna formuła na średnią chyżość przepływu w łóżykach rzecznych i kanałach”. Lwów, 1925 rok podaje formułę na średnią prędkość profilu dla łóżyk rzecznych w formie:

$$V = 34 J^{0.493} + 10 J^{1.04} t^{0.7},$$

czyli

$$V = 35.36 J^{0.493} + 10 J t^{0.7}$$

lub zaokrąglając wartość stałej:

$$V = 35.4 J^{0.493} + 10 J t^{0.7}$$

gdzie wartość funkcji spadku oznacza  $f(J) = 34 J^{0.493} + 10 J$

oraz funkcji głębokości  $f(t) = 1.04 t^{0.7}$

Formuła ta ma kształt bardzo prosty, nadający się do logarytmowania; obliczenie wykładnika spadku wykonać można w pamięci, celem ułatwienia rachunku autor podaje tablice 10 wartości tego wykładnika.

**Tablica 10. Wartość wykładnika  $m$  funkcji  $V = 35.4 J^m t^{0.7}$  dla rzek.**

Dla $J$		$m$	Dla $J$		$m$
od	do		od	do	
0.00000	0.00005	0.493	0.00495	0.00505	0.543
005	015	.494	505	515	.544
015	025	.495	515	525	.545
025	035	.496	525	535	.546
035	045	.497	535	545	.547
0.00045	0.00055	0.498	0.00545	0.00555	0.548
055	065	.499	555	565	.549
065	075	.500	565	575	.550
075	085	.501	575	585	.551
085	095	.502	585	595	.552
0.00095	0.00105	0.503	0.00595	0.00605	0.553
105	115	.504	605	615	.554
115	125	.505	615	625	.555
125	135	.506	625	635	.556
135	145	.507	635	645	.557
0.00145	0.00155	0.508	0.00645	0.00655	0.558
155	165	.509	655	665	.559
165	175	.510	665	675	.560
175	185	.511	675	685	.561
185	195	.512	685	695	.562
0.00195	0.00205	0.513	0.00695	0.00705	0.563
205	215	.514	705	715	.564
215	225	.515	715	725	.565
225	235	.516	725	735	.566
235	245	.517	735	745	.567
0.00245	0.00255	0.518	0.00745	0.00755	0.568
255	265	.519	755	765	.569
265	275	.520	765	775	.570
275	285	.521	775	785	.571
285	295	.522	785	795	.572
0.00295	0.00305	0.523	0.00795	0.00805	0.573
305	315	.524	805	815	.574
315	325	.525	815	825	.575
325	335	.526	825	835	.576
335	345	.527	835	845	.577
0.00345	0.00355	0.528	0.00845	0.00855	0.578
355	365	.529	855	865	.579
365	375	.530	865	875	.580
375	385	.531	875	885	.581
385	395	.532	885	895	.582
0.00395	0.00405	0.533	0.00895	0.00905	0.583
405	415	.534	905	915	.584
415	425	.535	915	925	.585
425	435	.536	925	935	.586
435	445	.537	935	945	.587
0.00445	0.00455	0.538	0.00945	0.00955	0.588
455	465	.539	955	965	.589
465	475	.540	965	975	.590
475	485	.541	975	985	.591
485	495	.542	985	995	.592
			995	0.01005	.593



**Wartości funkcji spadku**

$$f(J) = 34 J^{0.493} + 10 J.$$

**Tablica 11.**

a) Spadki od 0.00001 do 0.00060

Spadek $J$	$f(J)$	Spadek $J$	$f(J)$	Spadek $J$	$f(J)$	Spadek $J$	$f(J)$
0.000010	0.12	0.000045	0.24 <sub>5</sub>	0.000080	0.32	0.00025	0.56
11	.12 <sub>5</sub>	46	.25	81	.32 <sub>5</sub>	26	.57
12	.13	47	.25	82	.32 <sub>5</sub>	27	.58
13	.13 <sub>5</sub>	48	.25	83	.33	28	.59
14	.14	49	.25 <sub>5</sub>	84	.33	29	.60
0.000015	0.14	0.000050	0.25 <sub>5</sub>	0.000085	0.33 <sub>5</sub>	0.00030	0.61
16	.14 <sub>5</sub>	51	.26	86	.33 <sub>5</sub>	31	.62
17	.15	52	.26	87	.33 <sub>5</sub>	32	.63
18	.15 <sub>5</sub>	53	.26 <sub>5</sub>	88	.34	33	.64
19	.16	54	.26 <sub>5</sub>	89	.34	34	.64
0.000020	0.16 <sub>5</sub>	0.000055	0.27	0.000090	0.34	0.00035	0.65
21	.17	56	.27	91	.34 <sub>5</sub>	36	.66
22	.17 <sub>5</sub>	57	.27 <sub>5</sub>	92	.34 <sub>5</sub>	37	.67
23	.18	58	.27 <sub>5</sub>	93	.34 <sub>5</sub>	38	.68 <sub>5</sub>
24	.18	59	.28	94	.35	39	.68
0.000025	0.18 <sub>5</sub>	0.000060	0.28	0.000095	0.35	0.00040	0.69 <sub>5</sub>
26	.19	61	.28 <sub>5</sub>	96	.35 <sub>5</sub>	41	.70 <sub>5</sub>
27	.19	62	.28 <sub>5</sub>	97	.35 <sub>4</sub>	42	.71 <sub>5</sub>
28	.19 <sub>5</sub>	63	.28 <sub>5</sub>	98	.36	43	.72
29	0.20	64	.29	99	.36	44	.73
0.000030	0.20	0.000065	0.29	0.00010	0.36	0.00045	0.73
31	.20 <sub>5</sub>	66	.29 <sub>5</sub>	11	.37 <sub>5</sub>	46	.74
32	.21	67	.29 <sub>5</sub>	12	.39 <sub>5</sub>	47	.75 <sub>5</sub>
33	.21	68	.30	13	.41 <sub>5</sub>	48	.76
34	.21 <sub>5</sub>	69	.30	14	.42 <sub>5</sub>	49	.76 <sub>5</sub>
0.000035	0.22	0.000070	0.30 <sub>5</sub>	0.00015	0.44 <sub>5</sub>	0.00050	0.77
36	.22	71	.30 <sub>5</sub>	16	.45	51	.78
37	.22 <sub>5</sub>	72	.30 <sub>5</sub>	17	.47	52	.78 <sub>5</sub>
38	.23	73	.31	18	.48	53	.79
39	.23	74	.31	19	.49	54	.80
0.000040	0.23	0.000075	0.31	0.00020	0.50 <sub>5</sub>	0.00055	0.80 <sub>5</sub>
41	.23 <sub>5</sub>	76	.31 <sub>5</sub>	21	.51 <sub>5</sub>	56	.81
42	.24	77	.31 <sub>5</sub>	22	.52	57	.81 <sub>5</sub>
43	.24	78	.31 <sub>5</sub>	23	.54	58	.82 <sub>5</sub>
44	.24 <sub>5</sub>	79	.32	24	.55	59	.83

**Wartości funkcji spadku**

$$f(J) = 34 J^{0.493} + 10 J.$$

b) Spadki od 0.0006 do 0.0122

(dalszy ciąg)

Spadki $J$	$f(J)$	Spadki $J$	$f(J)$	Spadki $J$	$f(J)$	Spadki $J$	$f(J)$
0.00060	0.84	0.00095	1.03	0.0040	1.79	0.0075	2.11
61	.84 <sub>5</sub>	96	.03 <sub>5</sub>	41	.80 <sub>5</sub>	76	.11
62	.85	97	.04	42	.82	77	.11 <sub>5</sub>
63	.85 <sub>5</sub>	98	.04 <sub>5</sub>	43	.83	78	.12
64	.86	99	.05	44	.84 <sub>5</sub>	79	.12 <sub>5</sub>
0.00065	0.86 <sub>5</sub>	0.0010	1.05 <sub>5</sub>	0.0045	1.85 <sub>5</sub>	0.0080	2.13
66	.87 <sub>5</sub>	11	.09 <sub>5</sub>	46	.87	81	.13 <sub>5</sub>
67	.88	12	.13 <sub>5</sub>	47	.88	82	.14
68	.88 <sub>5</sub>	13	.16	48	.89	83	.14 <sub>5</sub>
69	.89	14	.21	49	.90	84	.15
0.00070	0.90	0.0015	1.25	0.0050	1.91 <sub>5</sub>	0.0085	2.16
71	.90 <sub>5</sub>	16	.28	51	.92	86	.16 <sub>5</sub>
72	.91	17	.31	52	.93	87	.16 <sub>5</sub>
73	.92	18	.34	53	.94	88	.17
74	.92 <sub>5</sub>	19	.37	54	.95	89	.17 <sub>5</sub>
0.00075	0.93	0.0020	1.40	0.0055	1.96	0.0090	2.18
76	.93 <sub>5</sub>	21	.43	56	.97	91	.18 <sub>5</sub>
77	.94	22	.45 <sub>5</sub>	57	.98	92	.19
78	.94 <sub>5</sub>	23	.48	58	.99	93	.19
79	.95	24	.50	59	2.00	94	.19 <sub>5</sub>
0.00080	0.95 <sub>5</sub>	0.0025	1.52 <sub>5</sub>	0.0060	2.01	0.0095	2.20
81	.96	26	.55	61	.02	96	.20
82	.96 <sub>5</sub>	27	.57	62	.02 <sub>5</sub>	97	.20 <sub>5</sub>
83	.97	28	.59	63	.03	98	.21
84	.97 <sub>5</sub>	29	.61	64	.04	99	.21
0.00085	1.98	0.0030	1.63	0.0065	1.04 <sub>5</sub>	0.0100	2.21 <sub>5</sub>
86	.98 <sub>5</sub>	31	.65	66	.05 <sub>5</sub>	102 <sub>5</sub>	.22
87	.99	32	.66 <sub>5</sub>	67	.06	105	.23
88	.99 <sub>5</sub>	33	.68	68	.07	107 <sub>5</sub>	.23 <sub>5</sub>
89	.00	34	.70	69	.07 <sub>5</sub>	110	.24
0.00090	1.00 <sub>5</sub>	0.0035	1.71 <sub>5</sub>	0.0070	2.08	0.0112 <sub>5</sub>	2.24 <sub>5</sub>
91	.01	36	.73	71	.08 <sub>5</sub>	115	.25
92	.01 <sub>5</sub>	37	.75	72	.09	117 <sub>5</sub>	.25 <sub>5</sub>
93	.02	38	.76 <sub>5</sub>	73	.09 <sub>5</sub>	120	.26
94	.02 <sub>5</sub>	39	.78	74	.10	122	.27

Celem ułatwienia obliczenia prędkości podano w tablicy 11 wartości funkcji spadku

$$f(J) = 34 J^{0.493} + 10 J,$$

a w tablicy 12-ej wartości funkcji głębokości

$$f(t) = 1.04 t^{0.7},$$

ponieważ

$$V = f(J) \cdot f(t);$$

więc chyżość otrzymuje się przez proste pomnożenie dwu wartości odczytanych z tablic. Tablice te wystarczają zupełnie do celów praktyki, a obrachowanie chyżości wykonuje się bardzo szybko. Spadki i głębokości rozłożono w ten sposób, aby interpolacja było prawie niepotrzebna, conajwyżej zachodzi potrzeba przeprowadzenia drobnej, pamięciowej interpolacji.

Oprócz tego podano w obszernej tablicy 13-ej dla danych spadków  $J$  i głębokości  $t$  chyżości  $v$ , obrachowane na podstawie tablicy 11-ej i 12-ej zapomocą maszyny do rachowania. O ile w tej tablicy nie znajdzie się wprost danej głębokości i danego spadku, potrzebna będzie interpolacja w obu kierunkach. Tablica 11 i 12 służą zatem do rozwiązywania wszelkich obliczeń w praktyce, tablica 13 do szybkiego zorientowania się co do szukanej wartości  $v$ , lub też  $t$  względnie  $J$ . Dokładniejsze rachowanie  $v$  jak zapomocą tych tablic, np. wprost z formuły, nie jest potrzebne i przy empirycznym charakterze formuły bezcelowe.

Prócz tego autor podaje ogólną formułę na średnią prędkość przepływu dla wszystkich łożysk w formie:

$$V = 35.4 t^{0.7} J^m,$$

przyczem dla kanałów zamiast średniej głębokości  $t$  wstawia się hydrauliczny promień  $r = \frac{F}{p}$ , dla rur o przepływie pełnym profilem również  $r = \frac{d}{4}$

Wobec tego dla rur będzie:  $V = 13.41 d^{0.7} J^m$ , a objętość przepływu  $Q = F \cdot V = \frac{\pi d^2}{4} \cdot V = \frac{13.41 d^{2.7} \pi}{4} J^m$ ; czyli

$$Q = 10.5 d^{2.7} J^m$$

Wykładniki spadku  $m$  zestawione są w tablicy 14.



Wartości funkcji głębokości  $f(t) = 1.04 t^{0.7}$

Tablica 12. a) Głębokość od 0.01 m do 1.20 m

$t$	$f(t)$	$t$	$f(t)$	$t$	$f(t)$	$t$	$f(t)$
0.01	0.04 <sub>1</sub>	0.31	.45 <sub>9</sub>	0.61	0.73 <sub>6</sub>	0.91	0.97 <sub>4</sub>
.02	.06 <sub>7</sub>	.32	.46 <sub>9</sub>	.62	.74 <sub>5</sub>	.92	.98 <sub>1</sub>
.03	.08 <sub>9</sub>	.33	.47 <sub>9</sub>	.63	.75 <sub>3</sub>	.93	.98 <sub>9</sub>
.04	.10 <sub>9</sub>	.34	.48 <sub>9</sub>	.64	.76 <sub>1</sub>	.94	.99 <sub>6</sub>
.05	.12 <sub>8</sub>	.35	.49 <sub>9</sub>	.65	.77 <sup>0</sup>	.95	.00 <sub>3</sub>
0.06	0.14 <sub>5</sub>	0.36	0.50 <sub>9</sub>	0.66	0.77 <sub>8</sub>	0.96	1.01
.07	.16 <sub>2</sub>	.37	.52 <sub>0</sub>	.67	.78 <sub>6</sub>	.97	.02
.08	.17 <sub>7</sub>	.38	.52 <sub>9</sub>	.68	.79 <sub>4</sub>	.98	.02 <sub>5</sub>
.09	.19 <sub>3</sub>	.39	.53 <sub>8</sub>	.69	.80 <sub>3</sub>	.99	.03
.10	.20 <sub>8</sub>	.40	.54 <sub>8</sub>	.70	.81 <sub>1</sub>	.00	.04
0.11	0.22 <sub>2</sub>	0.41	0.55 <sub>8</sub>	0.71	0.81 <sub>9</sub>	1.01	1.05
.12	.23 <sub>6</sub>	.42	.56 <sub>7</sub>	.72	.82 <sub>7</sub>	.02	.05 <sub>5</sub>
.13	.24 <sub>9</sub>	.43	.57 <sub>7</sub>	.73	.83 <sub>4</sub>	.03	.06
.14	.26 <sub>3</sub>	.44	.58 <sub>6</sub>	.74	.84 <sub>2</sub>	.04	.07 <sub>5</sub>
.15	.27 <sub>5</sub>	.45	.59 <sub>5</sub>	.75	.85 <sub>0</sub>	.05	.07
0.16	0.28 <sub>8</sub>	0.46	0.60 <sub>4</sub>	0.76	0.85 <sub>8</sub>	1.06	1.08
.17	.30 <sub>1</sub>	.47	.61 <sub>4</sub>	.77	.86 <sub>6</sub>	.07	.09
.18	.31 <sub>3</sub>	.48	.62 <sub>3</sub>	.78	.87 <sub>4</sub>	.08	.10
.19	.32 <sub>5</sub>	.49	.63 <sub>2</sub>	.79	.88 <sub>2</sub>	.09	.10 <sub>5</sub>
.20	.33 <sub>7</sub>	.50	.64 <sub>1</sub>	.80	.89 <sup>0</sup>	.10	.11
0.21	0.34 <sub>9</sub>	0.51	0.64 <sub>9</sub>	0.81	0.89 <sub>8</sub>	1.11	1.12
.22	.36 <sub>0</sub>	.52	.65 <sub>9</sub>	.82	.90 <sub>5</sub>	.12	.12 <sub>5</sub>
.23	.37 <sub>2</sub>	.53	.66 <sub>8</sub>	.83	.91 <sub>4</sub>	.13	.13 <sub>5</sub>
.24	.38 <sub>3</sub>	.54	.67 <sub>6</sub>	.84	.92 <sub>1</sub>	.14	.14
.25	.39 <sub>4</sub>	.55	.68	.85	.92 <sub>8</sub>	.15	.14 <sub>5</sub>
0.26	0.40 <sub>5</sub>	0.56	0.69 <sub>4</sub>	0.86	0.93 <sub>6</sub>	1.16	1.15 <sub>5</sub>
.27	.41 <sub>6</sub>	.57	.70 <sub>2</sub>	.87	.94 <sub>4</sub>	.17	.16
.28	.42 <sub>7</sub>	.58	.71 <sub>1</sub>	.88	.95 <sub>1</sub>	.18	.17
.29	.43 <sub>8</sub>	.59	.72 <sub>0</sub>	.89	.95 <sub>8</sub>	.19	.17 <sub>5</sub>
.30	.44 <sub>8</sub>	.60	.72 <sub>8</sub>	.90	.96 <sub>7</sub>	.20	.18

**Wartości funkcji głębokości  $f(t) = 1.04 t^{0.7}$ .**

b) Głębokości od 1.20 m do 2.80 m.

(dalszy ciąg)

$t$	$f(t)$	$t$	$f(t)$	$t$	$f(t)$	$t$	$f(t)$
1.21	1.19	1.51	1.39	1.81	1.57 <sub>5</sub>	2.22	1.82
.22	.19 <sub>5</sub>	.52	.39 <sub>5</sub>	.82	.58	.24	.83
.23	.20	.53	.40	.83	.59	.26	.84
.24	.21	.54	.41	.84	.59 <sub>5</sub>	.28	.85
.25	.21 <sub>5</sub>	.55	.41	.85	.60	.30	.86
1.26	1.22 <sub>5</sub>	1.56	1.42	1.86	1.60 <sub>5</sub>	2.32	1.87 <sub>5</sub>
.27	.23	.57	.42 <sub>5</sub>	.87	.61	.34	.88 <sub>5</sub>
.28	.23 <sub>5</sub>	.58	.43	.88	.62	.36	.90
.29	.24	.59	.44	.89	.62 <sub>5</sub>	.38	.91
.30	.25	.60	.44 <sub>5</sub>	.90	.63	.40	1.92
1.31	1.25 <sub>5</sub>	1.61	1.45	1.91	1.63 <sub>5</sub>	2.42	1.93
.32	.26	.62	.46	.92	.64	.44	.94
.33	.27	.63	.46 <sub>5</sub>	.93	.64 <sub>5</sub>	.46	.95
.34	.27 <sub>5</sub>	.64	.47	.94	.65 <sub>5</sub>	.48	.96 <sub>5</sub>
.35	.28	.65	.48	.95	.66	.50	.97 <sub>5</sub>
1.36	1.29	1.66	1.48 <sub>5</sub>	1.96	1.66 <sub>5</sub>	2.52	1.98 <sub>5</sub>
.37	.30	.67	.49	.97	.67	.54	.00
.38	.30 <sub>5</sub>	.68	.49 <sub>5</sub>	.98	.68	.56	.01
.39	.31	.69	.50	.99	.68 <sub>5</sub>	.58	.02
.40	.31 <sub>5</sub>	.70	.51	2.00	.69	.60	2.03
1.41	1.32	1.71	1.51 <sub>5</sub>	2.02	1.70	2.62	2.04
.42	.33	.72	.52	.04	.71	.64	.05
.43	.33 <sub>5</sub>	.73	.53	.06	.72 <sub>5</sub>	.66	.06
.44	.34	.74	.53 <sub>5</sub>	.08	.73 <sub>5</sub>	.68	.07 <sub>5</sub>
.45	.35	.75	.54	.10	.75	.70	.08 <sub>5</sub>
1.46	1.35 <sub>5</sub>	1.76	1.54 <sub>5</sub>	2.12	1.76	2.72	2.09 <sub>5</sub>
.47	.36	.77	.55	.14	.77	.74	.10 <sub>5</sub>
.48	.37	.78	.56	.16	.78	.76	.12
.49	.37 <sub>5</sub>	.79	.56	.18	.79 <sub>5</sub>	.78	.13
.50	.38	.80	.57	.20	.80 <sub>5</sub>	.80	.14

**Wartości funkcji głębokości  $f(t) = 1.04 t^{0.7}$ .**

c) Głębokości od 2.80 m do 8.00 m.

(dalszy ciąg)

$t$	$f(t)$	$t$	$f(t)$	$t$	$f(t)$	$t$	$f(t)$
2.80	2.14	3.50	2.50	4.50	2.98	6.25	3.75
.82	.15	.52	.51	.55	3.00 <sub>5</sub>	.30	.77
.84	.16	.54	.52	.60	.03	.35	.79
.86	.17	.56	.53	.65	.05	.40	.81 <sub>5</sub>
.88	.18	.58	.54	.70	.07	.45	.83 <sub>5</sub>
2.90	2.19	3.60	2.55	4.75	3.09 <sub>5</sub>	6.50	3.85 <sub>5</sub>
.92	.20	.62	.56	.80	.12	.55	.87 <sub>5</sub>
.94	.21	.64	.57	.85	.14	.60	.90
.96	.22	.66	.58	.90	.16 <sub>5</sub>	.65	.92
.98	.23 <sub>5</sub>	.68	.59	.95	.18 <sub>5</sub>	.70	.94
3.00	2.24 <sub>5</sub>	3.70	2.60	5.00	3.21	6.75	3.96
.02	.25 <sub>5</sub>	.72	.61	.05	.23	.80	.98
.04	.26 <sub>5</sub>	.74	.62	.10	.25	.85	4.00
.06	.27 <sub>5</sub>	.76	.63	.15	.27 <sub>5</sub>	.90	.02
.08	.28 <sub>5</sub>	.78	.64	.20	.30	.95	.04
3.10	2.29 <sub>5</sub>	3.80	2.65	5.25	3.32	7.00	4.06
.12	.30 <sub>5</sub>	.82	.66	.30	.34	.05	.08
.14	.32	.84	.67	.35	.36 <sub>5</sub>	.10	.10
.16	.33	.86	.68	.40	.38 <sub>5</sub>	.15	.12
.18	.34	.88	.68 <sub>5</sub>	.45	.41	.20	.14
3.20	2.35	3.90	2.69 <sub>5</sub>	5.50	3.43	7.25	4.16
.22	.36	.92	.70 <sub>5</sub>	.55	.45	.30	.18
.24	.37	.94	.71 <sub>5</sub>	.60	.47 <sub>5</sub>	.35	.20
.26	.38	.96	.72 <sub>5</sub>	.65	.49 <sub>5</sub>	.40	.22
.28	.39	.98	.73 <sub>5</sub>	.70	.52	.45	.24
3.30	2.40	4.00	2.74 <sub>5</sub>	5.75	3.54	7.50	4.26
.32	.41	.05	.77	.80	.56	.55	.28
.34	.42	.10	.79	.85	.58	.60	.30
.36	.43	.15	.81 <sub>5</sub>	.90	.60	.65	.32
.38	.44	.20	.84	.95	.62 <sub>5</sub>	.70	.34
3.40	2.45	4.25	2.86 <sub>5</sub>	6.00	3.64 <sub>5</sub>	7.75	4.36
.42	.46	.30	.88 <sub>5</sub>	.05	.67	.80	.38
.44	.47	.35	.91	.10	.69	.85	.40
.46	.48	.40	.93 <sub>5</sub>	.15	.71	.90	.42
.48	.49	.45	.96	.20	.73	.95	.44



Tablica 13. Średnich prędkości  $V$  dla rzek w m/sek według nowego wzoru prof. M. Matakiewicza.

$t$	S p a d e k w p r o m i l a c h														
	0·01	0·02	0·04	0·06	0·08	0·1	0·15	0·2	0·25	0·3	0·35	0·4	0·45	0·5	0·6
0·05	0·015	0·021	0·029	0·039	0·041	0·046	0·056	0·059	0·072	0·078	0·084	0·089	0·094	0·099	0·107
·10	·024	·034	·048	·058	·067	·075	·091	·104	·116	·127	·136	·145	·153	·161	·174
·15	·032	·045	·063	·077	·089	·099	·120	·138	·153	·167	·180	·191	·202	·212	·230
·20	·039	·055	·078	·095	·108	·121	·147	·169	·188	·205	·220	·235	·248	·260	·283
·25	·046	·065	·091	·110	·127	·142	·172	·198	·220	·240	·258	·274	·290	·304	·330
0·30	0·052	0·073	0·103	0·126	0·145	0·161	0·196	0·225	0·250	0·272	0·293	0·312	0·329	0·346	0·376
·35	·058	·082	·115	·140	·161	·179	·218	·250	·279	·304	·326	·348	·367	·385	·419
·40	·064	·090	·126	·153	·177	·197	·239	·275	·306	·333	·358	·382	·403	·423	·460
·45	·069	·097	·137	·167	·192	·214	·260	·298	·332	·362	·389	·414	·438	·459	·500
·50	·075	·105	·147	·179	·207	·230	·280	·322	·358	·390	·419	·446	·471	·495	·537
0·55	0·080	0·112	0·157	0·192	0·221	0·246	0·299	0·344	0·382	0·417	0·448	0·477	0·504	0·529	0·575
·60	·085	·119	·167	·204	·235	·262	·318	·366	·406	·443	·476	·507	·536	·562	·611
·65	·090	·126	·177	·216	·248	·277	·336	·386	·430	·468	·504	·536	·566	·595	·645
·70	·094	·133	·186	·227	·262	·292	·354	·407	·452	·493	·530	·565	·596	·628	·680
·75	·099	·139	·195	·238	·274	·306	·372	·427	·474	·517	·556	·592	·625	·656	·713
0·80	0·104	0·146	0·205	0·249	0·287	0·320	0·389	0·447	0·497	0·541	0·582	0·620	0·654	0·687	0·747
·85	·108	·152	·213	·260	·299	·334	·405	·466	·518	·565	·607	·646	·682	·716	·778
·90	·113	·158	·222	·271	·312	·348	·423	·485	·540	·588	·632	·673	·711	·747	·811
·95	·117	·164	·231	·282	·324	·361	·439	·504	·560	·611	·656	·700	·739	·775	·842
1·00	·121	·170	·239	·291	·335	·374	·454	·522	·580	·633	·680	·724	·765	·803	·872
1·10	0·129	0·182	0·256	0·312	0·358	0·400	0·486	0·558	0·620	0·676	0·728	0·774	0·818	0·858	0·932
·20	·138	·194	·272	·331	·381	·425	·516	·593	·659	·719	·773	·823	·869	·912	·991
·30	·145	·204	·287	·350	·403	·449	·546	·626	·697	·760	·817	·869	·918	·964	1·048
·40	·153	·215	·302	·369	·424	·473	·575	·660	·734	·800	·861	·916	·968	1·016	1·103
·50	·161	·226	·318	·387	·445	·496	·604	·693	·771	·840	·903	·961	1·015	·066	·159

1.60	0.168	0.237	0.332	0.405	0.466	0.519	0.631	0.725	0.806	0.879	0.945	1.006	1.062	1.116	1.212
.70	.176	.247	.347	.423	.486	.542	.659	.757	.842	.917	.986	.050	.109	.164	.265
.80	.183	.257	.361	.440	.506	.564	.686	.787	.876	.954	1.026	.092	.154	.211	.316
.90	.190	.267	.375	.457	.526	.586	.712	.818	.910	.992	.066	.135	.198	.258	.367
2.00	.197	.277	.389	.474	.541	.607	.739	.848	.943	1.028	.105	.177	.242	.305	.418
2.20	0.210	0.296	0.415	0.506	0.582	0.649	0.789	0.906	1.008	1.099	1.181	1.257	1.328	1.394	1.515
.40	.223	.314	.441	.538	.618	.690	.839	.963	.071	.167	.255	.336	.411	.481	.610
.60	.236	.332	.467	.569	.654	.730	.887	1.013	.133	.235	.328	.413	.492	.567	.703
.80	.249	.350	.492	.599	.689	.768	.934	.073	.193	.301	.398	.488	.572	.651	.794
3.00	.261	.367	.516	.629	.723	.806	.981	.126	.252	.365	.468	.562	.650	.732	.882
3.20	0.273	0.384	0.540	0.658	0.757	0.844	1.026	1.178	1.310	1.428	1.536	1.635	1.726	1.813	1.970
.40	.285	.401	.563	.686	.790	.880	.070	.229	.367	.490	.602	.705	.801	.891	2.054
.60	.297	.417	.586	.715	.822	.916	.114	.280	.423	.551	.668	.775	.875	.969	1.139
.80	.308	.433	.609	.742	.854	.952	.157	.329	.478	.611	.732	.844	.947	2.044	2.21
4.00	.320	.450	.631	.769	.885	.987	.200	.378	.533	.670	.796	.912	2.019	.120	.304
4.50	0.347	0.488	0.685	0.835	0.961	1.071	1.302	1.495	1.663	1.813	1.949	2.075	2.191	2.301	2.500
5.00	.374	.525	.738	.899	1.035	.153	.402	.610	.791	.952	2.099	.234	.359	.477	.692
.50	.399	.561	.789	.961	1.06	.233	.499	.721	.914	2.086	.243	.388	.522	.648	.877
6.00	.424	.597	.838	1.021	.175	.310	.593	.829	2.034	.217	.384	.538	.680	.814	3.058
.50	.449	.631	.886	.080	.243	.385	.685	.934	.151	.345	.521	.684	.834	.976	.234
7.00	0.473	0.665	0.934	1.138	1.309	1.460	1.775	2.038	2.266	2.470	2.656	2.827	2.986	3.135	3.407
.50	.496	.698	.980	.194	.374	.532	.862	.139	.379	.593	.787	.967	3.133	.290	.575
8.00	.519	.730	1.025	.249	.438	.603	.949	.238	.489	.712	.916	3.104	.278	.442	.741
9.00	.564	.793	.113	.357	.561	.740	2.116	.430	.702	.945	3.167	.371	.560	.738	4.062
10.00	.607	.853	.198	.460	.680	.873	.278	.615	.909	3.170	.409	.629	.832	4.024	.372
11.00	0.649	0.912	1.281	1.561	1.796	2.003	2.435	2.796	3.110	3.389	3.644	3.879	4.097	4.302	4.674
12.00	.689	.969	.361	.659	.909	.128	.588	.972	.305	.602	.873	4.123	.354	.572	.968

(dalszy ciąg)

Spadek w promilach

t	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4
0.05	0.107	0.115	0.122	0.129	0.135	0.141	0.146	0.151	0.156	0.160	0.164	0.172	0.180	0.186	0.192
10	0.174	0.187	0.199	0.209	0.219	0.228	0.237	0.245	0.253	0.260	0.267	0.280	0.292	0.303	0.313
15	0.230	0.247	0.262	0.277	0.290	0.302	0.313	0.324	0.334	0.344	0.353	0.370	0.386	0.400	0.413
20	0.283	0.303	0.322	0.339	0.355	0.370	0.384	0.397	0.409	0.421	0.432	0.454	0.473	0.490	0.506
25	0.330	0.354	0.376	0.396	0.415	0.433	0.449	0.464	0.479	0.492	0.506	0.530	0.553	0.573	0.592
30	0.376	0.403	0.428	0.451	0.472	0.492	0.510	0.528	0.544	0.560	0.575	0.603	0.629	0.652	0.674
35	0.419	0.449	0.476	0.502	0.525	0.548	0.568	0.588	0.606	0.624	0.640	0.672	0.700	0.726	0.750
40	0.460	0.493	0.523	0.551	0.577	0.602	0.624	0.646	0.666	0.685	0.703	0.738	0.769	0.797	0.824
45	0.500	0.535	0.568	0.599	0.627	0.653	0.678	0.701	0.723	0.744	0.763	0.801	0.835	0.866	0.894
50	0.537	0.577	0.612	0.645	0.675	0.704	0.730	0.755	0.779	0.801	0.822	0.863	0.899	0.933	0.963
55	0.575	0.616	0.654	0.689	0.721	0.752	0.780	0.807	0.832	0.856	0.879	0.922	0.961	0.996	1.029
60	0.611	0.655	0.695	0.732	0.767	0.799	0.829	0.858	0.885	0.910	0.934	0.980	1.021	1.059	1.094
65	0.645	0.693	0.735	0.774	0.811	0.845	0.877	0.907	0.936	0.962	0.988	1.036	1.080	1.120	1.157
70	0.680	0.730	0.774	0.816	0.854	0.890	0.924	0.955	0.985	1.014	1.041	1.092	1.138	1.180	1.219
75	0.713	0.765	0.812	0.855	0.895	0.933	0.968	1.001	1.033	1.063	1.091	1.144	1.193	1.237	1.263
80	0.747	0.801	0.850	0.895	0.937	0.977	1.014	1.048	1.081	1.112	1.142	1.198	1.249	1.295	1.338
85	0.778	0.835	0.886	0.933	0.977	1.019	1.057	1.093	1.128	1.160	1.191	1.249	1.302	1.350	1.395
90	0.811	0.870	0.923	0.972	1.018	1.062	1.101	1.139	1.175	1.209	1.241	1.302	1.357	1.407	1.453
95	0.842	0.903	0.959	1.010	1.057	1.102	1.144	1.183	1.220	1.255	1.288	1.351	1.409	1.461	1.510
1.00	0.872	0.935	0.993	1.046	1.095	1.142	1.185	1.225	1.264	1.300	1.334	1.400	1.459	1.513	1.564
1.10	0.932	1.000	1.062	1.119	1.171	1.221	1.267	1.310	1.351	1.390	1.427	1.497	1.560	1.618	1.671
20	0.991	1.063	1.129	1.189	1.245	1.298	1.346	1.392	1.436	1.477	1.517	1.591	1.658	1.720	1.776
30	1.048	1.123	1.193	1.256	1.315	1.371	1.423	1.471	1.518	1.561	1.602	1.681	1.752	1.817	1.877
40	1.103	1.184	1.257	1.324	1.386	1.445	1.499	1.550	1.599	1.645	1.688	1.771	1.846	1.915	1.978
50	1.159	1.242	1.319	1.389	1.454	1.516	1.573	1.627	1.678	1.726	1.772	1.859	1.938	2.009	2.076



1·60	1·212	1·300	1·380	1·454	1·522	1·587	1·646	1·702	1·756	1·806	1·854	1·945	2·027	2·102	2·172
·70	·265	·356	·440	·517	·588	·656	·718	·776	·832	·885	·935	2·030	·116	·194	·267
·80	·316	·411	·498	·578	·652	·723	·787	·848	·906	·961	2·013	·112	·201	·283	·358
·90	·367	·466	·556	·640	·716	·790	·857	·920	·980	2·038	·091	·194	·287	·372	·450
2·00	·418	·520	·614	·700	·780	·856	·925	·991	2·053	·113	·168	·275	·371	·459	·540
2·20	1·515	1·624	1·724	1·817	1·902	1·983	2·057	2·127	2·194	2·258	2·317	2·431	2·534	2·628	2·714
·40	·610	·726	·832	·931	2·021	2·107	·186	·261	·332	·399	·462	·583	·692	·792	·884
·60	·703	·826	·938	2·042	·138	·229	·312	·391	·466	·538	·604	·732	·848	·954	3·051
·80	·794	·923	2·041	·151	·251	·348	·435	·519	·598	·673	·743	·878	3·000	3·111	·213
3·00	·882	2·018	·143	·257	·363	·464	·556	·643	·726	·805	·879	3·020	·148	·265	·373
3·20	1·970	2·112	2·242	2·362	2·472	2·578	2·674	2·766	2·853	2·935	3·012	3·160	3·294	3·416	3·529
·40	2·054	·203	·338	·464	·579	·689	·789	·885	·976	3·061	·142	·296	·436	·563	·681
·60	·139	·294	·435	·565	·685	·800	·904	3·004	3·098	·188	·272	·432	·578	·710	·833
·80	·221	·382	·528	·664	·788	·908	3·016	·119	·217	·310	·397	·564	·715	·853	·980
4·00	·304	·470	·622	·762	·892	3·015	·128	·235	·336	·433	·523	·696	·853	·995	4·127
4·50	2·500	2·681	2·845	2·998	3·138	3·272	3·394	3·510	3·621	3·725	3·823	4·011	4·181	4·336	4·479
5·00	·692	·886	3·064	3·228	·379	·523	·655	·780	·899	4·011	4·117	·319	·502	·669	·823
·50	·877	3·085	·275	·451	·612	·766	·907	4·041	4·167	·288	·401	·617	·812	·991	5·155
6·00	3·058	·279	·480	·667	·838	4·002	4·152	·294	·429	·556	·677	·906	5·114	5·303	·478
·50	·234	·468	·681	·878	4·059	·233	·391	·541	·684	·819	·946	5·189	·409	·609	·794
7·00	3·407	3·653	3·877	4·085	4·276	4·459	4·625	4·784	4·934	5·076	5·210	5·466	5·698	5·909	6·104
·50	·575	·834	4·069	·288	·488	·680	·854	5·021	5·178	·328	·468	·737	·980	6·201	·406
8·00	·741	4·011	·257	·486	·695	·896	5·079	·253	·418	·574	·721	6·002	6·256	·488	·702
9·00	4·062	·355	·623	·871	5·099	5·317	·515	·704	·883	6·053	6·212	·517	·793	7·045	7·278
10·00	·372	·688	·976	5·243	·488	·723	·936	6·140	6·333	·515	·687	7·015	7·312	·583	·834
11·00	4·674	5·012	5·320	5·605	5·867	6·118	6·347	6·564	6·770	6·965	7·149	7·500	7·818		
12·00	·968	·327	·654	·958	6·236	·502	·745	·976	7·195	7·403	·598	·971			

(dalszy ciąg)

## Spadek w promilach

<i>t</i>	2'4	2'6	2'8	3'0	3'5	4'0	4'5	5'0	5'5	6'0	6'5	7'0	8'0	9'0	10'0
0'05	0'192	0'198	0'204	0'209	0'220	0'229	0'238	0'245	0'251	0'257	0'262	0'267	0'274	0'279	0'284
10	313	322	331	339	357	373	386	398	408	418	426	433	444	454	461
15	413	426	437	448	472	493	511	527	540	553	563	572	587	600	609
20	506	522	536	549	579	604	626	645	662	677	690	701	720	735	746
25	592	610	626	642	676	706	732	754	774	792	806	820	842	860	873
30	674	694	712	730	769	803	832	858	880	900	917	932	957	978	993
35	750	773	793	813	857	894	926	955	980	1'002	1'021	1'038	1'066	1'089	1'106
40	824	849	871	893	940	982	1'018	1'050	1'077	1'101	1'122	1'140	1'171	1'196	1'214
45	894	922	946	969	1'022	1'066	1'105	1'140	1'159	1'195	1'218	1'238	1'271	1'298	1'319
50	963	993	1'019	1'044	1'101	1'149	1'191	1'228	1'259	1'288	1'312	1'334	1'370	1'399	1'420
55	1'029	1'061	1'089	1'116	1'176	1'228	1'273	1'312	1'345	1'376	1'402	1'425	1'464	1'495	1'518
60	094	128	158	186	250	305	352	394	430	463	490	515	556	589	613
65	157	193	224	254	322	380	430	475	512	547	576	602	645	680	706
70	219	256	289	321	392	453	506	553	593	629	660	688	733	770	797
75	267	316	352	385	459	523	579	628	669	708	740	769	816	855	884
80	338	379	415	450	528	595	653	704	748	788	822	852	902	942	972
85	395	437	476	512	593	663	723	777	823	864	900	931	983	2'025	2'056
90	453	498	538	575	660	733	796	852	899	943	979	2'012	2'066	1'10	1'43
95	510	555	596	636	724	799	865	923	972	2'017	2'054	1'089	1'144	1'191	1'225
1'00	564	611	654	694	785	863	931	992	2'043	1'089	1'129	1'164	1'222	1'269	1'305
1'10	671	722	768	811	909	1'009	2'065	2'129	2'184	2'234	2'276	2'314	2'376	2'426	2'464
1'20	676	831	879	925	2'029	2'118	1'195	2'264	2'321	1'375	1'420	1'460	1'526	1'579	1'619
1'30	877	934	986	2'035	1'145	1'238	1'319	1'392	1'453	1'509	1'557	1'602	1'669	1'725	1'768
1'40	978	2'038	2'092	1'144	1'258	1'358	1'444	1'520	1'585	1'644	1'694	1'739	1'812	1'872	1'916
1'50	2'076	1'139	1'196	1'250	1'371	1'475	1'565	1'645	1'712	1'774	1'827	1'874	1'951	2'013	2'060





**Tabela 14**      **Wartości wykładnika spadku  $m$  dla łożysk sztucznych.**

L. p.	Rodzaj łożyska	Wartość wykładnika $m$			Uwagi
		Wartość stała $m$	Równanie ogólne na $m$	Równanie specjalne na $m$	
1	Rzeki . . . . .	—	$0.493 + 10 J$		
2	Kanały ziemne regularne i czyste .	0.483			
3	Kanały ziemne zaniedbane . . . .	0.505—0.515			
4	Kanały wyłożone bardzo szorstkim brukiem z kamienia łamanego, stare żłoby górskich potoków . . . .	—	$0.493 - 2 J$		
5	Kanały o dnie żwirowem i skarpach z betonu lub bruku	0.460			1) Wartość stała wykładnika wystarcza dla spadków od $0-0.5^{0/00}$ przy większych spadkach należy stosować równanie ogólne. 2) Jak wyżej.
	Kanały betonowe uszkodzone . . . .				
	Sztolnie niewymurowane . . . . .				
6	Kanały betonowe otwarte . . . . .	0.440 <sup>1)</sup>	$0.442 - 9 J^{1)}$		1) Zbliżone do 3-ej kategorii Bazin'a, zgodne z kategorią kanałów betonowych Forchheimer'a.
7	Kanały o gładkiem dnie betonowym i gładkich murach bocznych . . . .	0.420 <sup>2)</sup>	$0.422 - 14 J^{2)}$		2) Zbliżone do 2-ej kategorii Bazin'a.
8	Kanały betonowe, lub gładko brukowane, pokryte namulem . . . . .	0.405			
9	Najgładsze koryta próbne Bazina, czysty cement, heblowane drzewo .	—	$0.347 - 13 J^{3)}$		3) Gładkość większa jak dla 1-ej kategorii kanałów Bazin'a której odpowiada przy: $J=0.0001 \dots m=0.415$ $J=0.001 \dots m=$
10	Koryta próbne Bazina ze zwykłych desek . . . . .	—	$0.385 - 13 J$		

(dalszy ciąg)

L. p.	Rodzaj łożyska	Wartość wykładnika $m$			Uwagi
		Wartość stała $m$	Równanie ogólne na $m$	Równanie specjalne na $m$	
11	Rury betonowe, szorstkie (z części składane), Sztolnie niezbyt gładko wyprawione . . . . .	—	$0.412-8 J$		
12	Rury betonowe średnio szorstkie (z części składane), lecz starannie wykonane . . . . .	—	$0.410-9 J$		
13	Najgładsze rury betonowe, wykonane jako jednolity ciąg, lub z części, z usunięciem (zeszlifowaniem) wewnątrz zaprawy wystającej ze stosu . . . . .	—	$0.355-13 J$		
14	Rury żelazne lane z silnym narostem osadu (silnie inkrostowane) . . . . .	—	$0.478-1.2 J$	$0.416-28.7 J$	Równanie specjalne dla spadków poniżej $1.3\text{‰}$
15	Rury żelazne lane, nowe i czyste . . . . .	—	$0.370-J^{1/2}$	$0.355-8 J$	Równanie specjalne dla spadków od $0.6-11\text{‰}$
16	Rury żelazne kute, szorstkość według Strickler'a:				
	I) na obwodzie wielokrotnie łączone				
	a) od . . . . .	—	$0.446-J^{1/2}$	$0.411-5.1 J$	Równanie specjalne dla spadków od $1-10\text{‰}$
	b) do . . . . .	—	$0.434-J^{1/2}$	$0.401-5.7 J$	
	II) na obwodzie jednolita blacha:				
	c) od . . . . .	—	$0.408-J^{1/2}$	$0.377-6.7 J$	
	d) do . . . . .	—	$0.377-J^{1/2}$	$0.348-8.2 J$	

Tablica 15.

Wartości funkcji

L.p. kate- gorji we- dług T.V.	Rodzaj łożyska	S p a d k i					
		0·05	0·1	0·15	0·2	0·3	
1	Rzeki . . . . .	0·25 <sub>5</sub>	0·36	0·44	0·50	0·61	
2	Kanały ziemne regularne i czyste . . . . .	0·28	0·40	0·48 <sub>5</sub>	0·55 <sub>5</sub>	0·67 <sub>5</sub>	
4	Kanały wyłożone bardzo szorstkim brukiem z kam. łaman., stare żło- by potoków górskich . . . . .	0·25 <sub>5</sub>	0·36	0·44 <sub>5</sub>	0·51	0·62 <sub>5</sub>	
5	Kanały o dnie żwirowem i skarpach z betonu lub z bruku . . . . .						
	Kanały betonowe uszkodzone . . . . .						
	Sztolnie niewymurowane . . . . .	0·35 <sub>5</sub>	0·49	0·59	0·67 <sub>5</sub>	0·81 <sub>5</sub>	
6	Kanały betonowe otwarte. Kanały gładko brukowane . . . . .	0·43	0·58 <sub>5</sub>	0·70	0·80	0·96	
7	Kanały o gładkiem dnie beton. i gładkich murach bocznych . . . . .	0·52 <sub>5</sub>	0·70 <sub>5</sub>	0·84	0·96	1·15	
11	Rury betonowe szorstkie (z części składane). Sztolnie niezbyt gład- ko wyprawiono . . . . .	0·57	0·77	0·91	1·03	1·22 <sub>5</sub>	
12	Rury betonowe średnio szorstkie (z części składane, lecz starannie wyprawione) . . . . .	0·59	0·78 <sub>5</sub>	0·93	1·05	1·25	
13	Najgładsze rury betonowe wykona- ne jako jednolity ciąg lub z części, z usunięciem (zeszlifow.) wewnątrz zaprawy wystającej zestosug . . . . .	1·02	1·31	1·52	1·69	1·97	
15	Rury żelazne lane, nowe i czyste . . . . .	0·93 <sub>5</sub>	1·23 <sub>5</sub>	1·33 <sub>5</sub>	1·64	1·94 <sub>5</sub>	
18	Rury żelazne kute, szorstkość we- dług Strickler'a:						
16a)	na obwodzie wielokrot-	} od	0·42	0·61	0·75	0·86	1·05
16b)	nie łączone		} do	0·47	0·67 <sub>5</sub>	0·83	0·95
16c)	na obwodzie jednolita	} od	0·61	0·87	1·04	1·19	1·43
16d)	blacha		} do	0·83	1·16	1·37	1·54 <sub>5</sub>

Przykład obrachowania.

Rzeki.

W dniu 7/V 1919 wykonano pomiar hydrometryczny na Wiśle pod Warszawą

$$J=0\cdot000355, \quad t=4\ 91\ m, \quad v=2\cdot180\ m/sek.$$

Z formuły otrzymuje się na podstawie tabel cyfrowych

$$\left. \begin{array}{l} 11\text{-ej} \quad \dots \quad F(J)=0\cdot655 \\ 12\text{-ej} \quad \dots \quad f(T)=3\cdot17\ m \end{array} \right\}, \quad v = f(J) \cdot f(t) = 0\cdot655 \cdot 3\cdot17 = 2\cdot076\ m/sek.$$

Różnica z wartością pomierzoną 0·084, tj — 4%.

Z tabeli cyfrowej 13, otrzymuje się bez interpolacji w przybliżeniu dla  $J=0\cdot00035, \quad t=4\cdot9\ m, \quad v=2\cdot099\ m/sek.$



**spadku  $f(J) = 34 J^n$ .**

w p r o m i l l a c h										
0·4	0·5	0·6	0·8	1·0	1·5	2·0	2·5	3·0	4·0	5·0
0·69 <sub>5</sub>	0·77	0·84	0·95 <sub>5</sub>	1·05 <sub>5</sub>	1·25	1·40	1·52 <sub>5</sub>	1·63	1·79	1·91 <sub>5</sub>
0·78	0·86 <sub>5</sub>	0·94 <sub>5</sub>	1·08 <sub>5</sub>	1·21	1·47	1·69	1·88	2·05 <sub>5</sub>	2·36	2·63
0·72 <sub>5</sub>	0·81	0·88	1·02	1·14 <sub>5</sub>	1·40 <sub>5</sub>	1·63	1·83	2·01	2·33 <sub>5</sub>	2·63
0·93	1·03	1·12	1·28	1·42	1·71	1·95 <sub>5</sub>	2·16	2·35	2·68	2·97 <sub>5</sub>
1·10	1·22	1·33	1·53	1·71	2·09 <sub>5</sub>	2·44	2·75 <sub>5</sub>	3·05	3·61	4·15
1·31	1·45	1·58	1·82	2·03	2·51	2·94	3·34 <sub>5</sub>	3·74	4·50 <sub>5</sub>	5·26 <sub>5</sub>
1·39	1·53	1·66	1·88 <sub>5</sub>	2·09	2·52	2·90	3·25	3·57	4·17	4·74
1·41 <sub>5</sub>	1·56	1·69	1·92	2·13	2·58	2·97 <sub>5</sub>	3·33 <sub>5</sub>	3·67 <sub>5</sub>	4·31	4·91 <sub>5</sub>
2·20 <sub>5</sub>	2·40 <sub>5</sub>	2·59	2·90	3·20	3·84	4·40	4·92 <sub>5</sub>	5·42	6·38	7·31 <sub>5</sub>
2·20	2·42	2·62	2·97	3·28	3·94 <sub>5</sub>	4·50	5·00	5·45 <sub>5</sub>	6·25	6·96
1·21	1·36	1·49 <sub>5</sub>	1·73	1·94	2·40	2·81	3·17	3·50 <sub>5</sub>	4·11	4·65 <sub>5</sub>
1·33	1·49	1·63	1·88 <sub>5</sub>	2·11	2·60	3·20 <sub>5</sub>	3·40 <sub>5</sub>	3·76	4·39	4·69
1·63 <sub>5</sub>	1·81	1·98	2·27	2·52 <sub>5</sub>	3·08	3·55 <sub>5</sub>	3·98	4·37	5·06 <sub>5</sub>	5·69 <sub>5</sub>
2·08	2·29 <sub>5</sub>	2·49	2·83	3·13	3·77	4·31	4·79	5·24	6·01	6·71

**Formuła inż. Gröger'a**

W roku 1914 inż. Gröger podał swój wzór w następującej formie.

przy  $B_{min} = 10 m$      $t = \frac{F}{B}$  ;  $J_{max} = 5\%_{00}$

$V = 23·781 t^{0·776} \cdot J^{0·158}$  dla  $0·2 < t < 2·0$

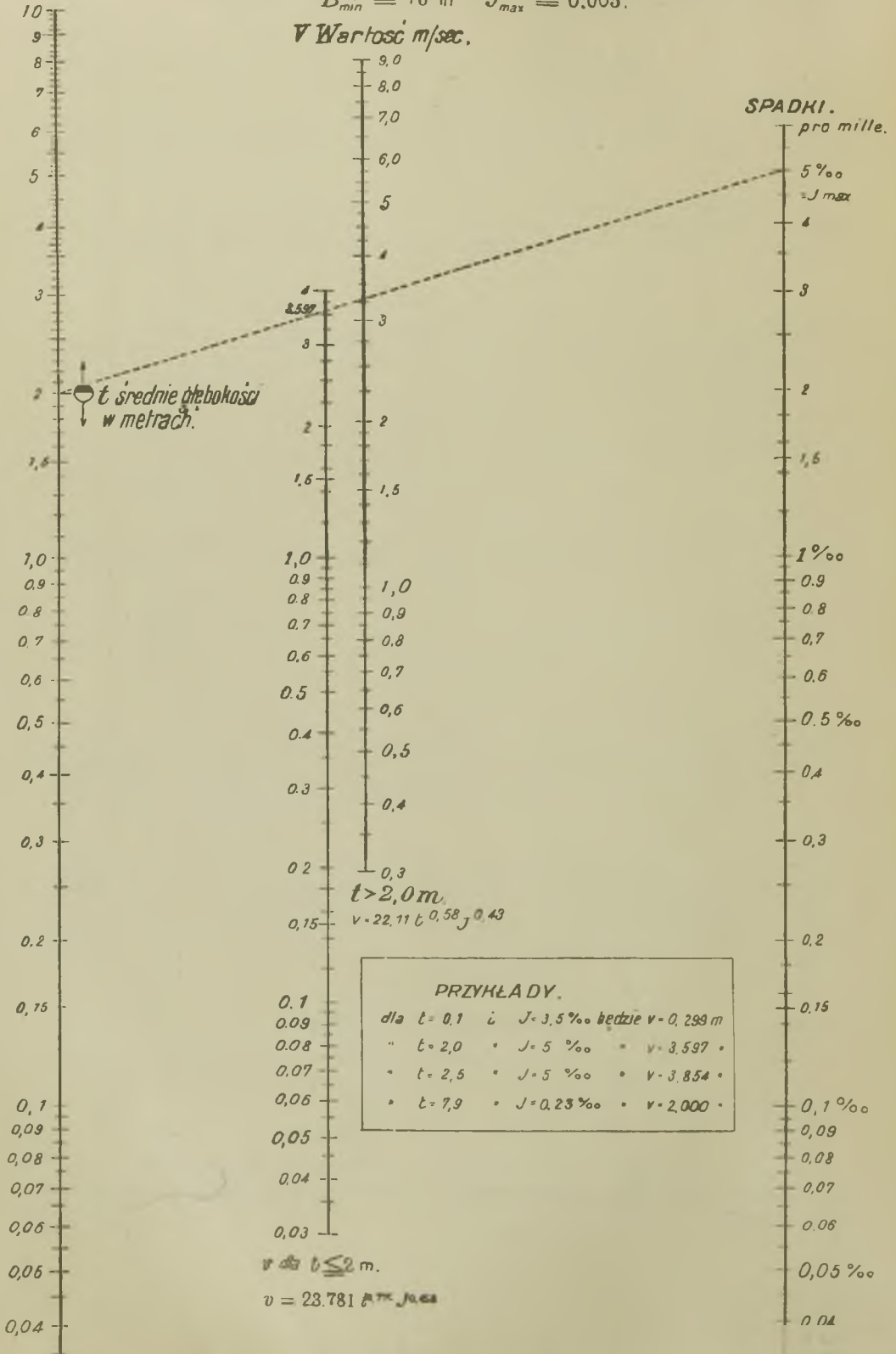
$V = 22·11 t^{0·58} \cdot J^{0·43}$     "    "     $t > 2·0$

Celem uproszczenia obliczenia autor podaje tablicę 16 i nomogramę. (Rys. 50).

## SREDNIE CHYZOSCI W PRZEPLYWACH WEDLUG GROGERA.

$B_{min} \cong 10 \text{ m}$     $J_{max} \cong 0,005.$

$V$  Wartość m/sec.



Srednich predkosci V w m/sek w/g wzoru inż. Gröger'a

Tablica 16

Σ metrach

S p a d e k p r o m i l l e

	0.025	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.25	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0
0.10	0.031	0.043	0.059	0.081	0.097	0.111	0.123	0.133	0.143	0.152	0.160	0.168	0.186	0.203	0.231	0.256	0.278	0.299	0.318	0.335	0.352
.20	.053	.073	.100	.138	.166	.194	.210	.228	.245	.260	.275	.288	.319	.347	.396	.439	.477	.512	.544	.574	.602
.30	.073	.100	.138	.189	.227	.259	.287	.312	.335	.356	.376	.395	.437	.475	.542	.601	.653	.701	.745	.786	.825
.40	.091	.125	.172	.236	.284	.324	.359	.391	.419	.446	.470	.494	.547	.594	.678	.751	.816	.876	.931	.983	1.032
.50	.108	.149	.204	.281	.338	.386	.427	.464	.498	.530	.559	.587	.650	.707	.806	.893	.971	1.042	1.108	1.169	.227
0.60	0.125	0.171	0.235	0.324	0.390	0.444	0.492	0.535	0.574	0.610	0.644	0.676	0.749	0.814	0.929	1.029	1.118	1.200	1.276	1.347	1.413
.70	.141	.193	.265	.365	.439	.501	.555	.603	.647	.688	.726	.762	.844	.918	1.047	1.160	.260	.353	.438	.518	.593
.80	.156	.214	.294	.404	.487	.556	.615	.669	.718	.763	.805	.845	.936	1.018	1.161	.286	.398	.500	.595	.683	.767
.90	.171	.235	.323	.443	.534	.609	.674	.733	.787	.836	.883	.926	1.026	1.15	.272	.409	.532	.644	.748	.845	.936
1.00	.185	.255	.350	.481	.579	.661	.732	.795	.854	.907	.958	1.005	1.113	.210	.381	.529	.662	.784	.897	2.002	2.101
1.25	0.221	0.303	0.416	0.572	0.689	0.785	0.850	0.946	1.015	1.079	1.139	1.195	1.324	1.439	1.642	1.818	1.977	2.121	2.255	2.381	2.498
.50	.254	.349	.480	.659	.793	.905	1.002	1.090	1.169	.243	.312	.377	.525	.658	.891	2.095	2.277	.244	.598	.742	.877
.75	.286	.393	.540	.742	.894	1.020	1.130	.228	.318	.401	.479	.552	.719	.868	2.132	.361	.567	.754	.928	3.090	3.243
2.00	.318	.436	.600	.824	.992	1.131	.253	.362	.462	.554	.640	.721	.906	2.072	.364	.619	.847	3.055	3.249	.428	.597
.50	.395	.532	.717	.966	1.149	.301	.432	.549	.655	.753	.844	.929	2.123	.297	.599	.861	3.094	.310	.502	.684	.854
3.00	0.439	0.591	0.797	1.073	1.278	1.446	1.592	1.721	1.840	1.948	2.050	2.144	2.360	2.553	2.889	3.180	3.439	3.675	3.892	4.094	4.284
.50	.480	.646	.871	1.174	.397	.581	.741	.883	2.012	2.130	.241	.345	.581	.792	3.159	.477	.761	.4.019	4.256	.478	.685
4.00	.519	.698	.941	.268	.510	.709	.881	2.034	.173	.302	.422	.534	.789	3.016	.414	.757	.4.064	.342	.599	.838	5.062
.50	.555	.748	1.008	.327	.617	.830	2.014	.178	.327	.465	.593	.713	.986	.230	.655	4.023	.351	.649	.924	5.180	.420
5.00	.590	.795	.072	.444	.718	.945	.141	.315	.474	.620	.756	.884	3.174	.433	.886	.277	.625	.942	5.234	.506	.762



**Formuła Lindboe'go.**

Lindboe przekształcił formułę Siedeka i podał ją w następującej formie:

**Tablica 16**

	$J < 0.0006$	
	$\frac{t}{L} < 0.028$	$0.028 < \frac{t}{L} < 0.1$
$t < 1.12 \text{ m}$	$v = 23.37 \left( 0.822 - \frac{t}{L} \right) t^{0.9} J^{0.42}$	$v = 8.19 \left( 2.293 - \frac{t}{L} \right) t^{0.9} J^{0.42}$
$1.12 < t < 3.65 \text{ m}$	$v = 24.11 \left( 0.822 - \frac{t}{L} \right) t^{0.63} J^{0.12}$	$v = 8.45 \left( 2.293 - \frac{t}{L} \right) t^{0.63} J^{0.42}$
$t > 3.65 \text{ m}$	$v = 27.45 \left( 0.822 - \frac{t}{L} \right) t^{0.53} J^{0.42}$	$v = 9.62 \left( 2.293 - \frac{t}{L} \right) t^{0.53} J^{0.42}$

	$0.0006 < J < 0.005$	
	$\frac{t}{L} < 0.028$	$0.028 < \frac{t}{L} < 0.1$
$t < 1.12 \text{ m}$	$v = 33.86 \left( 0.822 - \frac{t}{L} \right) t^{0.9} J^{0.47}$	$v = 11.86 \left( 2.293 - \frac{t}{L} \right) t^{0.9} J^{0.47}$
$1.12 < t < 3.65 \text{ m}$	$v = 34.94 \left( 0.822 - \frac{t}{L} \right) t^{0.63} J^{0.47}$	$v = 12.24 \left( 2.293 - \frac{t}{L} \right) t^{0.63} J^{0.47}$
$t > 3.65 \text{ m}$	$v = 39.77 \left( 0.822 - \frac{t}{L} \right) t^{0.53} J^{0.47}$	$v = 13.94 \left( 2.293 - \frac{t}{L} \right) t^{0.53} J^{0.47}$

Granice, w obrębie których formuła ta może być używana, są:

najmniejsza szerokość zwierciadła profilu

$$L = 10 \text{ m}$$

największy spadek

$$J = 0.005$$

największy stosunek  $\frac{t}{L}$

$$= 0.1$$

$t$  — oznacza średnią głębokość.

$L$  — szerokość przepływu

Porównawczy przykład.

Obliczyć ilość w. w. dla mostu na rzece Bugu pod Dubienką.

Spadek podłużny dla w. w. wynosi na podstawie podwójnej niwelacji okaza-  
nych przez ludność znaków  $J = 0\ 000097$

powierzchnia przepływu normalnej wody  $\omega_1 = 96\ 33\ m^2$

szerokość zw. wody  $L_1 = 46.00\ m$ ;

niwelata zw. normalnej wody  $92\ 606$  ;

poziom k. w.  $98\ 10$

powierzchnia przepływu bocznych części koryta  $\omega_2 = 1067\ m^2$

szerokość zw. w. w. bocznych przepływów  $L_2 = 1307\ m$

powierzchnia przepływu w. w. w głównym korycie  $\omega_0 = 368\ m^2$

Dla normalnej wody, dla której powierzchnia przepływu wynosi  $\omega_2 = 96\ 33\ m^2$   
zaś szerokość  $L_1 = 460\ m$ , otrzymujemy średnią głębokość:

$$t_1 = \frac{96.33}{46.0} = 2.09\ m.$$

Średnia głębokość w. w. w środkowej partji, czyli w głównym korycie  
będzie:

$$t_1 = 98\ 10 - 92\ 606 + 2\ 09 = 7\ 58\ m.$$

Dla bocznych części koryta średn. głębokość będzie:

$$t_2 = \frac{1067}{1307} = 0.82\ m$$

Prędkość przepływu będzie:

1) Według wzoru Ganquillet'a-Kutter'a.

dla głównego koryta, ponieważ  $J < 0.2\text{‰}$  stosujemy wzór b przy  $n = 0.025$ ,

$$V = K \sqrt{J \cdot t};$$

$$K = \frac{23 + \frac{1}{0.025} + \frac{0.00155}{0.000097}}{1 + \left[ 23 + \frac{0.00155}{0.000097} \right] \cdot \frac{0.025}{\sqrt{7.58}}} = 58.16$$

$$V = 58.16 \sqrt{0.000097 \times 7.58} = 1.576\ m/\text{sek.}$$

Dla bocznych części bierzemy z tablicy 7 przy  $t = 0.82$  i  $J = 0.000097$

$$V = 0.350\ m/\text{sek.}$$

Objętość w. w. wyniesie:

$$Q = 368 \cdot 1.576 + 1067 \cdot 0.350 = 579.97 + 373.45 = 953.42\ m^3/\text{sek}$$

2) Według Wzoru Bazin'a

Dla głównego koryta przy  $c = 1.80$ , a  $t = 7.58$

$$V = K \sqrt{J \cdot t} = \frac{87}{1 + \frac{1.3}{7.58}} \cdot \sqrt{0.000097 \cdot 7.58} = 59.123 \cdot 0.0271 = 1.60 \text{ m/sek.}$$

Dla bocznych części  $K$  z tablicy 8 będzie  $= 35.74$

$$V = 35.74 \sqrt{0.000097 \cdot 0.82} = 35.74 \cdot 0.00892 = 0.319 \text{ m/sek.}$$

wobec czego

$$Q = 368 \cdot 1.60 + 1067 \cdot 0.319 = 588.8 + 340.37 = 929.17 \text{ m}^3/\text{sek}$$

3) Według wzoru Hermanka

Dla głównego koryta  $b$  przy  $< 10 t$  prędkość  $V = K^1 \sqrt{t \cdot J}$

gdzie

$$K^1 = K \left[ 1 - 0.25 \frac{t}{b} \right]$$

przyczem dla  $t > 6 m$   $K = 50.2 + \frac{t}{2}$

$$\begin{aligned} V &= \left[ 50.2 + \frac{t}{2} \right] \cdot \left[ 1 - 0.25 \frac{t}{b} \right] \cdot \sqrt{t \cdot J} = \\ &= \left[ 50.2 + \frac{7.58}{2} \right] \cdot \left[ 1 - 0.25 \frac{7.58}{46} \right] \cdot \sqrt{7.58 \cdot 0.000097} = \\ &= 53.99 \cdot 0.9588 \cdot 0.0271 = 1.40 \text{ m/sek.} \end{aligned}$$

dla bocznych części przy  $t < 1.5 m$

$$K = 30.7 \sqrt{\quad} = 30.7 \cdot \sqrt{0.82} = 27.8$$

$$V = 27.8 \cdot \sqrt{0.82 \cdot 0.000097} = 0.248 \text{ m/sek.}$$

wobec czego  $Q = 363 \cdot 1.40 + 1067 \cdot 0.248 = 515.2 + 264.52 = 779.72 \text{ m}^3/\text{sek.}$

Według wzoru Lindboe'go

dla głównego koryta dla  $J < 0.0006$ ;  $t > 3.65 m$ ;

$$0.028 < \frac{t}{L} < 0.1, \text{ otrzymamy } t = \frac{\omega^0}{L} = \frac{368}{530} = 6.99 > 3.65;$$

$$\frac{t}{L} = \frac{7.58}{530} = 0.143 < 0.028$$



$$V = 9.62 \cdot \left( 2.293 - \frac{t}{L} \right) \cdot t^{0.43} \cdot J^{0.43} =$$

$$= 9.62 \cdot (2.293 - 0.143) \cdot 7.58^{0.53} \cdot 0.000097^{0.42} =$$

$$= 9.62 \cdot 2.15 \cdot 2.925 \cdot 0.0206 = 1.254 \text{ m/sek.},$$

dla bocznych części  $t = 0.82 \text{ m} < 1.12 \text{ m}$ ;  $\frac{t}{L} = \frac{0.82}{1307} = 0.000628 < 0.028$

$$V = 23.37 \cdot \left( 0.822 - \frac{t}{L} \right) \cdot t^{0.9} \cdot J^{0.42} =$$

$$= 23.37 \cdot \left( 0.822 - 0.000628 \right) \cdot 0.82^{0.9} \cdot 0.000097^{0.42} =$$

$$= 23.37 \cdot 0.821 \cdot 0.81 \cdot 0.0206 = 0.328 \text{ m/sek.}$$

wobec czego

$$Q = 368 \cdot 1.254 + 1067 \cdot 0.328 = 810.47 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

6) Według wzoru Gröger'a

Dla głównego koryta przy  $t = 7.58 > 2.0$  z grafikonu rys. 50 mamy

$$v = 1.33 \text{ m/sek.}$$

Dla bocznych części przy  $t = 0.82$  z tablicy 16 mamy

$$v = 0.295 \text{ m/sek.}$$

wobec czego

$$Q = 368 \cdot 1.33 + 1067 \cdot 0.295 = 804.2 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

7) Według wzoru prof. Matakiewicza

Z tablicy 13 dla głównego koryta przy  $t = 7.58 \text{ m}$

$$v = 1.519 \text{ m/sek.}$$

dla bocznych części przy  $t = 0.82 \text{ m}$

$$v = 0.322 \text{ m/sek.}$$

wobec czego

$$Q = 368 \cdot 1.519 + 1064 \cdot 0.322 = 902.56 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

## 2. Obliczenie objętości przepływu $Q \text{ m}^3/\text{sek}$ w. w. na podstawie wielkości i cech dorzeczy.

Obliczenia objętości przepływu przeprowadzane tym sposobem są znacznie mniej dokładne, niż obliczenia ze spadku i przekroju rzeki, nie porównując już z wynikami otrzymanymi za pomocą hydrometrycznych pomiarów, jednak gdy nie rozporządzamy danymi o przekroju i spadku rzeki, dla celów orientacyjnych możemy posłużyć się sposobem obliczenia opartym na wielkości i cechach dorzecza.

Najwięcej zbliżone wyniki do prawdy daje wzór podany przez inż. Dr. A. Pareńskiego ustawiony dla stosunków rzek na obszarze Polski.

### 1 Wzór inż. Dr. A. Pareńskiego

(Czas. Techn. 1925 r. 16 str. 273)

Autor dzieli wszystkie rzeki na dwie zasadnicze grupy:

Grupa A — rzeki rodzące się w górach jak Wisła, Dniestr oraz Karpackie dopływy tych arterji zbiorczych; w zależności



Wartości podane w tablicy są wartościami średniami, odpowiadającymi danej kategorii rzek, i należy używać ich tylko przy średnio przepuszczalnym dorzeczu.

Dla dorzeczy mało lub silnie przepuszczalnych należy używać wartości granicznych górnych, względnie dolnych, zależnie od przepuszczalności terenu.

Wartości graniczne współczynnika  $m$  dla 1  $km^2$  będą:

dla grupy $A$ i kat. dorzecza	I	II	III	IV	V	VI	VII
wart. gran.	{ górna 22·2	19·8	17·5	15·4	13·4	11·7	10·5
	dolna 19·8	17·5	15·4	13·4	11·7	10·5	9·5
dla grupy $B$ i kateg.	V	VI	VII				
wart. gran.	{ górna 4·4	2·8	<u>1·5</u>				
	dolna 2·8	1·5	1·0				

Objętość wielkich wód w potokach o wielkości dorzecza, w grupie  $A$ , mniejszej aniżeli 150  $km^2$ , a w grupie  $B$  mniejszej aniżeli 250  $km^2$ , należy liczyć wartością graniczną górną, względnie wartością o pół kategorii wyższą, np. objętość w. w. w potoku o 100  $km^2$  dorzecza w wysokości od 500 do 1000  $m$  n. p. morza, którego dorzecze jest mało przepuszczalne należy liczyć współczynnikiem 18·6, przy średnio przepuszczalnym dorzeczu—współczynnikiem 17·5, a przy silnie przepuszczalnym—współczynnikiem 16·4. Podobnie w grupie  $B$ .

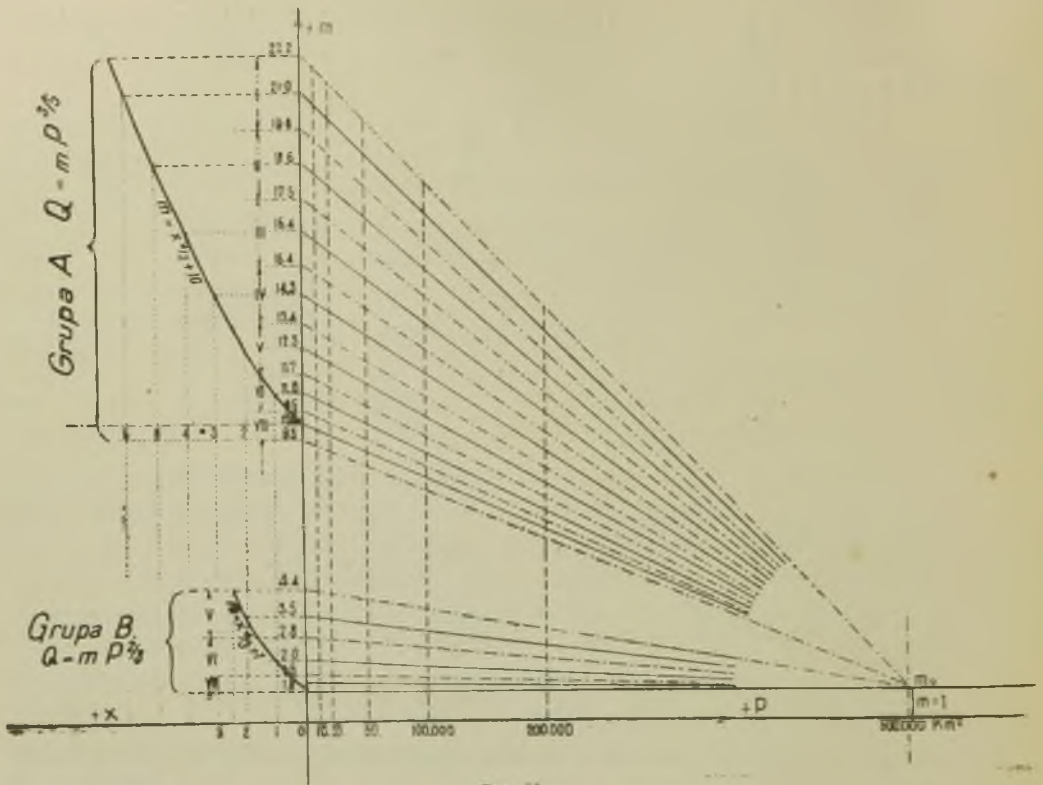
Przepuszczalność terenu należy indywidualizować zależnie od kategorii dorzecza. Np. w kategorii I  $A$ , II  $A$ , III  $A$  i IV  $A$  należy uważać za dorzecze nieprzepuszczalne lub mało przepuszczalne iglice skaliste, skały i kopuły o skalistym podłożu—średnio przepuszczalne, formy od iglic do kopuły i kopuły zalesione oraz zbudowane ze starszych utworów, względnie o podłożu zbudowanym z utworów starszych aż do ilów włącznie, silnie przepuszczalne kopuły i płaszczyzny mało zalesione, lub wcale niezalesione i zbudowane z utworów młodszych, począwszy od trzeciorzędu, a w kategorii VII  $B$  jako mało przepuszczalne dorzecza mające do 20% bagna (Turja, Styr; Horyń), średnio przepuszczalne mające od 20% do 50% bagna (Prypeć), silnie przepuszczalne, mające wyżej 50% bagna i moczarów (Jasiołda, Bobrik, Słucz Litewska, Struga).

Dorzecza większe jak 20 000  $km^2$  należy liczyć stale wartościami średniami, podanymi w tablicy 17.

Przy obliczeniu wymiarów mostów i przepustów można wprowadzić pewien współczynnik bezpieczeństwa, licząc współczynnik o pół kategorii wyższym podobnie, jak przy potokach o małej powierzchni dorzecza.

Autor wzoru podaje dla obliczenia współczynnika  $m$  grafik (Rys.51)

Wartość współczynnika  $m$  dla danej grupy wielkości dorzecza i kategorii znajdujemy na przecięciu prostopadłej do osi  $P$  w odległości danej ilością  $km^2$  z promieniem  $m-m_0$  odpowiadającym danej kategorii.



Rys. 51.

**Przykłady:**

**Grupa A.:**

1. Potok Litmirz lewy dopływ Jabłonki (dopływu Stryja), wysokość n. p. m. między 500 a 1000 m, pow. dorzecza  $P = 44 \text{ km}^2$ ,  $P^{3/5} = 9.68$ ,  $m = 17.5$ : (średnio przepuszczalny).

$$Q = 17.5 \times 9.68 = 169 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

2. Soła pod Czernichowem, wysokość między 500 a 1500 m n. p. m. dorzecze średnio przypuszczalne, a więc należy przyjąć średnią wartość współczynnika leżącego między 500 a 1500 m czyli  $m = 17.5$ ,  $P = 1042 \text{ km}^2$ ,  $P^{3/5} = 64.67$ .

$$Q = 17.5 \times 64.67 = 1133 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

3. Czeremosz przy ujściu do Prutu. Dorzecze mało przepuszczalne, wysokość n. p. m od 500 do 2000 m.,  $P = 2604 \text{ km}^2$ ,  $P^{3/5} = 112.04$

$$Q = 20.9 \times 112.04 = 2342 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

4. Stryj pod Synowódzkim Wyżn. m wysokość n. poz. morza od 500 do 1000 m dorzecze silnie przepuszczalne,  $m = 15.4$ ,  $P = 1518 \text{ km}^2$ ,  $P^{3/5} = 82.006$

$$Q = 15.4 \times 82.006 = 1263 \text{ m}^3/\text{sek.}$$



5. Wisła pod Krakowem (na granicy terenu pagórkowatego i płaskiego, średnio przepuszczalnego),  $P = 7920 \text{ km}^2$ ,  $P^{3/5} = 218.39$

$$m = \frac{(11.7 - 1) \cdot (500\,000 - 7920)}{500\,000} + 1 = 11.53,$$

$$Q = 11.53 \times 218.39 = 2518 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

6. Wisła pod Sanłomierzem (Wisła + San), dorzecze płaskie,  $P = 50275 \text{ km}^2$ ,  $P^{3/5} = 6619$ ,  $m = 10$ .

$$Q = 10 \times 6619 = 6618 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

7. Wisła w Szpicy Montawskiej (przed rozwidleniem w deltę) teren płaski, średnio przepuszczalny,  $P = 193000 \text{ km}^2$ ,  $P^{3/5} = 1490.5$ .

$$m = \frac{(11 - 1) \cdot (500\,000 - 193\,000)}{500\,000}$$

$$Q = 7.14 \times 1490.5 = 10642 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

8. Dniestr pod Haliczem, dorzecze bagniste  $P = 14659 \text{ km}^2$ ,  $P^{3/5} = 315.98$ ,  $m = 9.73$ .

$$Q = 9.73 \times 315.98 = 3075 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

#### G r u p a B.

9. Potok Łukwica w Majdanie prawobrzeżny dopływ Dniestru dorzecze średnio przepuszczalne  $P = 95 \text{ km}^2$ ,  $P^{2/3} = 20.82$ ,  $m = 4.4$

$$Q = 4.4 \times 20.82 = 91.6 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

10. Strypa przy ujściu, dorzecze średnio przepuszczalne,  $P = 1624 \text{ km}^2$ ,  $P^{2/3} = 138.16$ ,  $m = 3.49$

$$Q = 3.49 \times 138.16 = 481 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

11. Styr w miejscowości Stare Konie (przed rozwidleniem się w deltę) dorzecze mało przepuszczalne,  $P = 12232 \text{ km}^2$ ,  $P^{2/3} = 230.88$ ,  $m = 1.49$ .

$$Q = 1.49 \times 230.88 = 791 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

12. Prypeć przy ujściu, dorzecze średnio przepuszczalne,  $P = 117446 \text{ km}^2$ ,  $P^{2/3} = 2390.3$ .

$$Q = 1.19 \times 2390.3 = 2844 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

## 2. Wzór prof. Iszkowskiego.

Duże zastosowanie uzyskał wzór prof. Iszkowskiego, w którym za podstawę obliczenia przyjęto średnią arytmetyczną wodę w normalnym roku  $Q_0$ .

Wprowadzając następujące oznaczenia:

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

$P$  — powierzchnia dorzecza w  $km^2$ ,

$C_h$  i  $C_m$  — współczynniki odpływu,

$\mu$  — moduł dorzecza,

$\nu$  — współczynnik jakości i wielkości dorzecza,

średnia arytmetyczna woda w norm. roku będzie:

$$Q_0 = \frac{1.000.000 \cdot C_h \cdot h \cdot P}{365 \cdot 24 \cdot 60 \cdot 60} = 0.03171 \cdot C_h \cdot h \cdot P \cdot m^3/sek.$$

a stąd:

1. Absolutnie najmniejszy odpływ  $Q_1 = 0.2 \cdot \nu \cdot Q_0 \cdot m^3/sek.$

2. Średnio arytmetyczny odpływ najmniejszych odpływów z szeregu lat  $Q_2 = 0.4 \cdot \nu \cdot Q_0 \cdot m^3/sek.$

3. Robocza woda — odpływ w normalnym roku najdłużej trwającej  $Q_3 = 0.7 \cdot \nu \cdot Q_0 \cdot m^3/sek.$

4. Odpływ absolutnie największej wody  $Q_4 = C_m \cdot \mu \cdot h \cdot P \cdot m^3/sek.$

względnie dla dorzeczy rozpadających się na części o różnych wartościach  $C_m$  i  $h$

$$Q_4 = \mu \cdot (C_{m_1} \cdot h_1 \cdot P_1 + C_{m_2} \cdot h_2 \cdot P_2 + \dots + C_{m_n} \cdot h_n \cdot P_n),$$

gdzie  $\mu$  — w tym wypadku znaleźć należy z Tabl. 18 dla łącznej powierzchni dorzecza

$$P = P_1 + P_2 + \dots + P_n.$$

Wartości współczynników  $C_h$ ,  $C_m$  i  $\mu$  podają poniższe tablice.

**Tablica 18** Wartości współczynnika  $\mu$  (moduł dorzecza)

$P$ $km^2$	$\mu$	$P$ $km^2$	$\mu$	$P$ $km^2$	$\mu$	$P$ $km^2$	$\mu$	$P$ $km^2$	$\mu$
$\leq 1$	10.0	200	6.87	1.400	4.320	8.000	3.060	110.000	1.980
10	9.5	250	6.70	1.600	4.145	9.000	3.038	120.000	1.920
20	9.0	300	6.55	1.800	3.960	10.000	3.017	130.000	1.855
30	8.5	350	6.37	2.000	3.775	20.000	2.909	140.000	1.790
40	8.23	400	6.22	2.500	3.613	30.000	2.801	150.000	1.725
50	7.95	500	5.90	3.000	3.450	40.000	2.693	160.000	1.650
60	7.75	600	5.60	3.500	3.350	50.000	2.575	170.000	1.575
70	7.60	700	5.35	4.000	3.250	60.000	2.470	180.000	1.500
80	7.50	800	5.12	4.500	3.200	70.000	2.365	190.000	1.425
90	7.43	900	4.90	5.000	3.125	80.000	2.260	200.000	1.350
100	7.40	1.000	4.70	6.000	3.103	90.000	2.155	225.000	1.175
150	7.10	1.200	4.515	7.000	3.082	100.000	2.050	250.000	1.000

Tablica 19      Wartości współczynników  $C_h$   $C_m$

L. p.	Topograficzne oznaczenie terenu	$C_h$	$C_m$ dla dorzecza kateg.			
			I	II	III	IV
1	Bagna, niziny . . . . .	0.20	0.017	0.030	—	—
2	Płasczyzny i płaskowzgórza . . . . .	0.25	0.025	0.040	—	—
3	Płasczyzny w połączeniu z pagórkami . . . . .	0.30	0.030	0.055	—	—
4	Pagórki o łagodnych stokach . . . . .	0.35	0.035	0.070	0.125	—
5	Stromsze pagórki i przedgórze . . . . .	0.40	0.040	0.082	0.155	0.400
6	Wzgórza jak Erdeny, Eifel, Westerdal, wogóle wysoki większych pasm gór średnio: . . . . .	0.45	0.045	0.100	0.190	0.450
7	Wzgórza jak: Harz, Turyngski las, Frankoński las, Rhön, 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 stromości max.	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

Wybór wartości  $C_m$  z Tablicy Nr. 19, prof. Iszkowski określa następująco:

Kategoria A. Dorzecze o silnie przepuszczalnym terenie przy średniej roślinności:

- 1) dla  $P < 1000 \text{ km}^2$  przyjmować  $C_m$  z kolumny II, tylko dla gleb bardzo przepuszczalnych żwirowych lub grubego piasku . . . . . I
- 2) dla  $P = 1000 - 4000 \text{ km}^2$  kombinacja „ I i II
- 3) dla  $P > 4000 \text{ km}^2$  . . . . . I

Kategoria B. Dorzecze średnio przepuszczalne, górskie lub pagórkowate, o silnej roślinności (ziemie uprawne):

- 1) dla terenu płaskiego lub falistego . . . z kolumny II
- 2) „ „ wyższego przy  $P$  do  $150 \text{ km}^2$  „ III
- 3) „ „ „ „  $P=150-1000 \text{ km}^2$  komb. „ II i III
- 4) „ „ „ „  $P=1000-4000$  „ „ „ I i II
- 5) „ „ „ „  $P > 4000 \text{ km}^2$  „ „ I

Kategoria C. Dorzecze nieprzepuszczalne, górzyste lub pagórkowate przy średniej roślinności wogóle stosować należy z kolumny III

- 1) Przy większych wzniesieniach ponad poziomem morza dla  $P$  do  $5000 \text{ km}^2$  z kolumny II  
 " " "  $P=5000-12000 \text{ km}^2$  komb. " III i IV  
 " " "  $P > 12000 \text{ km}^2$  " I i II
- 2) Przy stromych stokach dla  $P$  do  $50 \text{ km}^2$  " IV  
 " " " "  $P=50-300 \text{ km}^2$  komb. " III i IV
- Kategoria D. Dorzecze bardzo nieprzepuszczalne w górach bez roślinności lub z wątlą dla dorzeczy najwyżej do  $300 \text{ km}^2$  z kolumny IV.

**Tablica 20. Wartości współczynnika  $\nu$**

I. Od jakości pokładów i siły roślinności	
a) $\nu = 1.0$	Średnia roślinność i przepuszczalność
b) $\nu = 1.5$	" " w okolicy licznych jezior i stawów
c) $\nu = 0.4-0.8$	Silna przepuszczalność, a słaba roślinność lub mniejsza przepuszczalność, a silna roślinność
d) $\nu = 1.0$	Teren nieprzepuszczalny na płaszczynach
e) $\nu = 0.8-0.5$	" " w okolicach pagórkowat.
f) $\nu = 0.6-0.3$	" " w górach
g) $\nu = 0.3$ do $0$	" " w górach skalistych
liczne stawy i jeziora zwiększają te wartości aż do 50%.	
II. Od wielkości dorzecza	
a) przy $P \leq 200 \text{ km}^2$ przy słabej roślinności: $\nu$ jak pod I lub nieco mniejsze	
b) " " " przy silnej roślinności: $\nu$ jak pod I zmniejsza się aż do 25%	
c) " $P = 200 - 20\ 000 \text{ km}^2$ — $\nu$ jak pod I	
" $P = 20\ 000 - 50\ 000 \text{ km}^2$ $\nu$ jak pod I pewiekszyć należy o 15%	
" $P = 50\ 000 - 100\ 000 \text{ km}^2$ $\nu$ " " " " " " 50%	
III. Od rozkładu opadów; w miarę jednostajności opadów rośnie $\nu$ :	
a) w klimacie morskim do 50% poz. 1	
b) w stepach i na wielkich płaszczynach do 20%	

### .3 Wzór Inż. R. Lauterburga.

Inżynier R. Lauterburg (Winer Allg. Bauzeitung 1887) podaje wzór na wielką doroczną wodę w następującej formie:

$$Q = \left[ \frac{14.4}{3.6 + 0.0001 \cdot P} + 1 \right] \cdot 0.03964 \cdot \alpha \cdot h \cdot P \text{ m}^3/\text{sek}$$

gdzie

$P$  — oznacza wielkość dorzecza w  $\text{km}^2$

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

$\alpha$  — współczynnik odpływu podany w Tablicy 21.



**Tablica 21. Wartości współcz. odpływu.  $\alpha$**

Rodzaj dorzecza	T E R E N								
	bardzo nieprzepuszcz.			średnio przepuszcz.			bardzo przepuszcz.		
	Spad podłużny i poprzeczny terenu								
	bardzo stromy	średnio	płaski	bardzo stromy	średnio	płaski	bardzo stromy	średnio	płaski
	$J > 35\%$	35—11%	11—3·5%	$J > 35\%$	35—11%	11—3·5%	$J > 35\%$	35—11%	11—3·5%
Kompleksy lasów, luźne 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, częściami lasy . . .	0·75	0·65	0·55	0·65	0·55	0·45	0·55	0·35 do 0·45	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

Obok podanych powyżej wzorów istnieje jeszcze cały szereg innych, jak Sprengla, Grunskiego, Graveliusa, Paschera i wiele innych, wszystkie jednak mogą służyć tylko do ogólnej orientacji w ilości przepływu w. w., dla projektu należy zawsze wykonać dokładniejsze pomiary i obliczenia.

### Wysokość warstwy średniego rocznego opadu $h$

Wysokość warstwy średniego rocznego opadu  $h$  należy wypośredkować z danych roczników hydrograficznych z całego szeregu lat.

Wyjątek stanowią przy obliczaniu  $Q$ , mniejsze zlewnie, dla których w równinach przy  $P$  do  $100 \text{ km}^2$ , w okolicy zaś podgórskiej, pagórkowatej lub górzyściej przy  $P$  do  $300 \text{ km}^2$ , przyjmować należy najmniej  $h = 1·00 \text{ m}$ .

Tablica 22, dla dorzeczy w Polsce, zawiera wysokości przeciętne miesięczne i roczne za dwudziestoletni 1891/1910 okres, według danych Instytutu Meteorologicznego w Warszawie.

Tablica 22. Wysokości średnich opadów dla dorzeczy w Polsce za okres dwudziestoletni 1891/1910 r.

Miejscowość	M i e s i a c e												Średn. roczn.
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	

I. Bieg dolny Wisły.

Hel . . . . .	29	24	28	24	35	41	61	67	48	47	47	38	489
Gdańsk . . . . .	34	29	34	32	50	60	68	63	43	36	47	41	537
Kościierzyna . . . . .	44	32	41	37	53	61	84	67	53	38	49	46	505
Chojnice . . . . .	33	29	38	36	56	51	68	64	42	30	41	39	527
Bydgoszcz . . . . .	33	26	44	35	52	56	65	54	40	33	36	37	511
Aleksandrów . . . . .	29	26	35	40	47	55	71	55	41	34	29	33	495
Ciechocinek . . . . .	28	26	34	39	48	54	66	56	40	34	30	32	487
Włocławek . . . . .	30	28	37	38	49	58	64	54	38	31	28	34	489
Wymyślin . . . . .	31	26	32	38	48	52	69	64	38	33	32	29	492

II. Dorzecze Bzury (z Utratą i Rawką).

Ostrowy . . . . .	27	21	32	38	46	52	69	49	34	31	28	29	456
Kutno . . . . .	32	27	38	41	49	59	81	57	39	35	30	35	523
Leśmierz . . . . .	31	28	31	38	45	57	78	56	38	32	32	32	498
Łowicz . . . . .	28	24	33	45	52	67	86	68	42	35	32	33	545
Koluszki . . . . .	30	20	31	45	44	70	77	49	42	32	33	29	502
Skierniewice . . . . .	29	24	30	45	50	66	80	53	38	34	31	30	510
Żyrardów . . . . .	27	27	32	43	54	60	89	64	41	35	32	28	532
Młodzieszyn . . . . .	26	29	27	36	49	57	80	51	38	30	28	28	479
Łagiewniki . . . . .	30	24	34	46	46	67	80	57	41	36	32	33	526

III. Pilica i bieg środkowy Wisły (strona lewa).

Warszawa (Muz.) . . . . .	30	28	30	42	48	66	85	68	38	29	35	34	533
Warszawa (Obs.) . . . . .	34	26	33	41	51	64	80	64	42	32	37	36	540
Piotrków . . . . .	36	26	34	45	45	64	85	49	41	33	33	30	521
Silniczka . . . . .	36	36	39	44	64	74	94	63	57	41	45	40	633
Konieczpol . . . . .	34	32	36	52	64	90	101	77	52	44	41	39	662
Radom . . . . .	24	25	30	36	47	69	88	59	41	33	30	31	513

IV. Wieprz i bieg środkowy Wisły (strona prawa).

Siennica . . . . .	30	29	31	42	54	74	100	73	45	36	39	36	589
Dęblin . . . . .	27	28	28	41	49	86	98	61	39	33	39	32	561
Sobieszyn . . . . .	20	20	23	40	48	83	91	62	39	33	36	28	523
Puławy . . . . .	27	27	29	40	57	82	99	70	40	33	35	33	572
Nałęczów . . . . .	20	22	24	36	46	83	95	62	38	34	28	24	512
Lublin . . . . .	28	27	30	40	45	80	97	59	44	36	31	32	549

Miejscowość	M i e s i a c e												Średn. roczn.
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	

V. Wisła Górna.

Cieszyn . . . . .	46	46	54	78	107	151	162	122	79	74	51	49	1019
Kraków . . . . .	26	31	39	43	74	108	136	100	59	55	40	36	747
Zakopane . . . . .	51	46	55	74	118	177	184	129	92	69	50	56	1101
Tarnów . . . . .	29	35	39	49	78	133	130	78	52	50	42	35	730
Przemysł . . . . .	32	32	33	48	59	95	108	84	55	53	45	40	684
Łazy . . . . .	38	33	34	51	63	86	87	62	47	45	43	37	626
Ząbkowice . . . . .	35	34	35	47	68	86	102	83	54	49	36	40	669
Jędrzejów . . . . .	33	32	37	40	62	75	102	73	46	44	38	37	619
Staszów . . . . .	25	20	26	40	46	59	88	65	43	37	33	28	510
Rytwiany . . . . .	21	21	26	39	52	76	93	64	41	36	33	27	529

VI. Dorzecze Narwi.

Mława . . . . .	32	28	32	35	52	57	79	61	38	33	33	35	515
Płońsk . . . . .	22	21	23	28	40	51	65	59	33	25	24	27	418
Modlin . . . . .	28	24	31	38	52	58	74	65	38	29	31	33	501
Stariesielce . . . . .	25	29	25	43	51	85	91	69	42	34	39	31	564
Wądołki Borowe . . . . .	25	25	27	39	48	82	76	74	41	32	37	31	537
Osowiec . . . . .	28	27	29	43	59	78	85	81	45	35	38	35	583
Białobrzegi . . . . .	29	28	28	42	49	86	78	79	38	33	37	30	557
Białystok . . . . .	28	31	25	43	54	83	89	74	42	33	38	37	577

VII. Dorzecze Bugu.

Rybienska . . . . .	29	26	28	40	53	75	86	68	41	30	38	33	547
Zuzel . . . . .	24	22	26	37	54	68	82	68	38	31	34	31	515
Korytnica . . . . .	30	26	29	39	52	71	90	68	39	31	37	34	546
Krzymosze . . . . .	26	26	24	42	49	71	92	71	38	30	33	31	530
Michałki . . . . .	25	27	25	39	49	75	86	69	44	34	36	34	543
Brześć Lit. . . . .	28	27	25	46	57	86	90	53	42	37	36	32	559
Mokransy . . . . .	23	25	26	47	56	85	94	67	48	36	38	30	575
Chełm . . . . .	26	29	25	42	53	84	96	60	44	38	35	32	564
Bielsk . . . . .	29	28	29	44	49	80	78	72	44	34	40	32	559
Białowieża . . . . .	24	27	26	47	49	85	80	67	46	34	29	33	547
Kozły . . . . .	26	25	26	46	53	79	90	75	46	37	40	31	574
Kamienica . . . . .	27	29	30	47	52	82	82	74	44	38	39	36	580
Sokal . . . . .	28	30	29	40	57	98	95	83	42	49	38	34	623
Lwów (Uniw.) . . . . .	32	34	39	48	71	116	122	86	53	53	46	33	733

VIII. Dorzecze Odry (Warta z Prosną).

Inowrocław . . . . .	27	23	37	37	46	46	66	52	40	28	28	33	463
Poznań . . . . .	29	25	35	37	63	46	79	48	41	28	36	35	502
Trzemesno . . . . .	29	27	42	36	57	46	73	50	41	27	36	38	502
Ostrowo . . . . .	33	33	39	35	66	62	75	52	39	34	39	40	547
Oleśno . . . . .	42	40	51	58	58	89	94	72	53	52	45	46	700
Racibórz . . . . .	32	25	35	48	74	92	100	96	61	55	37	34	689
Katowice . . . . .	38	40	41	56	70	96	92	91	58	52	42	42	714
Turek . . . . .	30	28	36	43	51	58	75	50	40	36	33	32	512

Miejscowość	M i e s i ą c e												Średn. roczn.
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	
Kalisz . . . . .	29	26	36	40	54	55	78	49	35	32	32	32	498
Nowo-Radomsk . . .	34	29	34	41	54	68	85	55	46	38	36	34	554
Częstochowa . . . .	37	35	36	49	57	76	90	67	48	39	38	36	608
Myszków . . . . .	32	31	34	38	58	78	91	77	51	45	38	42	615

IX. Dorzecze Niemna.

Kowno . . . . .	37	31	33	45	53	79	87	96	46	42	47	42	638
Wierzbołowo . . . .	34	28	30	39	50	65	73	74	45	34	40	39	551
Marjampol . . . . .	35	28	31	39	51	75	75	77	44	34	38	35	562
Suwałki . . . . .	36	31	32	48	51	82	86	78	47	37	46	43	617
Sejny . . . . .	31	26	31	42	48	78	83	80	42	34	40	35	570
Swiśtocz . . . . .	26	26	27	47	57	79	91	73	48	38	37	30	579
Druskieniki . . . . .	31	31	30	41	50	85	91	90	42	42	44	36	613
Święciany . . . . .	31	27	28	37	45	83	76	98	51	44	45	38	603
Wilno . . . . .	33	28	27	38	47	77	82	96	46	40	44	36	594
Koszedary . . . . .	36	31	28	43	49	72	78	87	45	40	45	38	592
Wiśniów . . . . .	31	28	23	41	50	74	91	78	41	37	49	38	581
Lida . . . . .	36	31	29	39	49	79	91	78	42	37	46	39	596
Feliksów . . . . .	30	27	27	42	58	88	97	72	40	36	38	32	587
Parchuty . . . . .	30	30	29	44	56	89	90	38	50	36	43	38	603
Słonim . . . . .	32	32	30	41	53	79	85	65	43	38	43	36	577

X. Dorzecze Dniepru

Mińsk . . . . .	38	37	35	44	55	85	93	78	43	38	47	41	634
Horki . . . . .	30	26	25	31	47	73	88	70	41	35	33	28	527
Wasilewicz . . . . .	33	28	32	48	61	84	106	57	56	44	37	41	627
Pińsk . . . . .	27	29	29	49	53	77	96	59	46	41	39	37	583
Ratno . . . . .	23	22	23	40	55	94	106	69	45	34	35	30	576
Lubomle . . . . .	22	24	25	40	55	94	104	66	44	41	34	28	577
Kowel . . . . .	24	23	26	40	52	95	105	72	45	36	38	29	585
Kiwerce . . . . .	24	27	25	41	65	82	92	66	45	41	37	28	573
Zdołbunowo . . . . .	23	22	26	40	65	82	86	65	43	46	37	29	564
Zytomierz . . . . .	24	21	29	41	47	72	87	50	47	47	33	27	525
Kijów . . . . .	36	34	43	44	46	75	77	47	47	50	33	34	566

XI. Dorzecze Dniestru i Bugu.

Tarnopol . . . . .	27	19	27	43	61	89	92	63	42	49	34	24	570
Chyrow . . . . .	28	30	35	56	77	121	120	89	59	62	39	35	751
Stryj . . . . .	29	27	34	51	73	118	113	82	57	56	42	29	711
Borysław . . . . .	35	33	42	65	86	147	135	94	65	73	48	41	864
Kam. Podolski . . . .	24	29	26	44	69	79	76	46	41	38	34	24	531
Kiszyniów . . . . .	23	24	31	33	49	61	60	28	29	34	29	25	426
Mikołajów . . . . .	25	28	27	27	29	79	43	28	20	32	23	24	395
Odesa (Uniw.) . . . .	28	26	25	23	26	51	39	26	20	33	22	27	346



Opadowe materiały podane w powyższej Tablicy 22 zebrane są ze 108 stacji w dorzeczach Polski. Brakujące lata dostrzeżeń dopełnione zostały przy pomocy redukcji według stacji sąsiednich przez Biuro Meteorologiczne Sieci Warszawskiej i stacji Meteorologicznej przy Muzeum Przemysłu i Rolnictwa.

Dla obszaru b. Królestwa Kongresowego miesiącem otrzymującym najmniej opadu, jest luty (5% sumy rocznej), najwięcej obfitującym w opady — lipiec (16%), a po nim czerwiec i sierpień (13% i 12%). W milimetrach liczby średnie 20-letnie wynoszą dla lutego 26 mm opadu, dla lipca 85 mm, czerwca 73 mm, a sierpnia 67 mm. Liczby te wzrastają stopniowo od minimum w lutym do maximum w lipcu, lecz w drugiej połowie roku (w listopadzie) następuje słabsze zresztą, bo tylko 1% wynoszące, wzmoczenie się opadu, jako ślad maximum druzędnego.

Rozkład sum rocznych daje następujący obraz przebiegu opadu, największa ilość około 600 mm spada w dorzeczu górnej Wisły, a także i w dorzeczu Niemna.

Izohyeta następna (550 mm) przebiega prawie dokoła kraju przez górny bieg Warty i Pilicy, Wisłę w bliskości ujścia Sanu, obejmuje cały obszar południowo-wschodni i wschodni wraz ze środkowym biegiem Wisły między Wieprzem a Bugiem. Wreszcie trzecia izohyeta (500 mm) biegnie od środkowego biegu Warty, obejmując Bzurę i dolny bieg Wisły do Narwi, odgraniczając niedochodzące do 800 mm opady dolnego biegu Wisły. Ogółem biorąc, dwie dziedziny wyższych opadów znajdujemy w północno-wschodniej i południowo-zachodniej części b. Królestwa Kongresowego, niższe zaś opady w dolnym biegu Wisły, od którego opady wznoszą się powoli w kierunku wschodnim i północno-wschodnim, a szybko w kierunku południowym (ku terenowi górzystemu).

### Wielkość dorzecza $P$ .

$P$  wyznaczyć należy dla dużych rzek na mapie 1 : 300000, dla małych 1 : 25000 lub 1 : 100000, przeprowadzając linię po wododziałach między daną rzeką i jej przeległą, aż do miejsca w którym zamierzamy przekroczyć rzekę mostem.

Płaszczyznę oblicza się w  $km^2$  bądź za pomocą planimetru, bądź też dzieleniem powierzchni dorzecza na  $n$  pasków o równych szerokościach  $a$  liniami równoległymi.

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

### Przykład

Obliczyć ilość przepływu w. w. dla mostu przez rzekę Bóg pod Dubienką pow. Hrubieszowskiego powyższymi wzorami.

W g. wzoru prof. ISZKOWSKIEGO

Dorzecze rzeki Bugu do miejsca projektowanego mostu rozbijamy na następujące partje o różnych  $h$  i sile roślinności:

1) Dorzecze rzeki Bugu do miejsca w którym wpływają doń rzeki Rata i Sołokija wynosi  $P_1 = 3155 \text{ km}^2$  (patrz Rzeki i Kanały Żeglowne R. Ingardena) o opadach atmosferycznych  $h = 0.65 \text{ m}$ , — teren bagnisty, współczynnik  $C_m$  z Tablicy 19 przyjmujemy średni między kolumnami I i II

$$C_m = \frac{0.017 + 0.03}{2} = 0.023$$

2) Dorzecze dopływu rz. Raty wynosi  $P_2 = 1808 \text{ km}^2$ , zaś  $h = 0.7 \text{ m}$ , teren również bagnisty, wobec czego  $C_m$  jak wyżej = 0.023.

3) Dorzecze dopływu rzeki Sołokiji wynosi  $P_3 = 914 \text{ km}^2$ ,  $h = 0.75 \text{ m}$ , współczynnik spływu  $C_m = 0.03$ .

4) Dorzecze rzeki Bugu poniżej przytoczonych dopływów  $P_4 = 5263 \text{ km}^2$  przy  $h = 0.75 \text{ m}$  i  $C_m = 0.04$ .

Moduł dla całego dorzecza  $3155 + 1808 + 914 + 5263 = 11140 \text{ km}^2$

$$\mu = 3.00$$

Na podstawie wzoru prof. Iszkowskiego otrzymujemy:

$$Q = \mu \left[ C_{m1} \cdot h_1 \cdot P_1 + C_{m2} \cdot h_2 \cdot P_2 + \dots + C_{mn} \cdot h_n \cdot P_n \right] =$$

$$= 3.00 \left[ 0.023 \cdot 0.65 \cdot 3155 + 0.023 \cdot 0.7 \cdot 1808 + 0.03 \cdot 0.75 \cdot 914 + 0.04 \cdot 0.75 \cdot 5263 \right] =$$

$$= 765 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

W g. wzoru R. LAUTERBURGA

Przyjmując dla wielkości  $h$  — wartości jak i przy użyciu wzoru prof. Iszkowskiego, zaś dla  $\alpha$  — jako dla terenu płaskiego i średnio przepuszczalnego o silnej roślinności (role uprawne łąki i pastwiska), z tablicy № 21  $\alpha = 0.50$ , zatem otrzymujemy:

$$Q \left( \frac{14.4}{3.6 + 0.3155} + 1 \right) \cdot 0.03964 \cdot 0.50 \cdot 0.65 \cdot 3155 +$$

$$+ \left( \frac{14.4}{3.6 + 0.1808} + 1 \right) \cdot 0.03964 \cdot 0.50 \cdot 0.70 \cdot 1808 +$$

$$+ \left( \frac{14.4}{3.6 + 0.6177} + 1 \right) \cdot 0.03964 \cdot 0.50 \cdot 0.75 \cdot \left( 914 + 5263 \right) =$$

$$= 717 \text{ m}^3/\text{sek}$$

W g. wzoru inż. A. PAREŃSKIEGO

Grupa B, kategoria dorzecza — płaszczyny  $P = 11140 \text{ km}^2$ ,  $P^{2/3} = 498.66$

$$Q = 1.49 \times 498.66 = 743 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

## II OBLICZENIE ILOŚCI PRZEPLYWU WIELKIEJ WODY PRZY MAŁYCH ZLEWNIACH.

Czynniki wpływające na ilość odpływu w. wody.

Ilość w. w. w sekundę, która może spłynąć ze zlewni o wielkości do  $50 \text{ km}^2$ , będzie największą od ulewnego deszczu.

Na ilość tę mają wpływ następujące czynniki, cechujące daną zlewnię:

### 1 Wielkość dorzecza, intensywność i czas trwania ulewy.

Ulewy w większości wypadków przechodzą wąskim lecz dość długim pasem po powierzchni ziemi, mogą zatem objąć całą lub tylko część zlewni. Od grubości warstwy opadu w czasie ulewy odniesionej do jednostki czasu, czyli od tak zwanej intensywności ulewy zależy objętość spływającej wody do otworu obiektu drogowego.

Deszcz ulewny niema jednostajnej intensywności. Na mniejszych obszarach przypuścić możemy jedno centrum deszczu o największym natężeniu, począwszy od którego wraz z oddaleniem w kołach współśrodkowych natężenie maleje. Jednak nie posiadając możliwości różniczkowania natężenia ulewy w zależności od wielkości zlewni, przy budowie drogowych obiektów musimy poprzestać w swych obliczeniach na intensywności, odpowiadającej wielkości średniej dla całej zlewni.

Na mocy danych meteorologicznych stacji ustalono, że im gwałtowniejszą jest ulewa, tem trwa ona krócej. Czas trwania ulewy bywa od paru minut do paru godzin, przyczem intensywność opadu stopniowo maleje.

Dla ustalenia max. intensywności, odpowiadającej średniej wielkości dla danego rejonu, należałoby zasięgnąć każdorazowo cyfrowych danych z meteorologicznej stacji tegoż rejonu, i na mocy danych z całego szeregu lat wypośredkować największą średnią intensywność ulewy. Jednak stacji tych jest niewiele i posiłkowanie się ich danymi byłoby ryzykowne, ponieważ nie zawsze dane te odpowiadałyby największem ulewom w poszczególnych punktach miejscowości. Skutkiem tego otrzymalibyśmy otwory niewystarczające, co mogłoby spowodować rozmycie drogowej grobli. Aby takich ewentualności uniknąć zostały przepisane normy opadu, od których przy obliczaniu światła mostów nie wolno odstępować.

Na mocy danych rosyjskich meteorologicznych stacji za dwuletni okres od 1903 — 1905 r. prof. Berg podaje następującą Tablicę 23 największych ulew dla różnych rejonów w mm/min.

**Tablica 23. Największych ulew**

№ porz.	REJON ROSJI	Czas trwania ulewy w min.				
		1—5	5—15	16—30	31—45	45—1g
1	Północny . . . . .		1·07	0·97	0·55	0·48
2	Północno — zachodni (Wojew. Wileńskie, Nowogródzkie, i Poleskie) . . . . .	1·84	2·21	1·12	1·07	0·90
3	Zachodni (b. Kongresówka) . . . . .	3·83	1·83	1·75	1·25	0·86
4	Centralny . . . . .	1·90	2·94	1·36	0·95	0·56
5	Wschodni . . . . .	1·50	1·27	1·02	0·81	0·41
6	Połudn. wschodni . . . . .		2·72	1·50	0·94	0·46
7	Połudn. zachodni (Woj. Wołyńskie) . . . . .	5·65	2·15	2·35	1·12	0·92

## 2 *Długość i szerokość dorzecza.*

Jeżeli dorzecze jest długie, to woda z miejsc więcej oddalonych spłynie do otworu obiektu później, niż z miejsc bliskich otworu i przy krótkich ulewach nie zwiększy ilości przepływu w. w.

Przy krótkich dorzeczach woda z całej zlewni spłynie prawie jednocześnie i wytworzy znaczną ilość przepływu nawet przy krótkiej ulewie. Podobnie jak długość w tenże sposób wpływa na ilość przepływu w. w. i szerokość dorzecza.

## 3 *Spadek dorzecza.*

Od średniego spadku całej długości dorzecza, t. j. od punktu wierzchołkowego zlewni, aż do otworu obiektu, zależy prędkość, z którą woda płynie w głównym łóżysku. Im większy będzie ten spadek, tem prędzej woda przypłynie do otworu i połączy się z wodą, spływającą z bliższych miejscowości zlewni, powiększając w ten sposób ilość przepływu w. w.

## 4 *Spadek łóżyska w pobliżu otworu.*

Od spadku tego zależy prędkość przepływu w. w. do otworu, a ponieważ od prędkości przyływu zależy wysokość spiętrzenia wody przed otworem, przeto im większy będzie spadek łóżyska w pobliżu otworu, tem mniejszą będzie różnica prędkości przyływu w wolnem niezabudowanym łóżysku, a prędkością przepływu, którą dopuścimy w obiekcie zeależnie od sposobu wzmocnienia łóżyska.

## 5 *Poprzeczny przekrój łóżyska u wlotu wody do otworu obiektu.*

Im większe łóżysko i stromsze stoki, tem więcej zwarty potok, większa głębokość i tem większa prędkość przyływu, a co w ślad za tem idzie, mniejszy otwór mostu lub przepustu.

## 6 *Przepuszczalność gruntu i siła roślinności.*

Od przepuszczalności gruntu i siły roślinności zależy ilość ulewnej wody, która zostaje pochłonięta przez ziemię lub która wyparuje przed dojściem do otworu, a tem samem nie będzie mieć wpływu na ogólną ilość w. w. przepływającej przez otwór w sekundę. Droga badań ustalono, że skalne grunta z dużą ilością szczelin i grunta silnie przepuszczalne zdolne są pochłonać prawie wszystką wodę nawałnego deszczu. Granitowe i gliniaste grunta pochłaniają od 30% do 40% ogólnego opadu.

Jeżeli dorzecze pokryte silną roślinnością (grunta uprawne), to pochłonięcie stanowi od 25 — 43% ogólnego opadu.

Prócz powyższych przyczyn na zdolność pochłonięcia wody gruntem ma wpływ i stopień nasycenia go wilgocią przed przyjsciem nawałnicy. Jeżeli grunt jest przesycony wilgocią to więcej w siebie wody nie przyjmie i wszystka woda od nawałnicy spłynie do otworu obiektu.



## Wzory do obliczenia ilości odpływu $Q$ w. wody pochodzącej od deszczów nawalnych.

### a) Wzór inż. Lauterburga

Za podstawę swego wzoru inż. R. Lauterburg przyjął dla szwajcarskich warunków jednogodzinną ulewę o opadzie  $0.035 \text{ mm}$  na sekundę i podał w formie:

$$Q = Q_m + \alpha \cdot F \cdot \frac{32}{31 + P} \text{ m}^3/\text{sek.},$$

gdzie

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

$Q_m$  — „ ilość małej wody, przy której wezbranie nastąpiło, przy zbozczach dzikich zwykle  $Q_m = 0$ , przy małych rzeczках i strumykach, zasilanych źródłami  $Q_m$  można przyjąć ze wzoru prof. Iszkowskiego  $Q_2$  lub  $Q_3$

$\alpha$  — współczynnik odpływu podany w tablicy 21.

Dla okolic o innych max opadach jak szwajcarskie, wyniki otrzymane z powyższego wzoru należy pomnożyć przez  $\frac{H}{0.035 \times 60} = \frac{H}{2.1}$  gdzie  $H$  max. opad w  $\text{mm}$  w minutę.

### b) Przy projektach kolejowych obiektów w Bawarii dla obliczeń ilości przepływu wielkich wód używane są dwa wzory:

I) Wzór prof. Hofmanna (s. Hofmann D. B. 1899 № 47) dla zlewni od 1 — 200  $\text{km}^2$

$$Q_{max} = m \cdot \frac{P}{1 + P} \cdot \left( 1 - 0.4 \cdot \frac{P_l}{P} \right),$$

gdzie  $P$  — wielkość powierzchni zlewni w  $\text{km}^2$ ,

$P_l$  — zalesiona część zlewni w  $\text{km}^2$ ,

$m$  — współczynnik zależny od spadku doliny, a mianowicie:

przy spadku większym niż 2 %	$m = 4.50$
" " 2.0 — 0.5%	$m = 3.75$
" " mniejszym niż 0.5 %	$m = 3.00$

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

II) Wzór prof. Dr.-inż. R. Wejraucha dla potoków o długości doliny do 10  $\text{km}$ , przy założeniu opadu  $0.5 \text{ mm}$  w minutę, z których 50 %

odpływa, wówczas odpływ wynosiłby z 1 km<sup>2</sup>  $q = 4.2 \text{ m}^3/\text{sek.}$ , dla tych założeń w Bawarii na największy przepływ w. w. używają wzoru

$$Q_{max} = 4.2 \cdot n_1 \cdot n_2 \cdot n_3 \cdot n_4 \cdot P \text{ m}^3/\text{sek.}$$

przyczem współczynniki  $n_1, n_2, n_3$  i  $n_4$  należy wstawić z następującej tablicy

**Tablica 24.** Wartości współczynnika  $n_1, n_2, n_3$  i  $n_4$

Długość doliny	$n_1$	Zalesienie	$n_2$
0 — 2 . . . . .	1.0	bez lasów . . . . .	1.0
3 . . . . .	0.9		
4 . . . . .	0.83	$\frac{1}{4}$ zalesienia . . . . .	0.9
5 . . . . .	0.75		
6 . . . . .	0.68	$\frac{1}{2}$ " . . . . .	0.8
7 . . . . .	0.63		
8 . . . . .	0.58	$\frac{3}{4}$ " . . . . .	0.7
9 . . . . .	0.53		
10 . . . . .	0.50	$\frac{4}{4}$ " . . . . .	0.6
Stromość terenu	$n_3$	Przepuszczalność gruntu	$n_4$
Teren silnie górzysty ze stromymi stokami . . .	1.0	Teren nieprzepuszczalny	1.0
Teren silnie pagórkowaty	0.95	Teren słabo przepuszczalny . . . . .	0.9
Teren średnio pagórkowaty . . . . .	0.90	Teren średnio przepuszczalny . . . . .	0.8
Teren częściowo płaski	0.85	Teren silnie przepuszczalny . . . . .	0.7
Teren bardzo płaski . .	0.80		

c) Wzór Kreśnika.

$$Q_{max} = \alpha P \frac{30}{0.5 + P} \text{ m}^3/\text{sek.},$$

gdzie wartość współczynnika  $\alpha$  waha się od 1 do 0.6 przy zlewaniach  $P = 1 \text{ km}^2$ ,  $\alpha$  należy przyjmować = 1.

d) Wzór używany na kolejach saksońskich.

$$Q_{max} = \alpha P$$

gdzie wartość dla  $\alpha$  podana w tablicy 25.

Tablica 20.

**Wartości współczynnika  $\alpha$  we wzorze saksońskich kolei.**

Długość dorzecza	T E R E N   Z L E W N I					
	Górzysty		Pagórkowaty		Płaski	
	bez lasów	zale-siony	bez lasów	zale-siony	bez lasów	zale-siony
1 km . . . . .	8 <sup>x)</sup>	4·0	6·6	3·3	4·0	2·0
do 2 „ . . . . .	7 <sup>x)</sup>	3·5	5·8	2·9	3·5	1·8
„ 4 „ . . . . .	6	3·0	4·5	2·3	3·0	1·5
„ 8 „ . . . . .	4	2·0	3·0	1·5	2·0	1·0
„ 12 „ . . . . .	3	1·5	2·3	1·2	1·5	0·8
„ 16 „ . . . . .	2	1·0	1·5	0·8	1·0	0·5
„ 16 „ . . . . .	1	0·5	0·8	0·4	0·5	0·3

*e) Wzór Köstlina.*

Austrjacki inżynier Köstlin oparł swój wzór na danych z ulewy, która miała miejsce w południowych Węgrach.

Według tych danych opad w ciągu 10 minut stanowił 9·7 mm. czyli w sekundę 0·16 mm. Rezultat swych dociekań podał w formie:

$$Q_{max} = 16 \cdot \alpha \cdot P m^3/sek$$

gdzie  $\alpha$  — współczynnik zależny od długości dorzecza podany w tablicy 26  
 $P$  — wielkość zlewni w  $km^2$ .

Tablica 26.      **Wartość  $\alpha$  we wzorze Köstlina.**

Długość dorzecza <i>km</i>	do 3·5	3·5—7	7—10·5	10·5—14	14—17·5
Dla terenów górzystych	$\frac{1}{2}$	$\frac{3}{8} - \frac{1}{4}$	$\frac{1}{4} - \frac{3}{16}$	$\frac{3}{16} - \frac{1}{8}$	$\frac{1}{8} - \frac{1}{16}$
Dla terenów płaskich $J < 0·005$	$\frac{1}{4}$	$\frac{3}{16} - \frac{1}{8}$	$\frac{1}{8} - \frac{3}{32}$	$\frac{3}{32} - \frac{1}{16}$	$\frac{1}{16} - \frac{1}{32}$

Tiefenbacher przytrzymując się wzoru Köstlina ułożył tablicę 27 w której podaje wprost ilość odpływu w sześciennych metrach z 1 km zlewni na sekundę w zależności od długości dorzecza.

Tablica 27.      **Ilości odpływu w  $m^3$  z 1  $km^2$  zlewni w sekundę.**

Długość dorzecza <i>km</i>	do 4	4—8	8—12	12—16	16
Dla terenu górzystego $Q m^3/sek$	7·5	7·5—3·75	3·75—2·75	2·75—1·88	1·38
Dla terenu płaskiego gdy $J < 0·005$ $Q m^3/sek$	3·75	3·75—1·88	1·88—1·38	1·38—0·94	0·69

f) Wzór prof. Nikolai.

Rosyjski prof. Nikolai po wypadku rozbicia się pociągu w 1900 r. na linii Charków—Bałaszowo Południowo-Wschodnich Kolei, skutkiem rozmycia nasypu wodą, spowodowaną gwałtowną ulewą, na mocy zarządzenia Min. Komunikacji ogłosił ankietę między wszystkimi zarządami kolejowymi i okręgami komunikacji wodnej i szosowej Imperjum Rosyjskiego co do wystarczalności wzoru inż. Köstlina i uzgodnienia go z miejscowymi warunkami. Na mocy zebranego w ten sposób materiału opartego na obserwacji wystarczalności mostów obliczanych według wzoru Köstlina, podał swój wzór w formie.

$$Q_{max} = 16 P \alpha \cdot \beta m^3/sek$$

gdzie —  $P$  powierzchnia zalewni w  $km^2$   
 $\alpha$  — współczynnik zależny od długości dorzecza  
 $\beta$  — „ „ „ „ spadku dorzecza  
 wielkości  $\alpha$  i  $\beta$  podaje tablica № 28.

**Tablica 28. Wartości  $\alpha$  i  $\beta$**

Długość dorzecza <i>km</i>	$\alpha$	Spadek dorzecza w ‰	$\beta$
0·5	1	1	$\frac{3}{16}$
1·0	$\frac{11}{12}$	2	$\frac{4}{16}$
2·0	$\frac{3}{4}$	3	$\frac{5}{16}$
3·0	$\frac{7}{12}$	4	$\frac{6}{16}$
3·5	$\frac{1}{2}$	5	$\frac{8}{16}$
7·0	$\frac{1}{4}$	7	$\frac{14}{16}$
10·5	$\frac{3}{16}$	10	1·3
14·0	$\frac{1}{8}$	50	1·50
17·5	$\frac{1}{16}$		

Sredni spad przy wyznaczeniu  $\beta$  otrzymuje się według wzoru  $J = \frac{\Sigma b J l}{\Sigma b l}$ , gdzie  $b$  i  $l$

szerokości i długości poszczególnych partji dorzecza o jednakowym spadzie.

Jeżeli powierzchnia poprzecznych stoków ze średnim spadem mniejszym niż 3‰ stanowi  $\frac{1}{3}$  lub więcej powierzchni zlewni  $P$ , to objętość  $Q$   $m^3/sek$  w. w. należy brać:

przy  $P=5-30 km^2$ ..... $0\cdot8 Q m^3/sek$   
 $P=30-50$  „ „  $0\cdot7 Q$  „

Przy wielkościach  $P$  pośrednich,  $Q$  otrzymuje się drogą interpolacji linjowej między 0·7 i 0·8  $Q$

Wielkości pośrednie należy brać przez interpolację linjową. Przy długości dorzecza mniejszej niż 0·5  $km$   $\beta$  należy brać =  $\frac{1}{2}$ .

Jeżeli dorzecze składa się z paru poprzecznych dolin, należy  $Q$  obliczać jako sumę przepływów główną doliną i bocznymi, w zależności od ich powierzchni, spadu i długości, przyczem za długość bocznych dolin należy przyjmować długość składającą się z długości dorzecza bocznego i części długości dorzecza głównego od ujścia doliny bocznej do otworu mostowego.







### R O Z D Z I A Ł III.

## OBLICZENIE WIELKOŚCI ŚWIATŁA OBIEKTÓW DROGOWYCH.

Prawidłowe obliczenie światła mostów i przepustów ma doniosłe znaczenie nie tylko ze względów ekonomicznych, lecz i z uwagi na prawidłowy przepływ wody. Niestety dla obliczenia bezwzględnie pewnych wielkości światła nie posiadamy ścisłych wskazówek.

Wszystkie dotychczas stosowane sposoby obliczenia dają przybliżone rezultaty, ponieważ, z braku dokładnych prawideł ruchu wody w rzece, osnute są na czysto teoretycznych podstawach, nie mówiąc już, że nie uwzględniają należycie ubocznych zjawisk, towarzyszących ruchowi wody w mostowych otworach, które również dokładnie nie są zbadane.

W ostatnich czasach niemiecki inżynier Rehbock wykonał cały szereg doświadczeń w wodnym laboratorium w Karlsruhe celem bliższego zbadania zjawisk jakie występują przy zwężeniu profilu odpływu podporami mostu. Wyniki tych dociekań, które Rehbock nie uważa za ukończone, naprowadziły go na szereg ciekawych wniosków które w odpowiednich miejscach będą przytoczone.

Stosowane sposoby obliczenia światła zależne są nie tylko od przyjętych teoretycznych podstaw, lecz i od ubocznych warunków, wpływających bądź z terenu, jak wysokość dopuszczalnego spiętrzenia lub głębokość wymycia dna łożyska, bądź też z wymagań stawianych żegluga, spławem, warunkiem wyzyskania siły wodnej, wreszcie od przyjętego rodzaju posadowień podpór mostu.

Za wystarczającą wielkość światła obiektu należy uważać, gdy wielka woda przepływa wszystkimi otworami swobodnie, nie podmywając posadowień podpór i nie tworząc zbyt wielkiego spiętrzenia wody, które utrudniałoby spław i żeglugę; gdy lud nie tworzy zatorów u przyczółków i podpór mostu wreszcie, gdy przy niskim stanie wody nie powstają w obrębie mostu odkłady ruchomego materiału łożyska rzeki. Ten ostatni warunek dotyczy nie tyle wielkości światła, wiele racjonalnego zaprojektowania poprzecznego profilu przekroju pod mostem.

Bez względu na sposób, którego użyjemy dla obliczenia światła, musimy znać ilość przepływu wód przy niskim, normalnym i najwyższym stanie.

Ilość przepływu niskich i normalnych wód dają pojęcie o potrzebnej szerokości przekroju głównego koryta, dla racjonalnego przeprowadzenia regulacyjnych robót, celem uniknięcia w związku z budową obiektu formowania się odkładów ruchomego materiału łóżyska.

Objętość największego przepływu służy do bezpośredniego obliczenia najmniejszego światła obiektu.

Zależnie od ilości przepływu w. w. sposoby obliczenia światła obiektów dzielimy na dwie zasadnicze grupy:

- I. Obliczenie wielkości światła dużych mostów.
- II. Obliczenie wielkości światła małych mostów i przepustów.

## I. OBLICZENIE WIELKOŚCI ŚWIATŁA DUŻYCH MOSTÓW.

Światła dużych mostów muszą być wystarczające do przepuszczenia pod mostem absolutnie największej, tak zwanej katastrofalnej wody, pochodzącej w większości wypadków od topnienia śniegów.

Sposoby obliczenia objętości przepływu tej wody zostały podane w rozdziale II.

Gdybyśmy wyznaczyli światło mostu równe szerokości przepływu w przekroju katastrofalnych wód, to zbudowaniem mostu nie spowodowalibyśmy żadnej zmiany w przepływie wody w rzece, jednak względy ekonomiczne wymagają możliwie najkrótszego mostu, co pociąga za sobą zmniejszenie szerokości przepływu katastrofalnych wód pod mostem. Zmniejszenie szerokości przepływu powoduje podniesienie stanu wielkiej wody powyżej i w obrębie mostu, następuje tak zwane spiętrzenie wody, a co zatem idzie zwiększenie prędkości przepływu.

Znaczne zwężenie szerokości przepływu może do tego stopnia zwiększyć jego szybkość, że naruszymy równowagę gruntu łóżyska rzeki, nastąpi wymycie dna, które stopniowo posuwając się może sięgnąć znacznej głębokości.

Do 1880 roku światła dużych mostów obliczano w założeniu, że wymycie dna łóżyska przepływu jest wogóle niedopuszczalne.

Od roku 1880, gdy przy fundowaniu podpór mostu poraz pierwszy zastosowano kesony, pozwalające na głębokie założenie posadowień podpór, w obliczeniach wielkości światła dużych mostów przy gruntach łatwo ulegających wymyciu jak piaszczyste i ilowate, zaczęto uwzględniać możliwość zwiększenia po wybudowaniu mostu powierzchni poprzecznego przekroju przepływu w. w. przez wymycie dna łóżyska do zgóry określonej głębokości.

Jeżeli rzeka przepływa w łóżysku twardem, trudno ulegającym wymyciu, jak glina, skały i t. p. lub gdy rodzaj posadowień podpór



nie zezwala na głębokie ich założenie, jak to ma miejsce w drewnianych mostach na drewnianych jarzmach, to wymycie może być niemożliwe lub niedopuszczalne.

Sposób obliczania wielkości światła osnuty na dopuszczalności wymycia dna łożyska rzeki ma dużą wartość pod względem ekonomicznym, ponieważ zezwala na wydatne zmniejszenie długości mostu, a temsamem jego kosztu.

Wobec tego przy obliczeniu światła mostów rozróżniamy zasadnicze dwa wypadki:

A) Gdy rodzaj gruntu dna łożyska i rodzaj posadowień mostowych podpór nie zezwalają na głębokie ich założenie, wówczas wymycia łożyska zupełnie nie dopuszczamy, względnie dopuszczamy wymycie na bardzo nieznaczną głębokość.

B) Gdy rodzaj gruntu dna łożyska i rodzaj posadowień mostowych podpór zezwalają na głębokie ich założenie, wówczas dopuszczamy wymycie do znacznej głębokości.

W obydwóch wypadkach zasadniczym warunkiem będzie, by prędkość przepływu wody pod mostem po dokonaniu wymyciu przy absolutnie największym stanie wody gwarantowała nienaruszalność posadowień przyczółków i filarów mostu, co możliwe będzie tylko wówczas, gdy prędkość przepływu osiągnie taką wielkość, przy której nie będzie w stanie dokonać dalszego wymycia danego rodzaju gruntu łożyska.

Przy wyznaczaniu tej prędkości można posilkować się danymi z tablicy 32

**Tablica 32 dopuszczalnych prędkości  $v_1$  po dnie, przy których wymycie łożyska ustaje.**

Rodzaj gruntu łożyska przepływu	prędkość w m/sek. $v_1$
Łowaty grunt . . . . .	0·20
Gлина bardzo słaba (naniesiona) . . . . .	0·30
„ średniej twardości . . . . .	0·60
„ twarda . . . . .	1·20
Piasek rzeczny drobny ruchomy . . . . .	0·30
„ zwykły . . . . .	0·50
„ ostry gruboziarnisty (podżwirze) . . . . .	0·80
Żwir drobnoziarnisty i żwirowate gliny . . . . .	0·90
„ gruboziarnisty . . . . .	1·25
Otoczaki wielkości kurzego jaja . . . . .	1·25
„ większe . . . . .	1·50
Szyfrowe konglomeraty . . . . .	2·20
Skalne grunta słabe . . . . .	3·00
„ „ twarde . . . . .	2·25

Gdyby jednak z jakichkolwiek przyczyn szybkość przepływu k. w. przekroczyła dopuszczalną prędkość przepływu dla danego rodzaju gruntu łożyska, lub gdy z tych czy innych względów pożądanę będzie umyślnie zwiększyć prędkość przepływu, wówczas musimy sztucznie wzmocnić łożysko przepływu.

Podwodne części łożyska można wzmocnić kamiennym narzutem albo faszynowemi materacami; skarpy i teren zalewowy powyżej poziomu niskiego stanu wód można wzmocnić brukiem lub opłotkami wypełnionemi kamieniem.

Wyznaczając w tych wypadkach prędkość przepływu możemy posilkować się danemi tablicy 33.

**Tablica 33. dopuszczalnych prędkości  $v_2$  przy wzmocnionem dnie, przy których wymycie łożyska ustaje.**

Rodzaj wzmocnienia	prędkość w m/sek. $v_2$
Narzut kamienny ze żwiru wielkości kurzego jaja . . . . .	1·50
" " z dużych kamieni . . . . .	2·00
Pojedynczy bruk . . . . .	2·00
Podwójny bruk . . . . .	3·00
Opłotki wypełnione kamieniem . . . . .	3·50

**A. Obliczenie wielkości światła mostu, gdy ze względu na rodzaj posadowienia mostowych podpór, zupełnie nie dopuszczamy, względnie dopuszczamy tylko bardzo nieznaczne wymycie dna łożyska rzeki.**

W wypadkach gdy rodzaj posadowień mostowych podpór nie zezwala na głębokie ich założenie i przy dość trwałym gruncie łożyska, zezwalającym na zwiększenie prędkości przepływu po wybudowaniu mostu, światło powinno czynić zadość warunkom, by zwiększona prędkość skutkiem zmniejszenia powierzchni przekroju przepływu nie była większą od prędkości, przy której następuje wymycie gruntu łożyska, lub by wymycie to było o tyle nieznaczne, by nie spowodowało podmycia posadowień podpór.

W rzekach o zwartem głównem korycie i szerokich a płytkich wiosennych wylewach, w stosunku do głębokości głównego koryta, zachowanie normalnego spiętrzenia, które powinno wynosić kilka lub kilkanaście centymetrów, wymagałoby zbyt długiego mostu.

Dla otrzymania możliwie najkrótszego mostu staramy się osiągnąć możliwie największą koncentrację profilu poprzecznego przekroju przepływu w. w., co dokonywujemy drogą pogłębienia go.

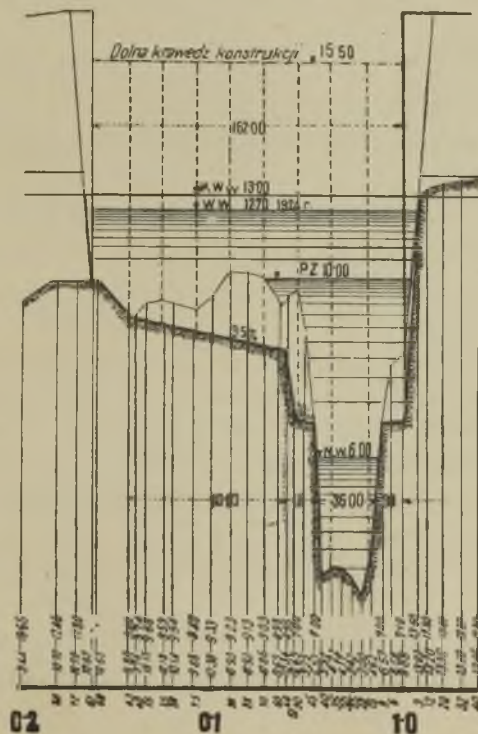
Pogłębienie może być dokonane na całej szerokości przepływu pod mostem lub tylko w jego części.

W nieregulowanych rzekach, występujących z brzegów w czasie katastrofalnych wód, odpowiednio pogłębiamy zalewową część łożyska rzeki, na szerokości całego lub części mostu do poziomu od 0.5 do 1.00 *m* wyżej średniego stanu wody w rzece, rozprzestrzeniając to pogłębienie na 0.75 do 2 długości mostu w górę rzeki i na 0.5 do 1 długości w dół rzeki, zależnie od podłużnego spadku terenu i innych miejscowych warunków.

Jeżeli rzeka posiada wysokie brzegi przy dość zwartym głównym korycie, a nie szerokie wylewy w. w., wówczas skoncentrowanie profilu przekroju przepływu pod mostem osiągamy przez odpowiednie poszerzenie głównego koryta ponad poziomem średniego stanu wód w rzece, poszerzenia tego dokonywujemy na przestrzeni około pięciokrotnej szerokości poszerzonego koryta w górę i na przestrzeni około trzykrotnej szerokości w dół rzeki.

Zależnie od konfiguracji doliny rzeki poszerzenie i pogłębienie może być jednostronne lub obustronne. Rys. 52 i 53.

### PRZEKRÓJ POPRZECZNY POD OSI MOSTU RZeki BUG POD UŚCIŁUGIEM.



SKALA DŁUGOŚCI | 1000  
WYSOKAŚCI | 200

Wogóle zaznaczyć należy, że kształt profilu poprzecznego przekroju łożyska, jaki dla przepływu w. w. na danej przestrzeni rzeki założymy, nie może być obrany dowolnie, mając jedynie na względzie otrzymanie najkrótszego mostu, profil ten musi mieć ogólny kształt zgodny z przyrodzonymi przekrojami rzeki w najwięcej zwartych jej przepływach.

Roboty związane z poszerzeniem i pogłębieniem profilu przepływu przy nowobudujących się mostach, nie wywołują znacznych dodatkowych kosztów, gdyż uzyskana w ten sposób ziemia łatwo zostaje zużytkowana, przy sypaniu dojazdów do mostu i wałów, kierujących prądem wielkiej wody,

Z powyższych uwag wynika, że obliczenie wielkości światła dużych mostów składa się z dwóch części.

I. Obliczenia niezbędnej powierzchni poprzecznego przekroju przepływu pod mostem, czyli potrzebnej płaszczyzny zwilżonego przekroju rzeki przy wielkiej wodzie.

II. Obliczenia szerokości tego przepływu, uwzględniając możliwie największą koncentrację zwilżonego przekroju rzeki.

W tej też kolejności rozpatrzmy przeprowadzenie obliczenia światła dużych mostów.

## I. Obliczenie niezbędnej powierzchni poprzecznego przekroju przepływu pod mostem.

Tu mogą zajść dwa wypadki:

- 1) Gdy rzeka przy k. w. nie występuje z brzegów t. j. dolina rzeki nie posiada zalewowej części łożyska.
- 2) Gdy rzeka występuje z brzegów tworząc zalewową część doliny.

Wypadek 1, gdy dolina rzeki nie posiada zalewowej części.

Wprowadzamy następujące oznaczenia:

- $\Omega$  — poszukiwana niezbędna powierzchnia poprzecznego przekroju przepływu pod mostem,
- $\omega$  — powierzchnia poprzecznego przekroju przepływu rzeki w wolnym niezabudowanym korycie,
- $v$  — średnia prędkość przepływu odpowiadająca przepływowi przy k. w. w wolnym niezabudowanym korycie,
- $Q$  — objętość największego przepływu odpowiadająca katastrofalnemu stanowi wody w rzece,
- $\mu$  — współczynnik kontrakcji czyli zwężenia wywołanego podporami mostu.

Przyjmujemy, że światło mostu wówczas będzie wystarczające jeżeli przy największej objętości przepływu  $Q$ , odpowiadającej k. w. śre-



dnia prędkość przepływu pod mostem będzie równą średniej prędkości, którą rzeka miała w wolnym niezabudowanym korycie przy tymże stanie wody.

Wychodząc z tego założenia możemy napisać:

$$Q = \frac{\omega \cdot v}{\text{wolne niezabud. koryto}} = \frac{\mu \cdot \Omega \cdot v}{\text{koryto pod mostem}}$$

skąd

$$\Omega = \frac{\omega}{\mu} \dots \dots \dots 1.$$

Równanie to daje nam prostą zależność między poszukiwaną niezbędną powierzchnią poprzecznego przekroju przepływu pod mostem ( $\Omega$ ), a powierzchnią przepływu w wolnym niezabudowanym korycie rzeki ( $\omega$ ).

Z równania tego widać, że powierzchnia poprzecznego przekroju przepływu pod mostem nie zależy ani od ilości przepływu  $Q$  ani od prędkości przepływu  $v$ , a tylko od wzajemnego stosunku  $\frac{Q}{v}$  tych wielkości, ponieważ  $\omega = \frac{Q}{v}$ .

Powierzchnia przepływu  $\omega$  wolnego niezabudowanego poprzecznego przekroju przepływu niewątpliwie powinna odpowiadać partji rzeki z równomiernym ruchem wody. Z jednego zdjętego poprzecznego przekroju rzeki sądzić o równomierności ruchu wody w danej partji rzeki nie możemy, należy conajmniej posiadać z danej partji rzeki dwa poprzeczne przekroje zdjęte w miejscach o najwięcej zwartem korycie, podliczyć dla nich powierzchnie  $\omega$  i zwilżone obwody  $p$ , a następnie wyliczyć hydrauliczne promienie  $r = \frac{\omega}{p}$ . Jeżeli otrzymane powierzchnie  $\omega$  i hydrauliczne promienie  $r$  niewiele różnią się w poszczególnych przekrojach, wówczas ruch wody przyjąć możemy za równomierny. Z tego względu przy studjach w polu należy zdjąć conajmniej dwa przekroje rzeki, lepiej jednak ilość ich zwiększyć zależnie od charakteru rzeki.

Należy wyjaśnić, którym przekrojem  $\omega$  należy posilkować się przy obliczaniu  $\Omega$ .

Oznaczmy powierzchnie poszczególnych poprzecznych przekrojów przez  $\omega_1, \omega_2, \omega_3, \dots \dots \omega_n$  i powiedzmy, że między nimi zachodzi następująca zależność  $\omega_1 < \omega_2 < \omega_3 \dots \dots < \omega_n$ .

Jeżeli średnie prędkości przepływu odpowiadające tem przekrojom oznaczymy przez  $v_1, v_2, v_3 \dots \dots v_n$ , to, ponieważ ilość przepływu dla danej partji rzeki jest stałą, będziemy mieć

$$Q = \omega_1 v_1 = \omega_2 v_2 = \omega_3 v_3 = \dots \dots = \omega_n v_n.$$

Najmniejszą powierzchnię przepływu posiada pierwszy przekrój (min  $\omega = \omega_1$ ), wobec tego temu przekrojowi odpowiada największa prędkość przepływu. Ponieważ pod mostem możemy dopuścić największą prędkość jaką rzeka miała w wolnym niezabudowanym korycie

w pobliżu przyszłego obiektu, przeto przy obliczeniu niezbędnej powierzchni poprzecznego profilu przepływu należy posilkować się tym przekrojem, który posiada najmniejszą powierzchnię min  $\omega$ .

Wobec tego równanie 1 przybiera kształt.

$$\Omega = \frac{\min \omega}{\mu} \dots \dots \dots 2.$$

Stąd wynika, że jeżeli rzeka płynie w zwartym łożysku i nie posiada zalewowych części przy k. w., to należy zdjąć parę poprzecznych przekrojów przepływu i, posilkując się najmniejszym z nich, t. j. min  $\omega$ , obliczyć wzorem (2) niezbędną powierzchnię poprzecznego przekroju przepływu  $\Omega$ . Poprzeczny ten przekrój służy podstawą do dalszych obliczeń.

Wypadek 2, gdy rzeka występuje z brzegów, tworząc zalewową część doliny.

Wprowadzamy następujące oznaczenia:

- $\Omega$  — poszukiwana niezbędna powierzchnia poprzecznego przekroju przepływu pod mostem,
- $\omega_0, \omega_1, \omega_2$  — powierzchnie poprzecznych przekrojów przepływu w wolnym niezabudowanym korycie i na zalewach,
- $v_0, v_1, v_2$  — średnie prędkości przepływów w wolnym niezabudowanym korycie i na zalewach przy k. w.
- $\alpha_1, \alpha_2$  — stosunek prędkości w wolnym niezabudowanym korycie do prędkości na zalewach.
- $Q$  — objętość największego przepływu, odpowiadająca k. w. w rzece,
- $\mu$  — współczynnik kontrakcji, czyli zwężenia, wywołanego podporami mostu.

Przyjmujemy w myśl zasady wypowiedzianej poraz pierwszy przez prof. M. A. Bielelubskiego dla mostu przez rz. Wołgę na Orenburgskiej kolei, że średnia prędkość przepływu pod mostem absolutnie w. w. równa się średniej prędkości przepływu w. w. w wolnym niezabudowanym głównym korycie t. j. prędkości, z którą woda płynęła w głównym korycie przed jej zwężeniem do czasu pobudowania na niej mostu.

Wychodząc z tego założenia i na podstawie stałości przepływu w zabudowanym i niezabudowanym łożysku mamy:

$$Q = \frac{\omega_0 v_0 + \omega_1 v_1 + \omega_2 v_2}{\text{wolne niezabudowane łożysko.}} = \frac{\mu \cdot \Omega \cdot v_0}{\text{zwężone łożysko mostem.}} \dots \dots 3$$

Sprowadzamy prędkość przepływu na zalewach do prędkości głównego koryta, t. j. wprowadzamy

$$v_1 = \alpha_1 v_0$$

$$v_2 = \alpha_2 v_0,$$

wówczas

$$\omega_0 v_0 + \alpha_1 \omega_1 v_0 + \alpha_2 \omega_2 v_0 = \mu \Omega v_0$$

albo

$$\mu \Omega = \omega_0 + \alpha_1 \omega_1 + \alpha_2 \omega_2 \dots \dots \dots 4$$

Z równania (4) widać, że niezbędna powierzchnia przepływu  $\Omega$  pod mostem nie zależy ani od absolutnej wielkości objętości przepływu  $Q$ , ani od prędkości  $v_0$ , a tylko od stosunku jaki zachodzi między temi wielkościami, t. j. od  $\frac{Q}{v_0}$ , ponieważ prawa część równania (4) jest nic in-

nego jak  $\frac{Q}{v_0}$ .

Prawa część równania (4) przedstawia powierzchnię przepływu hydraulicznie ekwiwalentną ogólnej powierzchni całego poprzecznego przekroju przepływu wody niezabudowanej rzeki, którą oblicza się przy pomocy współczynników  $\alpha_1, \alpha_2$ .

Nieco dalej zajmujemy się wyznaczeniem wielkości tych współczynników, narazie zaznaczę, że wyprowadza się je ze wzoru prędkości Bazin'a lub Ganguillet-Kutter'a dla równomiernego przepływu wody. Z tego więc względu pomiary potrzebne dla określenia hydraulicznych promieni i powierzchni zwilżonych przekrojów rzeki, powinny być dokonane w partji rzeki z możliwie równomiernym ruchem wody. Równomierność ruchu wody można określić praktycznie. W tym celu należy w paru punktach rzeki dokonać zdjęć hydrometrycznych przekrojów, obliczyć dla każdego z nich hydraulicznie ekwiwalentne powierzchnie i hydrauliczne promienie, a następnie porównać otrzymane rezultaty.

Jeżeli w dwóch sąsiednich hydrometrycznych przekrojach otrzymamy dużą różnicę między hydraulicznie ekwiwalentnymi powierzchniami przepływu z jednej strony i między hydraulicznymi promieniami głównego koryta z drugiej strony, to w partji rzeki między temi hydrometrycznymi przekrojami ruch wody odbywa się z różnymi prędkościami, wobec czego będzie niedopuszczalne dla danej partji rzeki stosować wzory wprowadzone przy równomiernym ruchu, które mają nam posłużyć do obliczenia współczynników  $\alpha$  hydraulicznej ekwiwalentności. Zatem tej partji rzeki nie możemy przyjmować pod uwagę.

Odwrotnie jeżeli dla dwóch sąsiednich hydrometrycznych przekrojów otrzymamy niewielką różnicę między ich hydraulicznie ekwiwalentnymi powierzchniami przepływu i hydraulicznymi promieniami głównego koryta rzeki, ruch wody w tej partji możemy przyjąć za bliski do równomiernego ruchu i danymi z tej partji możemy posilkować się przy dalszych obliczeniach światła mostu.

Możliwy jest wypadek, że pomiary wykażą nam parę partji rzeki, w których ruch okaże się równomiernym; wówczas zachodzi pytanie, którą z tych partji należy posilkować się przy dalszych obliczeniach.

Rozpatrzmy pierwszą z tych partji rzeki zawartą między hydrometrycznymi przekrojami  $A_1$  i  $B_1$ . Oznaczmy przez  $F_1$  średnią wielkość



obydwuch, prawie równych między sobą, hydraulicznie ekwiwalentnych powierzchni przepływu w przekrojach  $A_1$  i  $B_1$ , wówczas objętość przepływu w partji  $A_1$  i  $B_1$  będzie  $F_1 v_1$ , gdzie  $v_1$  równomierna prędkości przepływu w głównym korycie w wolnej niezabudowanej rzece.

Dalej oznaczymy przez

- $A_2 B_2, A_3 B_3, \dots A_n B_n$  — pozostałe partje rzeki, w których również stwierdzono równomierny ruch wody,  
 $F_2, F_3 \dots F_n$  — średnie wielkości hydraulicznie ekwiwalentnych powierzchni przepływu, odpowiadające pozostałym partjom rzeki,  
 $v_2, v_3 \dots v_n$  — równomierne prędkości przepływu w głównym korycie w wolnej niezabudowanej rzece.

Objętość przepływu wody we wszystkich tych partjach pozostaje ta sama, wobec czego

$$Q = F_1 v_1 = F_2 v_2 = F_3 v_3 = \dots = F_n v_n$$

Powiedzmy, że między średnimi wielkościami hydraulicznie ekwiwalentnych powierzchni przepływu zachodzi następująca zależność

$$F_1 < F_2 < F_3 \dots < F_n$$

Największą powierzchnię ma pierwsza partja  $A_1 B_1$  (min  $F=F_1$ ), skąd wynika, że tej partji odpowiada największa prędkość przepływu. Ponieważ pod mostem możemy dopuścić tą największą prędkość, którą zaobserwowano koło przyszedłego mostu w wolnym niezabudowanym korycie rzeki, wobec tego przy obliczaniu niezbędnej powierzchni poprzecznego przekroju  $\Omega$  pod mostem, należy posilkować się tą partją, w której średnia hydraulicznie ekwiwalentna powierzchnia przepływu będzie najmniejsza, t. j. min  $F$ .

Równanie 4 wobec tego będzie

$$\Omega = \frac{\min F}{\mu}$$

I tak reasumując powyższe wywody mamy, że jeżeli rzeka posiada zalewowe części doliny i gdy w paru zbadanych partjach rzeki stwierdzono równomierny ruch wody, przyczem hydraulicznie ekwiwalentne powierzchnie przepływu prawie nie różnią się między sobą w jednej i tej samej partji rzeki i mają średnie przekroje  $F_1, F_2, F_3 \dots F_n$  różne dla różnych partji, to niezbędna powierzchnia poprzecznego przekroju przepływu pod mostem równa się najmniejszej ze średnich powierzchni  $F$ , dzielonej przez spólczynnik  $\mu$ .

### Obliczenie spólczynnika $\alpha$ hydraulicznej ekwiwalentności zalewu.

Podstawowy wzór równomiernego ruchu jest

$$V = K \sqrt{RJ}$$



gdzie

$R$  — hydrauliczny promień,

$J$  — spadek zwierciadła wody w rzece,

$K$  — empiryczny współczynnik obliczany według wzorów różnych autorów.

1) według wzoru *Bazin'a*

$$v = \frac{87}{1 + \frac{c}{\sqrt{R}}} \sqrt{R J} = \frac{87 \cdot R \cdot \sqrt{J}}{c + \sqrt{R}}$$

Dla głównego koryta z łożyskiem ziemnym

$$c = 0.85, \quad v_0 = \frac{87 \cdot R_0 \cdot \sqrt{J}}{0.85 + \sqrt{R_0}}$$

Dla zalewowej części łożyska

$$c = 1.75, \quad v_1 = \frac{87 \cdot R_1 \cdot \sqrt{J}}{1.75 + \sqrt{R_1}}$$

Skąd współczynnik hydraulicznej ekwiwalentności zalewu

$$\alpha = \frac{v_1}{v_0} = \frac{0.85 + \sqrt{R_0}}{1.75 + \sqrt{R_1}} \cdot \frac{R_1}{R_0}$$

2) według wzoru *Ganguillet'a i Kutter'a*

$$v = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{J}\right) \cdot \frac{n}{\sqrt{R}}} \sqrt{R J}$$

gdzie  $n$  współczynnik szerokości.

Współczynnik  $\alpha$  hydraulicznej ekwiwalentności zalewu obliczony według tego wzoru zależy od spadku zwierciadła  $J$ , a ponieważ spadek przyjmujemy dla głównego koryta i zalewu ten sam, to ściśle obliczenie współczynnika  $\alpha$  jest niemożliwe.

Inż. Karszyn wyprowadził przybliżony wzór dla współczynnika  $\alpha$  odpowiadający średniemu spadkowi zwierciadła wody, przyczem przyjął następujące współczynniki szorstkości  $n = 0.025$  dla głównego koryta i  $n = 0.03$  dla zalewów

$$\alpha = \frac{0.90 + \sqrt{R_0}}{1.08 + \sqrt{R_1}} \cdot 0.91 \cdot \frac{R_1}{R_0}$$

Maksymalny błąd, jaki posiłkując się tym wzorem możemy popełnić, w stosunku do rezultatu otrzymanego według wzoru *Ganguillet'a* i *Kutter'a* przy rzeczywistej wielkości spadku równa, się 6%. Dokład-

ność 6% aż nadto wystarcza w porównaniu z dokładnością jakiej wogóle można spodziewać się od hydraulicznych wzorów.

Obliczywszy w ten sposób niezbędne wielkości powierzchni poprzecznego przekroju przepływu pod mostem, odpowiednio zaprojektujemy w zdjętym hydrometrycznym przekroju w osi projektowanego mostu potrzebne poszerzenie i pogłębienie głównego koryta i zalewowych części aby otrzymać potrzebny przekrój przepływu, odpowiadający wyliczonej wielkości  $\Omega$  niezbędnej powierzchni poprzecznego przekroju przepływu.

Jeżeli pomimo tego otrzymamy zbyt długi most, a wymycia dna łożyska, ze względu na rodzaj posadowień podpór mostu, dopuścić nie możemy, wówczas zmniejszenie światła mostu możemy osiągnąć jedynie zwiększając średnią prędkość przepływu pod mostem.

W takich wypadkach należy pamiętać o wzmocnieniu dna łożyska przepływu zgodnie z tablicą Nr 33.

Powierzchnię poprzecznego przekroju przepływu pod mostem w razie sztucznego wzmocnienia dna łożyska przepływu możemy obliczyć w następujący sposób:

oznaczając przez:  $v_1, v_2$  — prędkości przepływu przy wzmocnionem i niewzmocnionem (naturalnem) dnie łożyska przepływu,

$\Omega_1, \Omega_2$  — powierzchnie poprzecznego przekroju przepływu pod mostem przy wzmocnionem i niewzmocnionem dnie,  
na mocy niezmienności przepływu mamy:

$$\Omega_1 v_1 = \Omega_2 v_2$$

skąd

$$\Omega_1 = \frac{v_2}{v_1} \Omega_2$$

Dla wyznaczenia prędkości  $v_1$  i  $v_2$  posługujemy się tablicami Nr. 32 i Nr. 33.

Ustaliwszy kształt poprzecznego przekroju przepływu pod mostem przechodzimy do obliczenia wielkości właściwego światła mostu. Tu mogą zajść dwa wypadki:

- a) przepływ wody pod mostem odbywać się może przy spiętrzeniu w. wody,
- b) przepływ wody pod mostem odbywać się musi nie wywołując żadnego spiętrzenia w. w.

### Obliczenie spiętrzenia.

W obrachowaniu spiętrzenia przy mostach do niedawna używano prawie wyłącznie wzoru Bernuilli'ego.

Prof. A. Weyranch (Hydraulisches Rechnen IV und V Auflage str. 234) podaje cały szereg dawniejszych formuł do obliczenia spiętrzenia

jak: d'Aubuisson'a, Freytag'a, Rühlmann'a, Wex I, Wex II, Wax'a III, Lorenz'a, otrzymane z tych wzorów wyniki uważa on za niepewne, gdyż formuły oparte są na założeniach niepewnych.

W ostatnich latach Rehbock i Krejy podali wzory opierając je na bardzo starannych i długoletnich doświadczalnych badaniach nad samą istotą zjawiska.

Rehbock w wyniku swych laboratoryjnych doświadczeń doszedł do wniosku, że spiętrzenie wody w mostowych otworach w rzeczywistości jest znacznie mniejsze od spiętrzenia otrzymanego z powszechnie stosowanych wzorów.

Poniżej mostowego otworu następuje zniżenie zwierciadła wody w porównaniu z pierwotnym zwierciadłem jakie było przed zwężeniem profilu, dlatego też rozróżnia on rzeczywiste spiętrzenie  $h$  (różnica spiętrzonego poziomu i pierwotnego, niespiętrzonego poziomu), oraz pozorne spiętrzenie  $s$  (różnica spiętrzonego poziomu poniżej mostu).

$$s = h + o + J$$

gdzie  $o$  — oznacza wielkość obniżenia,

$J$  — względny spadek niespiętrzonego zwierciadła  $w$ ,

$l$  — długość filaru.

Rzeczywiste spiętrzenie przy moście Rehbock określa wzorem

$$h = \beta \cdot \alpha \cdot k_0$$

gdzie

$\alpha = \frac{l}{F}$  — stosunek części zabudowanej profilu do całego profilu  $w. w.$ ;

$k_0 = \frac{v^2}{2g}$  — wysokość ciśnienia, odpowiadająca średniej prędkości niespiętrzonego profilu,

$\beta$  — spólczynnik spiętrzenia zależny od rodzaju ruchu, w praktycznych wypadkach określa się równaniem

$$\beta = (0.72 + 1.2\alpha + 40\alpha^4) (1 + 2\omega)$$

w czem  $\omega = \frac{k_0}{t_0} = \frac{v^2}{2g} : t_0$ ,  $t_0$  — jest średnią głębokością niespiętrzonego profilu.

W największej liczbie praktycznych wypadków  $\beta$  zbliża się do jedności, wobec czego można się posługiwać przybliżoną formułą

$$h = \alpha \cdot k_0,$$

a tylko przy starych mostach o małych otworach, należy stosować dokładniejszą formułę.

Jeżeli filary mają głowice tępe, to spiętrzenie będzie znacznie większe, aż do  $2.1 \alpha \cdot k_0$  przy prostokątnych filarach.

Równanie Rehbocka  $h = \alpha \cdot k_0$  można przedstawić w formie:

$$\frac{h}{k_0} = \frac{f}{F}$$

czyli

$$\frac{\text{rzeczywiste spiętrzenie}}{\text{ciśnienie odpowiadające prędkości}} = \frac{\text{zabudowany profil}}{\text{cały profil w. w.}}$$

Krey zajmuje stanowisko poniekąd zgodne z Rehbockiem.

Rozróżnia również rzeczywiste spiętrzenie  $h$  od pozornego  $s$ , które to ostatnie jest sumą spiętrzenia przy moście i równoczesnego obniżenia zwierciadła w obrębie mostu.

Prof. Wajrauch rachując spiętrzenie według dawnych, wyżej wymienionych, wzorów dla pewnego wypadku otrzymuje  $h = 0.38 m$ ,  $0.44 m$ ,  $0.14 m$ ,  $0.15 m$ ,  $0.44 m$  i  $0.18 m$ , zaś według Rehbocka  $0.046 m$ , względnie  $0.057 m$ , spiętrzenie  $h$  wypada tu zatem parokrotnie większe, jak obrachowane według Rehbocka.

Spiętrzenie przy mostach oznaczamy z dwóch powodów, po pierwsze, aby się upewnić, czy nie nastąpi zalew brzegów powyżej mostu, powtórnie, aby zbadać, czy nie nastąpi zbyt znaczne powiększenie prędkości przepływu w obrębie mostu, któreby mogło wywołać podmycie filarów.

W pierwszym wypadku otrzymujemy spiętrzenie kilkakrotnie mniejsze, niż według dawnych wzorów, natomiast w drugim wypadku nowa zasada Rehbocka wielkich zmian w porównaniu z dotychczasowym sposobem rachowania nie wywołuje.

Przykład:

Całkowita szerokość rzeki  $B = 320 m$ , głębokość  $t = 5 m$ , objętość przepływu największej wielkiej wody  $Q = 4000 m^3/sek.$ , suma światła między filarami  $300 m$ , filary mają w kierunku prądu  $10 m$  długości.

$$h = k_0 \frac{f}{F} = \frac{v^2}{2g} \cdot \frac{f}{F}, \quad v = \frac{4000}{1600} = 2.5 m/sek.,$$

$$\frac{v^2}{2g} = 0.319 m, \text{ pow. przekr. zabud. } f = 20 \cdot 5 = 100 m^2$$

$$\text{pow. całego przekr. } F = 320 \cdot 5 = 1600 m^2$$

$$h = \frac{0.319 \cdot 100}{1600} = 0.02 m.$$

a) Obliczenie wielkości światła mostu przy niewielkiem dopuszczalnym spiętrzeniu  $h$  wielkiej wody.

Jak już zaznaczono, używane w praktyce, sposoby przy obliczaniu światła mostów oparte są na teoretycznych podstawach, brak bowiem



dokładnych danych co do przepływu wielkich wód w mostowych otworach przy zwężonym profilu przepływu wody, również i danych co do kształtu linii zwierciadła wielkiej wody w podłużnym profilu, posiłkujemy się przeto wzorami, wynikłymi z równań żywych sił, oraz wzorami na przelew zupełny.

Obliczenia rozpoczynamy od wstępnego zaprojektowania otworów mostu w zdjętym poprzecznym profilu w osi projektowanego mostu, zmodyfikowanym przez uwzględnienie największego skoncentrowania przepływu.

Zjawisko przepływu wyobrażamy sobie w ten sposób, że skutkiem zwężenia profilu przepływu pod mostem, powstać musi spiętrzenie  $h$ , zużywające się na zwiększenie średniej prędkości przepływu  $v_0$  powyżej mostu na prędkość  $v_1$  w mostowym przekroju.

Zwiększenie średniej prędkości pociąga za sobą zwiększenie prędkości przepływu na dnie i na powierzchni.

Zwiększona chyżość na powierzchni może stanowić przeszkodę dla żeglugi, a zwiększona szybkość przepływu na dnie, może spowodować wymycie dna i podmycie posadowień podpór, o ile przekroczy dopuszczalną prędkość, przy której następuje wymycie danego gruntu łożyska.

Największą zwiększoną prędkość na powierzchni  $\max v_p$  otrzymamy w zależności od średniej prędkości przepływu  $v_1$  w zwężonym przekroju, posiłkując się jednym z empirycznych wzorów podanych w rozdziale II.

Największą zaś szybkość przepływu na dnie  $\max v_d$  otrzymamy w zależności od  $\max v_p$ , posiłkując się odpowiednim wzorem dla tej szybkości, podanym również w rozdziale II.

Według Bernouilli'ego spiętrzenie to będzie:

$$h = \frac{v_1^2 - v_0^2}{2g}$$

przyczem, skutkiem spiętrzenia wody przed mostem o wielkość  $h$ , przekrój przepływu w. w. wzrasta o wielkość  $B \cdot h$ , gdzie  $B$  — oznacza szerokość poprzecznego profilu w. w. powyżej mostu. Średnia prędkość przepływu w. w. powyżej mostu  $v_0$  przy objętości przepływu w. w.  $Q \text{ m}^3/\text{sek.}$  i powierzchni przekroju przepływu  $\Omega \text{ m}^2$  będzie:

$$v_0 = \frac{Q}{\Omega + B \cdot h}$$

Średnia prędkość przepływu w. w. w mostowym otworze, skutkiem zwężenia przekroju mostem, będzie:

$$v_1 = \frac{Q}{\mu \cdot b \cdot (t + h)}$$

gdzie  $b$  — oznacza wolne światło przepływu (sumę światel mostowych otworów =  $l_1 + l_2 + l_3 + \dots + l_n$ ),

$t$  — oznacza średnią głębokość wody pod mostem,

$\mu$  — spódczynnik przepływu względnie zwężenia.

Wstawiając wartość  $v_0$  i  $v_1$  w równanie Bernouilli'ego otrzymujemy:

$$h = \frac{v_1^2 - v_0^2}{2g} = \frac{Q^2}{2g} \cdot \left\{ \frac{1}{|\mu \cdot b \cdot (t+h)|^2} - \frac{1}{|\Omega + B \cdot h|^2} \right\},$$

ponieważ  $h$  — jest, zazwyczaj, nieznaczne, można go pominąć, co wyjdzie na korzyść pewności, wówczas otrzymamy:

$$h = \frac{Q^2}{2g} \cdot \left\{ \frac{1}{|\mu \cdot b \cdot t|^2} - \frac{1}{\Omega^2} \right\}.$$

Jeżeli wyrachowane stąd spiętrzenie nie przekracza dozwolonej wartości, rachunek sprowadzamy na przelew zupełny wzorem Dubuat.

$$Q = \mu \cdot b \cdot V \sqrt{2g} \cdot \left\{ \frac{2}{3} \cdot [(h+k)^{3/2} - k^{3/2}] + t \cdot V \overline{h+k} \right\},$$

przyczem:

$$k = \frac{v_0^2}{2g} = \frac{Q^2}{2g \cdot |\Omega + B \cdot h|^2}, \text{ albo też z pominięciem wpływu } k^{1/2}$$

$$Q = \mu \cdot b \cdot V \sqrt{2g(h+k)} \cdot \left[ \frac{2}{3} \cdot (h+k) + t \right].$$

Dalej dla danego spiętrzenia  $h$  — oblicza się średnią prędkość przepływu w. w. pod mostem ze wzoru

$$h = \frac{v_1^2 - v_0^2}{2g},$$

skąd

$$v_1 = V \sqrt{2gh + v_0^2} = \sqrt{2g \cdot h + \left[ \frac{Q}{\Omega + B \cdot h} \right]^2},$$

a światło przepływu ze wzoru

$$v_1 = \frac{Q}{\mu \cdot b \cdot t},$$

skąd

$$b = \frac{Q}{\mu \cdot v_1 \cdot t}.$$

Powtarzający się współczynnik przepływu, względnie zwężenia, według dawniejszych autorów, jak Navier zależy tylko od kształtu czołowej ściany filarów i jest równy:

przy filarach półkolisto i ostrołukowo zakończonych od strony dopływu wody do mostu . . . . .	$\mu = 0.95$
„ „ zakończonych przecinającymi się płaszczyznami pod kątem rozwartym . . . . .	$\mu = 0.90$
„ „ zakończonych prostopadle do nurtu rzeki . . . . .	$\mu = 0.85$

Dla mostów sklepionych, których łuki wchodzi  
w wodę . . . . .  $\mu = 0.70$

Nowsi autorowie, jak Croisette-Desnoyers, podają  $\mu$  w zależności od kształtu czołowej ściany filarów i wielkości ich odstępów według tablicy № 34.

**Tablica 34. Wartości współczynnika kontrakcji  $\mu$ .**

Kształt czołowej ściany filarów	Współczynnik $\mu$ dla otworów w $m$					
	10	30	50	60	80	100
Prostopadły do mostu . . . . .	0.79	0.86	0.90	0.92	0.97	0.99
Półkolisty lub rozwarty trójkąt . .	0.85	0.90	0.93	0.94	0.97	0.99
Ostrołukowy lub wydłużony trójkąt	0.89	0.93	0.95	0.96	0.98	0.99

H. Gamann  $\mu$  określa według następujących wzorów:  
 przy czoł. ścian. filar. prostopadł. do nurtu rzeki:  $\mu = 0.70 + 0.029 \sqrt{l}$   
 „ „ „ „ półkolistych:  $\mu = 0.78 + 0.021 \sqrt{l}$   
 „ „ „ „ ostrołukowych:  $\mu = 0.85 + 0.14 \sqrt{l}$

Według wzoru Bernouille'go spiętrzenie

$$h = \frac{v_1^2 - v_0^2}{2g},$$

gdzie

$v_1$  — średnia prędkość, z którą woda przepływa w mostowym przekroju, a która nie powinna przekraczać granic podanych dla różnego rodzaju gruntów łóżyska w tablicy № 32;  $v_0$  — średnia prędkość, z którą woda dopływa do mostu. Gdyby nie było spiętrzenia  $h$ , — to prędkość  $v_0$  równałaby się prędkości przepływu w wolnym niezabudowanym korycie; im większe spiętrzenie  $h$ , tem  $v_0$  — będzie mniejsze i przy pewnych warunkach może dojść do zera, wówczas  $h$  będzie maximum, t. j. największe spiętrzenie będzie

$$\max h = \frac{v_1^2}{2g}$$

Wzorem tym obliczamy największe dopuszczalne spiętrzenie wody, przy największych dopuszczalnych szybkościach przepływu pod mostem dla różnych rodzajów łóżyska, podanych w tablicy 32 i 33.

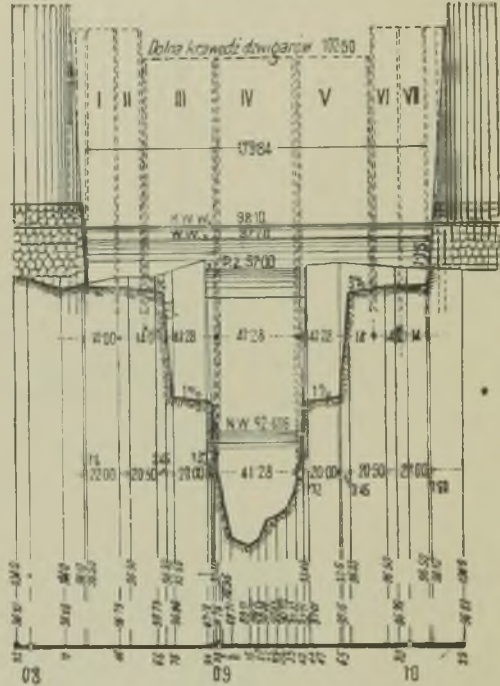
Dopuszczalne spiętrzenie, obliczone w ten sposób może być jedynie przyjęte w tym wypadku, gdy nie zachodzi obawa podtopienia gruntów sąsiadujących właścicieli.

W granicach wysokości spiętrzenia skarpy nasypów powinny być odpowiednio wzmocnione.

Przykład.

Obliczyć światło mostu na rz. Bugu pod Dubienką. Most ma być o drewnianych jarzmach przy 40 to metrowych przęsłach przekrytych kratowemi dźwigarami systemu inż. Rechniewskiego.

PRZEKRÓJ POPRZECZNY PO OSI MOSTU  
RZEKI BUG POD DUBIENKĄ.



SKALA WYSOKOŚCI 1:200  
DŁUGOŚCI 1:4000

Rys. 53

Ponieważ jarzma na których wspierać się będą dźwigary, są z drewnianych pali o średnicy 30 cm. w cztery rzędy bite, a dno łożyska rzeki stanowi ki kunastometrywej grubości warstwa gliny, to wymycie dna łożyska może być dopuszczone tylko na bardzo nieznaczną głębokość.

Obliczenie rozpoczynamy od obliczenia niezbędnej płaszczyzny ( $\Omega$ ) przekroju przepływu pod mostem.

W zdjętych trzech hydrometrycznych przekrojach rzeki obliczono powierzchnie przekroju przepływu i hydrometryczne promienie.

Ponieważ rzeka po obie strony głównego koryta posiada zalewowe części doliny, to dla wszystkich trzech przekrojów w granicach wylewu musimy określić współczynniki  $\alpha$  hydraulicznej ekwiwalentności.

Spółczynniki te obliczamy uproszczonem wzorem Ganguillet'a i Kutter'a, przyj-



mując współczynnik szorstkości  $n$  w tym wzorze dla głównego koryta  $n = 0.025$ , dla zalewowych zaś części, jako pokrytych trawą  $n = 0.03$ .

Wobec czego posilkujemy się wzorem

$$\alpha = \frac{0.90 + \sqrt{R_0}}{1.08 + \sqrt{R_1}} \cdot 0.91 \cdot \frac{R_1}{R_0}$$

gdzie

- $R_0$  . . . . . hydr. promień głównego koryta,
- $R_1, R_2, R_3$  . . . hydr. promienie poszczególnych części zalewów,
- $\omega_0$  . . . . . płaszczyna przekroju przepływu gł. koryta,
- $\omega_1, \omega_2, \omega_3$  . . . płaszczyny przekrojów przepływu w poszczególnych częściach zalewów,
- $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$  . . . współczynniki hydr. ekwiwalentności poszczególnych części zalewów w stosunku do gł. koryta,
- $\omega_1\alpha_1, \omega_2\alpha_2, \omega_3\alpha_3$  hydr. ekwiwalenty płaszczyn  $\omega_1, \omega_2, \omega_3$  przy założeniu, że warunki ruchu wody w tych częściach odpowiadają warunkom ruchu w głównym korycie.

$\Omega = \omega_0 + \Sigma \omega \alpha$  hydrauliczny ekwiwalent całego przekroju

Nie podając arytmetycznych wyliczeń w poniższej tabeli podaję ostateczne rezultaty tych wyliczeń.

### Hydrauliczne ekwiwalenty.

№ hydrometr. przekroju	Lewy zalew		Główne koryto	Prawy zalew	Dla całego przekroju	
	<i>a</i>	<i>b</i>			Hydrometr. ekwiwalentne powierzchnie przekroju	Hydrau- liczne promienie
Przekrój №1 o 100 m po niżej proje- ktowanego mostu	$R_1 = 20.52$ $\omega_1 = 430.00$ $\alpha_1 = 0.14$ $\omega_1\alpha_1 = 60.20$	$R_2 = 4.52$ $\omega_2 = 144.00$ $\alpha_2 = 0.14$ $\omega_2\alpha_2 = 144.14$	$R_0 = 6.35$ $\omega_0 = 302.00$	$R_3 = 0.68$ $\omega_3 = 410.00$ $\alpha_3 = 0.16$ $\omega_3\alpha_3 = 65.60$	60.20 144.14 302.00 65.60 <u><math>\Omega_1 = 571.94</math></u>	$R = 6.35$
Przekrój №2 w osi pro- jekt. mostu	$R_1 = 0.89$ $\omega_1 = 692.00$ $\alpha_1 = 0.22$ $\omega_1\alpha_1 = 152.24$	—	$R_0 = 6.28$ $\omega_0 = 368.00$	$R_3 = 0.75$ $\omega_3 = 375.00$ $\alpha_3 = 0.19$ $\omega_3\alpha_3 = 71.25$	152.24 368.00 71.25 <u><math>\Omega_2 = 591.49</math></u>	$R = 6.28$
Przekrój №3 o 158 m powyżej projektow. mostu	$R_1 = 0.85$ $\omega_1 = 872.00$ $\alpha_1 = 0.23$ $\omega_1\alpha_1 = 200.56$	—	$R_0 = 6.02$ $\omega_0 = 352.00$	$R_3 = 0.70$ $\omega_3 = 142.00$ $\alpha_3 = 0.186$ $\omega_3\alpha_3 = 26.41$	200.56 325.00 26.41 <u><math>\Omega_3 = 578.97</math></u>	$R = 6.02$

Porównując otrzymane hydraulicznie ekwiwalentne powierzchnie poszczególnych przekrojów i hydr. promienie  $R_0$  głównego koryta widzimy, że niewiele one różnią się między sobą, skąd wynika, że ruch wody na tej przestrzeni rzeki jest

równomierny, a otrzymane hydr. ekwiwalentne powierzchnie przepływu mogą służyć dla obliczenia niezbędnej powierzchni przekroju przepływu pod mostem.

Wobec czego płaszczyzna przekroju przepływu pod mostem powinna równać się

$$\Omega = \frac{\Omega_1 + \Omega_2 + \Omega_3}{3 \mu} = \frac{571.94 + 591.79 + 578.97}{3 \cdot 0.95} = 610 \text{ m}^2$$

Powodując się tą wielkością zaprojektowujemy odpowiednie pogłębienie i poszerzenie na zalewowych częściach przekroju (rys. 53), a następnie przechodzimy do sprawdzenia wielkości światła mostu.

Most projektujemy o trzech otworach przekrytych dźwigarami syst. inż. Rechiniewskiego przy rozstawieniu jarzm po 41.28 m między osiami i 4 przęsłach o belkach klockowych po 14 m długości.

W rozdz. II na str. 87 jako przykład obliczono ilość przepływu w. w.  $Q$  dla tegoż mostu paroma wzorami; do dalszych obliczeń przyjmuje dla  $Q$  wielkość średnią  $= 870 \text{ m}^3/\text{sek.}$

Czyste światło przęsła wyniesie

$$l = 41.28 - 4 \cdot 0.30 = 40 \text{ m}$$

Przęsło (IV) w głównym korycie, ze względu na stan żeglowny rzeki i z uwagi na swobodny przepływ lodów, rozmieszczamy symetrycznie do nurtu rzeki. Przęsłem tem w normalnych warunkach przepływa  $Q = l \cdot t \cdot v = 40 \cdot 7.58 \cdot 1.25 = 380.21 \text{ m}^3/\text{sek.}$

gdzie  $t$  — średnia głębokość w głównym korycie przy w. wodzie,

$v$  — średnia prędkość przepływu w. wody pod mostem (wzięta wielkość średnia z dwóch najmniejszych otrzymanych prędkości, w powyższym przykładzie, co zwiększa pewność przepływu  $Q$ ).

Przy przepływie w. wód pod mostem dopuszczamy spiętrzenie wody; by spiętrzenie to nie wywołało znacznego zwiększenia prędkości przepływu w stosunku do  $v_1$ , którą rzeka miała przed zbudowaniem mostu, dopuszczalne spiętrzenie obliczamy wzorem.

$$\text{max. } h = \frac{v^2}{2g} = \frac{1.25^2}{2 \cdot 9.8} = 0.08 \text{ m.}$$

Przy tem spiętrzeniu powierzchnia przepływu w. w. przęsłem (IV) wynosi:

$$F_{IV} = l \cdot (t + h) = 40 \cdot (7.58 + 0.08) = 305.6 \text{ m}^2$$

wobec czego:

$$v = \frac{Q}{F} = \frac{380.21}{305.6} = 1.244 \text{ m/sek.},$$

zaś

$$k = \frac{v^2}{2g} = \frac{1.244^2}{19.62} = 0.078 \text{ m.}$$

Według H. Gamann'a dla filarów o ścianie czołowej ostrołukowej (można przyjąć za taką, ponieważ przed jarzmem będą izbice)

$$\mu = 0.85 + 0.014 \cdot \sqrt{l} = 0.85 + 0.014 \cdot \sqrt{40} = 0.938$$

Faktyczny przepływ przęsłem (IV) przy powyższych wartościach będzie:

$$\begin{aligned} Q &= \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot \left\{ \frac{2}{3} \cdot [(h + k)^{3/2} - k^{3/2}] + l \cdot \sqrt{h + k} \right\} = \\ &= 0.938 \cdot 40 \cdot 4.43 \cdot \left\{ \frac{2}{3} \cdot [(0.08 + 0.078)^{3/2} - 0.078^{3/2}] + \right. \end{aligned}$$

$$+ 7.58 \cdot \sqrt{0.08 + 0.078} \left\{ = 166.21 \cdot 2.143 = 356.18 \text{ m}^3/\text{sek.} \right.$$

Pozostaje do przepuszczenia bocznymi przesłami:

$$Q = 870 - 356 = 514 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

W celu otrzymania możliwie najkrótszego mostu stawiamy warunek, że szybkość przepływu w. w. pod mostem w części zalewowej powinna równać się prędkości, z którą w. w. przepływała w głównym korycie rzeki przed zbudowaniem mostu, w danym wypadku

$$v = 1.254 \text{ m/sek.}$$

Wobec tego średnia głębokość przepływu w zalewowej części pod mostem, po dokonaniem rozmyciu winna być

$$t = t_1 \cdot \frac{v}{v_1} = 0.82 \cdot \frac{1.25}{0.312} = 3.28 \text{ m.}$$

gdzie  $t$ , — średnia głębokość przepływu w zalewowej części przy w. w. przed zbudowaniem mostu,

$v_1$  — średnia prędkość przepływu w. w. dla tejże części przed zbudowaniem mostu,

$v$  — jak wyżej.

Szerokość przepływu bocznymi przesłami otrzymamy ze wzoru:

$$b = \frac{Q}{\mu \cdot v \cdot t} = \frac{514}{0.93 \cdot 1.254 \cdot 3.28} = 135 \text{ m.}$$

przyjmujemy zatem jeszcze:

2 przesła	syst. inż. Rechniewskiego 2 x 40 m. =	80 m.
i 4 „	o dźwigarach klockowych $l = 14 \text{ m.}$ ; 4 x 14 =	56 „
	Razem . . .	136 m.

Stosownie do przyjętego założenia, nie czekając, aż w. w. sama pogłębi przepływ przez rozmycie do średniej głębokości 3.28 m w zalewowej części, nadajemy temu przekrojowi odpowiedni poprzeczny profil przez skopanie ziemi, zużywając ją na dojazdy do mostu.

Skopanie to wykonujemy na długości 270 m (135 . 2) w górę rzeki i około 200 m w dół rzeki.

Dalej sprawdzamy faktyczny przepływ w. w. przesłem (III).

$$\begin{aligned} \text{Powierzchnia przekroju } F_{III} &= \frac{1.77 + 2.23}{2} \cdot (14.51 - 2.03) \\ &+ \frac{2.22 + 4.3}{2} \cdot 3.45 + \frac{4.3 + 4.5}{2} \cdot 20 + \frac{4.5 + 6.22}{2} \cdot 2.0 + \\ &+ \frac{6.22 + 6.65}{2} \cdot (1.32 - 2.03) = 142 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Średnia głębokość w tym prześle będzie

$$t_{III} = \frac{F_{III}}{l} = \frac{142.45}{40} = 3.55 \text{ m}$$

Prędkość przepływu według tablicy prof. Matakiewicza przy

$$J = 0.000097$$

będzie:

$$v_{III} = 0.923 \text{ m/sek.}$$

zaś

$$k = \frac{v^2}{2g} = \frac{0.923^2}{19.62} = 0.043$$

spółczynnik zwężenia  $\mu$  — pozostaje taki, jak i dla przesła (IV) = 0.938

Faktyczny przepływ w. w. przy dopuszczalnym spiętrzeniu  $h = 0.08$  m będzie:

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

$$= 0.938 \cdot 40 \cdot 4.43 \left\{ \frac{2}{3} \cdot [(0.08 + 0.043)^{3/2} - 0.043^{3/2}] + \right.$$

$$\left. + 3.56 \cdot \sqrt{0.123} \right\} = 166.21 \cdot 1.272 = 211.43 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

Ogólny przepływ przesłami III, IV i V będzie:

$$211.43 + 356.18 + 211.43 = 778.04 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

pozostaje jeszcze do przeprowadzenia 4-ma przesłami 14.0 metrowemi

$$870 - 778 = 91 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

Przesło I i II tyleż przeprowadza wody co VI i VII.

Sprawdzamy faktyczny przepływ w. w. przesłami I i II.

Powierzchnia przepływu tych otworów wynosi:

$$F_I + F_{II} = \frac{(1.6-0.3) \cdot 1.6}{2} + (22-3 \cdot 0.3) \cdot 1.6 + \frac{1.6 + 1.77}{2} \cdot (6.0-2 \cdot 0.3) = 43.78 \text{ m}^2$$

Wolne światło obydwóch przesł będzie:

$$l = 29.6 - 6 \cdot 0.3 = 27.8 \text{ m,}$$

średnia głębokość równa się:

$$t = \frac{43.07}{27.8} = 1.58 \text{ m.}$$

Średnią prędkość podług tablicy prof. M. Matakiewicza przy spadku  $J = 0.000097$  otrzymujemy

$$v = 0.521 \text{ m/sek.},$$

zaś

$$k = \frac{0.521^2}{19.62} = 0.013,$$

$$\mu = 0.85 + 0.014 \cdot \sqrt{14-3 \cdot 0.3} = 0.90$$

Faktyczny przepływ przy spiętrzeniu  $h = 0.08$  m będzie:

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

$$= 0.9 \cdot 27.8 \cdot 4.43 \cdot \left\{ \frac{2}{3} \cdot [(0.08 + 0.013)^{3/2} - 0.013^{3/2}] + \right.$$

$$\left. + 1.58 \cdot \sqrt{0.098} \right\} = 111.74 \cdot 0.50 = 56.99 \text{ m}^3/\text{sek.}$$



Przyjęte światło mostu przy dopuszczalnym spiętrzeniu  $h = 0.08 \text{ m}$  jest w stanie przepuścić

$$Q = 779 + 2 \cdot 56.99 = 893 \text{ m}^3/\text{sek.} > 870 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

Średnie prędkości przepływu w poszczególnych przęsłach przy spiętrzonej w. w. o  $0.08 \text{ m}$  będą:

$v$ w przęsłach I, II, VI i VII	$\frac{56.99}{0.90 \cdot 27.8 \cdot 1.58}$	$= 1.44 \text{ m/sek.}$
" " " III i V	$\frac{211.43}{0.938 \cdot 40 \cdot 3.62}$	$= 1.56 \text{ "}$
" " " IV	$\frac{356.18}{0.938 \cdot 40 \cdot 7.66}$	$= 1.24 \text{ "}$

Otrzymane prędkości nie przekraczają dozwolonej dla danego łożyska rzeki (związły ił i zbity piasek z gliną)

$$v = 1.5 - 1.8 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

Zatem odległość między przyczółkami wyniesie

$$3 \cdot 41.28 + 4 \cdot 14 = 179.84 \text{ m}$$

## b) Obliczenie wielkości światła mostu, gdy spiętrzenie w. wody jest niedopuszczalne.

Kiedy zachodzi potrzeba ze względów terenowych zbudowania mostu, któryby przy wielkiej wodzie nie wytwarzał żadnego spiętrzenia, wówczas stawiamy pytanie: jak wielką musi być suma powierzchni mostowych otworów  $\Omega$ , aby przy w. wodzie nie było żadnego spiętrzenia?

Pytanie to sprowadza się do określenia niezbędnej powierzchni przekroju przepływu pod mostem.

Jak wiemy powierzchnia ta równa się

$$\Omega = \frac{\omega}{\mu}$$

gdzie  $\mu$  — ten sam współczynnik zwężenia, czyli kontrakcji, jak i w poprzednim wypadku.

Ponieważ

$$\Omega = b \cdot t,$$

gdzie pod  $b$  rozumiemy sumę światel mostowych otworów  $l_1 + l_2 + l_3 + \dots + l_n$ ,  
 $t$  — średnią głębokość przekroju rzeki przy w. w. =

$$t = \frac{\omega}{B}$$

$B$  — szerokość przepływu przy w. w.,  
zatem

$$b = \frac{\omega}{\mu \cdot t},$$

a odległość  $B_1$  między mostowemi przyczółkami będzie:

$$B_1 = b + d,$$

gdzie przez  $d$  oznaczamy łączną szerokość projektowanych podpór.

### Przykład:

Obliczyć wielkość światła żelbetowego mostu na rzece, dla której znaleziono przepływ w. w.  $Q = 219 \text{ m}^3/\text{sek.}$ , most ten w celu wyzyskania siły wodnej młynem, jednocześnie ma służyć jazem, spiętrzającym wodę do poziomu 15'85 wobec czego dalsze spiętrzenie jest niedopuszczalne. Niweletę założenia progu przyjęto 12'30.

Głębokość przepływu w. w. przy otwartych zastawkach wynosi

$$t = 15'40 - 12'3 = 3'1 \text{ m},$$

ponieważ dno jazu będzie wzmocnione niewyprawnym betonem, wobec czego prędkość przepływu przez jaz możemy dopuścić 2'6  $\text{m}/\text{sek.}$  a niezbędny przekrój przepływu będzie:

$$\Omega = \frac{\omega}{\mu} = \frac{Q}{v \cdot \mu} = \frac{219}{2'5 \cdot 0'9} = 97'34 \text{ m}^2,$$

gdzie  $\mu$ , wobec gęsto rozstawionych słupków zastawkowych, przyjmujemy = 0'9.  
Szerokość otworu

$$l = \frac{\Omega}{t} = \frac{97'34}{3'1} = 31'4 \text{ m},$$

przyjmując 16 zastawek otrzymamy szerokość zastawki

$$\frac{31'4}{16} = 1'98 \text{ m}.$$

Most projektujemy o trzech przęsłach; boczne przęsła o 5 zastawkach, środkowe o 6 zastawkach.

Celem oparcia zastawek ustawiamy słupy zastawkowe szerokości 0'25 m.

Wobec tego światło bocznych przęseł będzie:

$$5 \cdot 1'98 + 5 \cdot 0'25 = 10'9 \text{ m},$$

światło środkowego przęsła wyniesie:

$$6 \cdot 1'98 + 5 \cdot 0'25 = 13'13 \text{ m}.$$

Przyjmując szerokość mostowych podpór po 1'50 m., otrzymamy odległość między licowemi ścianami przyczółków równą:

$$2 \cdot 10'9 + 13'13 + 2 \cdot 1'5 = 37'93 \text{ m}.$$

Aby otwór mostu był rzeczywiście wystarczającym woda musi faktycznie przepływać z prędkością 2.5 m/s.

Dla wywołania tej szybkości dna łożyska pod mostem musimy nadać odpowiednią pochyłość, którą określamy ze wzoru

$$v = K \cdot \sqrt{J \cdot l} ,$$

skąd

$$J = \frac{v^2}{K^2 \cdot l} ,$$

gdzie  $K$  — współczynnik Bazin'a przy wzmocnionym betonem dnie = 69.

$$J = \frac{2.5^2}{69^2 \cdot 3.1} = 0.00042.$$

## B. Obliczenie wielkości światła mostu przy dopuszczalnym wymyciu dna łożyska rzeki do określonej głębokości.

W tem wypadku przy obliczeniu światła mostu wychodzimy z założenia, że przy znacznej grubości warstwy jednorodnego gruntu łożyska, wymycie pod mostem ustanie, gdy zwiększona przez zwężenie przepływu średnia prędkość i powierzchnia poprzecznego przekroju przepływu przy w. wodzie dojdą do swych pierwotnych wielkości, przy tymże stanie wody w wolnym niezabudowanym korycie.

Przy jednorodnym gruncie łożyska, prosta zależność między średnią głębokością profilu przepływu pod mostem po wymyciu, a średnią głębokością profilu przepływu przed jego zwężeniem, daje nam możliwość wyznaczenia głębokości wody po wymyciu we wszystkich punktach profilu przepływu pod mostem, ponieważ przyjmujemy, że w każdym punkcie profilu zachowuje się ten sam stosunek  $\Psi$  między głębokościami wody po wymyciu i przed wymyciem.

Dla przykładu powiedzmy, że przed wybudowaniem mostu, średnią głębokość profilu przepływu absolutnie największej wody = 0.75 m, największa głębokość = 1.25 m, głębokość w dowolnym punkcie  $x=0.45$  m. Po zwężeniu przepływu mostem dla uzyskania tejże prędkości, która może nastąpić dopiero po dokonaniu wymycia, potrzebna średnia głębokość 1.35 m.

Stosunek przyszłej średniej głębokości do pierwotnej będzie zatem  $\frac{1.35}{0.75} = 1.8 = \Psi$ ; po dokonaniu wymyciu największa głębokość będzie  $1.25 \cdot 1.8 = 2.25$  m, głębokość w punkcie  $x = 0.45 \cdot 1.8 = 0.81$  m, a czasowo zwiększona średnia prędkość  $v_1$  do czasu osiągnięcia równowagi dna łożyska, będzie w danym wypadku  $v_1 = 1.8 \cdot v_0$ , gdzie  $v_0$  — średnią prędkość przepływu absolutnie największej wody przed zwężeniem profilu przepływu.

Wielkość wymycia przyjęto wyznaczać w % głębokości wody danego przekroju przepływu przed wymyciem t. j. jeżeli wymycie stanowi 20%, to we wszystkich punktach poprzecznego profilu głębokość zwiększa się o 20%, wobec czego stosunek między głębokością po wymyciu i przed wymyciem będzie

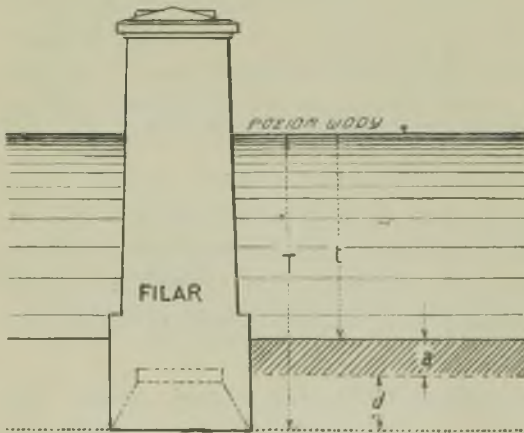
$$\Psi = \frac{t}{t_0} = 1.2$$

Na żeglownych rzekach dopuszczalne wymycie może dochodzić do 30 — 50% pierwotnej głębokości wody, na rzekach zaś nie żeglownych może sięgać 100% więcej.

Dla obliczenia wielkości światła mostu przede wszystkim należy obliczyć niezbędną powierzchnię  $\Omega$  poprzecznego przekroju pod mostem po dokonaniem wymyciu dna łożyska. Powierzchnię  $\Omega$  oblicza się w tenże sposób jak i przy niedopuszczalnym wymyciu łożyska. Następnie obliczamy grubość warstwy wymycia.

Grubość warstwy  $a$  wymycia łożyska rzeki wyznacza się w zależności od następujących czynników:

- $t$  — średniej głębokości rzeki przy stanie kat, wód,
- $T$  — największej głębokości założenia posadowień mostowych podpór, na którą zezwalają techniczne środki, jakie mają być użyte przy wykonaniu posadowień filarów,
- $d$  — od niezbędnej, ze względu na statyczność podpory, grubości warstwy gruntu  $d$ , przeciwdziałającej wyparciu go z posadowienia podpory, czyli głębokości założenia posadowienia podpory w grunt łożyska poniżej wymycia.



Rys. 54.

W rzekach żeglownych dopuszczalna grubość  $a$  warstwy wymycia łożyska nie powinna wynosić więcej, niż połowę średniej głębokości, którą rzeka miała przy katastrof. stanie wody przed wymyciem. Największa zaś głębokość  $T$  założenia posadowienia przy użyciu kesonów nie powinna przekraczać 20—25 m poniżej średniego stanu wody, ze względu na techniczne trudności wykonania robót.

Jak widać z rys. 54 głębokość wymycia będzie

$$a = T - [t + d] < 0.5 t, \dots \dots a$$

skąd głębokość założenia posadowień podpór będzie

$$T = a + t + d > 20 - 25 m. \dots \dots b$$



Jeżeli otrzymane stąd  $T > 25 m$ , albo, jeżeli nawet  $T < 25 m$ , lecz koszta posadowienia wypadną zbyt wielkie, wówczas przyjęte światło mostu zwiększamy i rachunek dla  $T$  powtarzamy dotąd, dopóki nie otrzymamy pożądanej głębokości założenia, przy której wykonanie robót będzie wygodne, a koszt ich będzie najmniejszy.

We wzorze (*b*) z trzech wielkości  $t$ ,  $a$  i  $d$ , wielkość  $t$  otrzymujemy z poprzecznego profilu przepływu katastrofalnej wody, wielkość zaś  $a$  i  $d$  musimy określić.

*Wyznaczenie prawdopodobnej wielkości  $a$  oczekiwanego wymycia.*

W zależności od miejscowych warunków zadajemy się pewną wielkością światła mostu  $l$ , dla pierwszego przybliżenia zwykle przyjmujemy  $l$  równe szerokości rzeki przy normalnym stanie wody, w każdym bądź razie ogólne światło mostu nie powinno być mniejsze od tej wielkości.

Dla wyznaczenia, jako pierwszego przybliżenia, światła  $l$  mostu możemy posłużyć się wzorem inż. Bielińskiego, zaleconym przez Ros. M. Komunikacji cyrkularzem z dn. II. X 1877 r. za № 11230 w następującej formie:

$$l = \frac{\omega}{t} = \frac{P \cdot S}{t}$$

gdzie  $l$  — poszukiwane ogólne światło mostu w  $m$ ,

$t$  — średnia głębokość głównego koryta w  $m$ ,

$P$  — płaszczyzna dorzecza w  $km^2$ ,

$S$  — współczynnik, wielkości którego podaje tablica № 34

$\omega = P \cdot S$  płaszczyzna przekroju przepływu katastrofalnych wód.

**Tablica 34. Wartości współcz.  $S$  we wzorze inż. Bielińskiego.**

Wielkość zlewni $P$ w $km^2$		$S$	Wielkość zlewni $P$ w $km^2$		$S$
50 do	100	0·28	10000 do	15000	0·14
100 „	300	0·24	15000 „	20000	0·08
300 „	500	0·20	20000 „	30000	0·06
500 „	1000	0·18	30000 „	50000	0·04
1000 „	2000	0·16	50000 „	100000	0·03
2000 „	5000	0·14	100000 „	300000	0·028
5000 „	10000	0·12			

Przy bardzo szerokich wylewach otrzymana stąd wielkość  $l$  może być zmniejszoną o 33 do 50%.

Gdy rzeka wylewa niezbyt szeroko, to zwężenie przekroju przepływu może wynosić od 0·1 do 0·17 t. j.

$$\frac{\omega - \Omega}{\omega} = 0\cdot1 - 0\cdot17$$

gdzie  $\omega$  — płaszczyna przekroju przepływu rzeki w naturalnym jej biegu przy *K. W.* (przy bardzo szerokich wylewach za  $\omega$  przyjmujemy tylko tą część przekroju przepływu, w której prędkość przepływu *K. W.* ma znaczne wielkości);

$\Omega$  — płaszczyna zwężonego przekroju przepływu *K. W.* pod mostem.

Tu mogą zajść dwa wypadki:

- a) gdy szerokość wylewu *B* niewielka, a prędkości przepływu nieznacznie różnią się w poszczególnych partjach przekroju przepływu i
- b) gdy *B* jest duże, a prędkości przepływu w różnych partjach przekroju znacznie różnią się między sobą.

a) W pierwszym wypadku mamy

$$Q = \omega \cdot v_0 = B \cdot t_0 \cdot v_0,$$

gdzie *B* — ogólna szerokość rozlewu w profilu, zdjętym po osi projektowanego mostu,

$t_0$  — średnia głębokość całego przekroju przepływu w niezabudowanym łożysku,

$v_0$  — średnia prędkość przepływu w tymże przekroju.

W pierwszych czasach po zbudowaniu mostu, przy zwężonym przekroju przepływu będziemy mieć:

$$Q = \mu \cdot \Omega \cdot v^1 = \mu \cdot l \cdot t_0 \cdot v^1$$

gdzie  $\Omega$  — płaszcz. zwężonego przekroju przepływu *K. W.* pod mostem,

*l* — ogólne światło mostu,

$t_0$  — ta sama średnia głębokość całego przekroju przepływu co i w niezabudowanym łożysku,

$v^1$  — średnia prędkość przepływu pod mostem po zwężeniu przepływu, oczywiście, że  $v^1 > v_0$ ,

$\mu$  — współczynnik zwężenia czyli kontrakcji.

Ponieważ przez zmniejszenie płaszczyny przepływu *K. W.* prędkość musi znacznie wzrosnąć, przeto grunt łożyska znacznie się stopniowo wymywa prędkość  $v^1$ , w miarę zwiększenia przez wymycie płaszczyny przepływu znacznie się zmniejsza, aż osiągnie swą pierwotną wielkość  $v_0$  — przy której nie będzie w stanie dokonać dalszego wymycia, wówczas będziemy mieć:

$$Q = \omega \cdot v_0 = \mu \cdot l \cdot t_0^1 \cdot v_0,$$

skąd średnia głębokość  $t_0^1$  pod mostem po wymyciu będzie:

$$t_0^1 = \frac{Q}{\mu \cdot l \cdot v_0},$$

ponieważ  $\mu < 1$ , to rozmyty poprzeczny przekrój przepływu pod mostem  $= l \cdot t_0^1$  będzie większy od  $B \cdot t_0$ .

Jeżeli przed wymyciem łożyska średnia głębokość przekroju przepływu wynosiła  $t_0$ , a największa— $max. t_0$ , to

$$\frac{max. t_0}{t_0} = \beta$$

i jeżeli przyjmiemy że stosunek ten zachował się i po wymyciu, to największa głębokość w przekroju przepływu po wymyciu będzie:

$$max. t_0^1 = \beta \cdot t_0^1,$$

a głębokość wymycia

$$a = max. t_0^1 - max. t_0 = \beta [t_0^1 - t_0].$$

b) W drugim wypadku, t. j. gdy  $B$  jest duże, a prędkości przepływu w różnych partjach poprzecznego przekroju po osi mostu znacznie się różnią między sobą, to w powyższem obliczeniu wprowadzamy pewne zmiany, dające możność zmniejszenia wielkości wymycia  $a$ .

W tym wypadku wychodzimy z założenia, nie jak poprzednio, że wymycie ustanie, gdy średnia prędkość całego nowego przekroju przepływu zrówna się ze średnią prędkością, którą rzeka miała przed jej zwężeniem przez pobudowanie mostu, a wówczas gdy średnia prędkość całego nowego przepływu zrówna się ze średnią prędkością, którą rzeka miała w głównem korycie do czasu pobudowania mostu.

Ilość przepływu obliczamy, dzieląc płaszczyznę przekroju przepływu na części, w zależności od średniej prędkości przepływu, jakby na oddzielne łożyska o jednakowym charakterze przepływu i dla każdej z nich obliczamy płaszczyznę przepływu  $\omega$  i średnią prędkość  $v$ , wówczas

$$Q = \omega_1 \cdot v_1 + \omega_2 \cdot v_2 + \omega_3 \cdot v_3 + \dots + \omega_n \cdot v_n = \Sigma \omega v^1 = \omega \cdot v_0$$

Po zwężeniu mostem przekroju przepływu nastąpi wymycie łożyska, które będzie trwać dotąd dopóki średnia prędkość całego nowego przekroju przepływu niedorówna średniej prędkości przepływu, która była w głównem korycie przed zbudowaniem mostu, wówczas

$$Q = \mu \cdot \Omega \cdot v = \mu \cdot l \cdot t_0^1 \cdot v,$$

gdzie  $v$  — średnia prędkość przepływu, która była w głównem korycie przed zbudowaniem mostu,

$l$  — ogólne światło mostu,

$t_0^1$  — średnia głębokość całego mostowego przekroju po wymyciu, skąd

$$t_0^1 = \frac{Q}{\mu \cdot l \cdot v}.$$

Jeżeli  $t_0$  i  $max. t_0$  są średnią i największą głębokością głównego koryta przed wymyciem łożyska i

$$\frac{max. t_0}{t_0} = \beta,$$

to największa głębokość po wymyciu w głównym korycie  $max. t_0^1$  będzie

$$max. t_0^1 = \beta \cdot t_0^1,$$

a głębokość wymycia

$$a = max. t_0^1 - max. t_0 = \beta [t_0^1 - t_0]$$

Określenie wielkości oczekiwanego wymycia  $a$  można przeprowadzić i w inny sposób, a mianowicie.

Wychodząc z założenia, że wymycie dna łożyska przepływu pod mostem wówczas ustanie, gdy średnia prędkość przepływu pod mostem, zwiększona skutkiem zwięzienia przepływu, osiągnie wielkość, którą miała w głównym korycie przy niezabudowanym łożysku. Sposobem podanem na str. 116 obliczamy niezbędną powierzchnię poprzecznego przekroju przepływu  $\Omega$  pod mostem przy  $K. W.$ , t. j. powierzchnię, która będzie po dokonaniu wymyciu.

Wprowadzamy następujące oznaczenia:

- $\Omega_0$  — powierzchnia przepływu  $K. W.$  pod mostem do wymycia, którą możemy wyrachować jeżeli zadamy się wielkością światła mostu  $l$ ,
- $l$  — wielkość światła mostu
- $a$  — średnia wielkość wymycia (różnica między średn. głębokością po wymyciu i przed wymyciem).

Całkowitą powierzchnię przekroju wymycia możemy wyrazić dwójako: jako iloczyn  $a \cdot l$  jako różnicę  $\Omega - \Omega_0$ .

Otrzymujemy równanie dla określenia  $a$

$$a \cdot l = \Omega - \Omega_0,$$

skąd

$$a = \frac{\Omega - \Omega_0}{l}.$$

Jeżeli zadamy się wielkością światła mostu  $l$ , to z tego wzoru otrzymamy średnią wielkość wymycia, ponieważ  $\Omega$  obliczyliśmy w sposób podany na str. 116, a  $\Omega_0$  możemy obliczyć skoro zadaliśmy się wielkością  $l$ . Jeżeli w celu zmniejszenia wielkości światła mostu projektuemy skopanie brzegów lub zalewanych terenów, to przy obliczeniu  $\Omega_0$  z poprzecznego profilu przekroju przy  $K. W.$  uwzględniamy płaszczynę skopania.

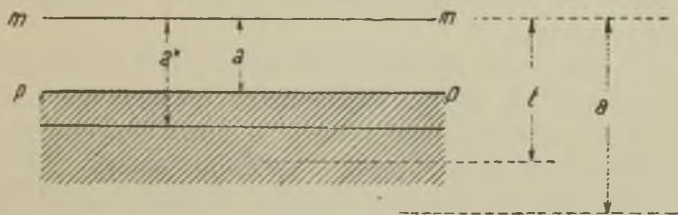
Wprowadzana wielkość światła mostu  $l$  odpowiada światłu, liczonemu między grodzami filarów, ponieważ w grodzach wymycia być nie może.

Jeżeli grunt łożyska, który ulega wymyciu, jest jednolity i zalega na większą głębokość, niż sięga wymycie  $a$ , to nastąpi taki moment,



w którym średnia prędkość przepływu powyżej i w obrębie mostu zrównają się, wówczas spiętrzenia wody wcale nie będzie, jeżeli nie liczyć niewielkiego spiętrzenia wywołanego kontrakcją.

Jeżeli na głębokości  $a' < a$  mamy już grunt więcej zwięzły, trudniejszy do wymycia, to rzeczywiste wymycie nigdy nieosiągnie obliczonej wielkości  $a$ , skutkiem czego średnia prędkość przepływu między mostowymi podporami w obrębie mostu zwiększy się w stosunku do średniej prędkości przyływu wody do mostu i wywoła spiętrzenie  $h$ . Wielkość tego spiętrzenia nie trudno obliczyć, jeżeli jest wiadoma faktyczna głębokość wymycia  $a'' < a$ .



Rys. 55.

Jeżeli  $m m$  oznacza poziom dna rzeki (rys. 55),

$p p$  — granicę warstwy lekkiemu wymywającego się gruntu,

$t$  — niezbędną głębokość wymycia w wypadku jednolitego gruntu

to najpierw nastąpi wymycie gruntu do głębokości  $a'$ .

Jeżeli przytem prędkość przepływu na dnie łóżyska będzie większą od prędkości, przy której następuje wymycie następnej warstwy, to i ta warstwa, choć więcej zwięzła, również ulegnie wymyciu do głębokości  $a''$ , przy której prędkość przepływu na dnie będzie mniejszą lub równą dopuszczalnej prędkości dla danego gruntu ze względu na wymycie.

Jeżeli głębokości tej odpowiada przekrój przepływu o płaszczyźnie  $\omega^1$  przy średniej prędkości przepływu  $v^1$ , to wielkość spiętrzenia będzie:

$$h = \frac{1}{2g} \cdot [v^{12} - v^2] .$$

Jeżeli pożądane będzie zmniejszenie światła mostu, możemy postąpić dwójako: albo dopuścić jeszcze większe wymycie dna, albo skopać brzegi, względnie zalewowy teren. Zwiększenie głębokości wymycia pociąga za sobą zwiększenie głębokości posadowień filarów, a tem samem ich koszt, skopanie zaś brzegów nie zawsze zwiększa kosztu i z tych względów w wielu wypadkach wskazanem będzie skopanie brzegów, a nie zwiększenie głębokości wymycia.

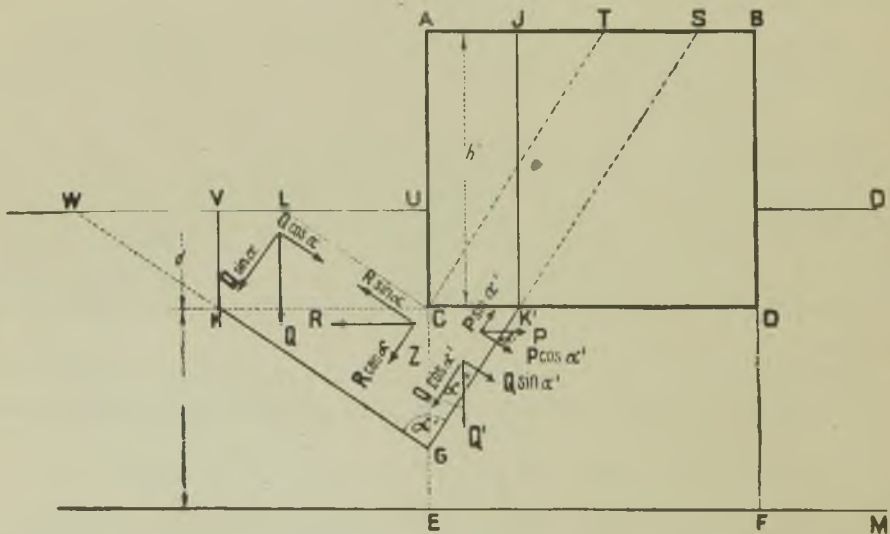
Wyliczoną tą drogą wielkość prawdopodobnego największego wymycia łóżyska uwzględniamy przy wyznaczaniu głębokości założenia posadowień każdej z poszczególnych mostowych podpór.

Co się tyczy głębokości wymycia łożyska przy przyczółkach, to zwykle przyjmujemy ją jako  $\frac{2}{3}$  największej głębokości wymycia w głównym korycie lub równą średniej głębokości wymycia dla całego przekroju łożyska.

*Wyznaczenie niezbędnej grubości  $d$  warstwy gruntu, przeciwdziałającej wyparciu go z pod posadowienia podpory.*

Dla określenia wielkości  $d$  znamy dwa sposoby:

- a) pierwszy oparty na przyrównaniu parcia w warstwie gruntu poniżej podstawy posadowienia podpory do oporu przyległej masy gruntu,
  - b) drugi oparty na założeniu, że waga podpory równoważy się ciśnieniem na grunt, oddawanem płaszczyzną posadowienia podpory, oraz bocznem tarcieniem o grunt powierzchni podpory.
- a) Zasadnicza myśl pierwszego sposobu należy do Poncelet'a wychodząc z jego założeń inżynier Paucker pierwszy podał analityczne wprowadzenie wzoru dla  $d$  w następujący sposób:



Fys. 56.

Niech  $ABCD$  oznacza pryzmat piasku lub ziemi, wywierający to samo ciśnienie na podstawę posadowienia co i podpora mostu,

$LOMN$  nieograniczonych wymiarów warstwa złoża piaskowego,

$h'$  — wysokość pryzmatu piasku  $ABCD$ ,

$d$  — poszukiwana głębokość założenia posadowień podpory w gruncie.

Aby budowla nie osiadła niezbędnem jest, by w płaszczyznach  $CE$  i  $DF$  nie było wypierania gruntu.

Dla dowolnej głębokości  $Z$  parcie wywołane odnośnym największym osuwowym pryzmatem  $GK^1STC$  lub równoznacznym mu  $CK^1JA$ , winno się równać odporowi przeciwstawianemu najmniejszemu osuwowemu pryzmatem  $CGVW$  lub równym mu  $GKLU$ , a jeszcze lepiej, gdy parcie będzie mniejsze od odporu.

Założenie to wyrazimy analitycznie, przyjmując że parcie i odpór działają na płaszczyznę  $CG$  poziomo.

Poziome parcie największego osuwowego pryzmatu oznaczymy przez  $P$ , a poziomy odpór ziemi najmniejszego osuwowego pryzmatu przez  $R$ .

Wobec czego niezbędnem będzie by

$$\text{max. } P \leq \text{min. } R$$

W założeniu przyjęliśmy, że wyparciu  $CG = z$ , wywołanemu dążeniem pryzmatu  $CGTS$  do osunięcia się w dół, przeciwstawia się pryzmat odporu  $CGVW$ , który przy wyparciu płaszczyzny  $CG$ , powinien przesunąć się w górę.

Na pierwszy rzut oka zdawałoby się, że dla zachowania równowagi, obydwa pryzmaty powinny mieć jednakową wysokość, nawet gdyby przyjąć, że kąt zesypu w obydwuch wypadkach jednakowy; gdy przyjmiemy jednak w rachubę, zjawiające się tarcie w płaszczyznach  $GF$  i  $GW$ , to może się okazać, że mniejszy pryzmat nie tylko przy równych kątach zesypu, lecz i przy różnych, może skutecznie przeciwstawić się wyparciu go w górę przez pryzmat większy.

Poziome parcie  $P$  na płaszczyznę  $CG$ , wywołane pryzmatem  $CGTS$ , pochodzi od wagi pryzmatu, w znacznej mierze zmniejszonej tarcie, zjawiającem się w osuwowej płaszczyźnie  $GS$ .

Z drugiej zaś strony wyparciu w górę pryzmatu  $CGVW$  przeciwstawia się nie tylko jego waga, lecz i tarcie w osuwowej płaszczyźnie  $GW$ .

Jeżeli więc oznaczymy przez

$Q^1$  — wagę pryzmatu  $AJK^1G$ ,

$P$  — poziomą siłę wprost przeciwną poszukiwanemu parciu,

$\alpha$  — kąt nachylenia osuwowej płaszczyzny  $GK^1$ ,

$f$  — współczynnik tarcia piasku po piasku,

i rozłożymy siłę  $Q^1$  i  $P$ , jak pokazano na rys. 56, to siła zmuszająca pryzmat  $AJK^1G$  do przesunięcia się w dół będzie:

$$Q^1 \cdot \text{Cos } \alpha^1 - P \cdot \text{Sin } \alpha^1,$$

a siła przeciwdziałająca, wywołana tarcie, będzie:

$$f \cdot [Q^1 \cdot \text{Sin } \alpha^1 + P \cdot \text{Cos } \alpha^1]$$

Dla zachowania równowagi potrzeba, by

$$Q^1 \cdot \text{cos } \alpha^1 - P \cdot \text{Sin } \alpha^1 = f \cdot [Q^1 \cdot \text{Sin } \alpha^1 + P \cdot \text{Cos } \alpha^1],$$

skąd

$$P = Q^1 \cdot \frac{\text{Cos } \alpha^1 - f \cdot \text{Sin } \alpha^1}{\text{Sin } \alpha^1 + f \cdot \text{Cos } \alpha^1} = Q^1 \cdot \frac{1 - f \cdot \text{tg } \alpha^1}{\text{tg } \alpha^1 + f}$$

Znajdziemy wielkość kąta  $\alpha^1$ , przy której  $P$  będzie *max.*  
Oznaczając  $\text{tg } \alpha^1$  przez  $x$

$$P = Q^1 \cdot \frac{1 - f \cdot x}{f + x},$$

lecz  $Q^1$ , jak widać z rys. 55, równa się

$$Q^1 = \left[ h^1 \cdot z \cdot \text{tg } \alpha^1 + \frac{z^2}{2} \cdot \text{tg } \alpha^1 \right] \cdot \delta = \delta \cdot \left[ h^1 \cdot z + \frac{z^2}{2} \right] \cdot x,$$

gdzie  $\delta$  — waga  $m^3$  danego gruntu, a grubość przyzmatu 1  $m$ ,

$$\text{Wobec tego } P = \delta \cdot \left[ h^1 \cdot z + \frac{z^2}{2} \right] \cdot \frac{1 - f \cdot x}{f + x} \cdot x,$$

$$\begin{aligned} \frac{dP}{dx} &= \delta \cdot \left[ h^1 \cdot z + \frac{z^2}{2} \right] \cdot \left[ \frac{(f+x) \cdot (1-2f \cdot x) - (1-f \cdot x) \cdot x}{(f+x)^2} \right] = \\ &= \delta \cdot \left[ h^1 \cdot z + \frac{z^2}{2} \right] \cdot f \cdot \frac{1 - 2f \cdot x - x^2}{(f+x)^2} = 0, \end{aligned}$$

co jest możliwe, gdy  $1 - 2f \cdot x - x^2 = 0$ , skąd

$$x = -f \pm \sqrt{1 + f^2}.$$

Bierzemy drugą pochodną i wstawiamy znalezionej wartości  $x$  z górnym znakiem przy pierwiastku

$$\begin{aligned} \frac{d^2P}{dx^2} &= \delta \left[ h^1 \cdot z + \frac{z^2}{2} \right] \cdot \left[ \frac{(f+x)^2 \cdot (-2f^2 - 2f \cdot x) - 2f \cdot (1 - 2f \cdot x - x^2) \cdot (f+x)}{(f+x)^4} \right] = \\ &= -\delta \left[ h^1 \cdot z + \frac{z^2}{2} \right] \cdot \frac{2f \cdot (f^2 + 1)}{\sqrt{(1+f^2)^3}} = -\delta \left[ h^1 \cdot z + \frac{z^2}{2} \right] \cdot \frac{2f}{\sqrt{1+f^2}} \end{aligned}$$

wobec czego  $x = -f + \sqrt{1 + f^2}$  odpowiada *maximum*  $P$ .

Ponieważ współczynnik  $f = \text{tg } \varphi$ , gdzie  $\varphi$  — jest kąt zesypu,  
to

$$\begin{aligned} x &= -\text{tg } \varphi + \sqrt{1 + \text{tg}^2 \varphi} = \text{Sec } \varphi - \text{tg } \varphi = \\ &= \frac{1 - \text{Sin } \varphi}{\text{Cos } \varphi} = \text{tg } \left[ \frac{90^\circ - \varphi}{2} \right], \end{aligned}$$

wobec czego

$$\text{max } P = \delta \cdot \left[ h^1 \cdot z + \frac{z^2}{2} \right] \cdot \frac{(1 - f \cdot x)}{f + x} \cdot x =$$



$$\begin{aligned}
 &= \delta \left[ h^1 \cdot z + \frac{z^2}{2} \right] \cdot \frac{1+f^2-f \cdot \sqrt{1+f^2}}{\sqrt{1+f^2}} \cdot x = \\
 &= \delta \cdot \left[ h^1 \cdot z + \frac{z^2}{2} \right] \cdot ( \sqrt{1+f^2} - f ) \cdot x = \\
 &= \delta \left[ h^1 \cdot z + \frac{z^2}{2} \right] \cdot x \cdot x = \delta \cdot \left[ h^1 \cdot z + \frac{z^2}{2} \right] \cdot \operatorname{tg}^2 \left( \frac{90^\circ - \varphi}{2} \right) .
 \end{aligned}$$

Pozostaje jeszcze znaleźć *min. R* z równowagi sił, dążących wyprzeć osuwowy przyzmat *CGWV* w górę i sił temu przeciwdziałających. (Rys. 56).

Jeżeli oznaczymy przez

*Q* — wagę przyzmatu *GUJK* albo *GCWV*,

$\alpha$  — kąt pochylenia osuwowego przyzmatu

i dokonamy rozłożenia sił, jak pokazano na rysunku 56, to siła dążąca do przesunięcia przyzmatu w górę będzie:

$$R \cdot \operatorname{Sin} \alpha - Q \cdot \operatorname{Cos} \alpha,$$

a siła temu przeciwdziałająca:

$$[Q \cdot \operatorname{Sin} \alpha + R \cdot \operatorname{Cos} \alpha] \cdot f.$$

Dla zachowania równowagi potrzeba, by

$$R \cdot \operatorname{Sin} \alpha - Q \cdot \operatorname{Cos} \alpha = f \cdot [Q \cdot \operatorname{Sin} \alpha + R \cdot \operatorname{Cos} \alpha],$$

skąd

$$\begin{aligned}
 R &= \frac{[Q \cdot \operatorname{Cos} \alpha + f \cdot \operatorname{Sin} \alpha]}{\operatorname{Sin} \alpha - f \cdot \operatorname{Cos} \alpha} = \frac{Q \cdot [1 + f \cdot \operatorname{tg} \alpha]}{\operatorname{tg} \alpha - f} = \\
 &= \delta \left[ d \cdot z \cdot \operatorname{tg} \alpha + \frac{z^2}{2} \cdot \operatorname{tg} \alpha \right] \cdot \frac{[1 + f \cdot \operatorname{tg} \alpha]}{\operatorname{tg} \alpha - f},
 \end{aligned}$$

ponieważ  $x = \operatorname{tg} \alpha$ , to

$$R = \delta \cdot \left[ d \cdot z + \frac{z^2}{2} \right] \cdot \frac{1 + f \cdot x}{x - f} \cdot x,$$

a pierwsza pochodna będzie

$$\begin{aligned}
 \frac{dR}{dx} &= \delta \cdot \left[ d \cdot z + \frac{z^2}{2} \right] \cdot \left[ \frac{(x-f) \cdot (1+2f \cdot x) - (x+fx^2)}{(x-f)^2} \right] = \\
 &= \delta \cdot \left[ d \cdot z + \frac{z^2}{2} \right] \cdot \frac{f(-1+x^2-2f \cdot x)}{(x-f)^2} = 0,
 \end{aligned}$$

co jest możliwe gdy  $x^2 - 2f \cdot x - 1 = 0$ , skąd

$$x = f \pm \sqrt{f^2 + 1}$$

Druga pochodna przy  $x$  wziętem z górnym znakiem przy pierwiastku daje  $\frac{d^2R}{dx^2} > 0$ .

Skutkiem czego wartość  $x = f + \sqrt{f^2 + 1}$  odpowiada *minimum R*.

Dalej

$$x = f + \sqrt{1 + f^2} = \operatorname{tg} \varphi + \operatorname{Ces} \varphi = \frac{\operatorname{Sin} \varphi + 1}{\operatorname{Cos} \varphi} = \operatorname{tg} \left( \frac{90^\circ + \varphi}{2} \right),$$

wobec czego

$$\begin{aligned} \min. R &= \delta \cdot \left[ d \cdot z + \frac{z^2}{2} \right] \cdot \frac{1 + f \cdot \sqrt{1 + f^2}}{\sqrt{1 + f^2}} \cdot x = \\ &= \delta \left[ d \cdot z + \frac{z^2}{2} \right] \cdot \left[ \sqrt{1 + f^2} + f \right] \cdot x = \delta \left[ d \cdot z + \frac{z^2}{2} \right] \cdot x^2 = \\ &= \delta \left[ d \cdot z + \frac{z^2}{2} \right] \cdot \operatorname{tg}^2 \left( \frac{90^\circ + \varphi}{2} \right). \end{aligned}$$

A ponieważ  $\max. P < \min. R$ , przeto dla każdego elementu  $CG$  pryzmatu będzie

$$\frac{d(\max. P)}{dz} \cdot dz < \frac{d(\min. R)}{dz} \cdot dz$$

lub:

$$\delta \cdot (d + z) \cdot \operatorname{tg}^2 \left( \frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) - \delta (h^1 + z) \cdot \operatorname{tg}^2 \left( \frac{90^\circ - \varphi}{2} \right) > 0,$$

albo:

$$\begin{aligned} d \cdot \operatorname{tg}^2 \left( \frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) - h^1 \cdot \operatorname{tg}^2 \left( \frac{90^\circ - \varphi}{2} \right) + z \cdot \left[ \operatorname{tg}^2 \left( \frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) - \right. \\ \left. - \operatorname{tg}^2 \left( \frac{90^\circ - \varphi}{2} \right) \right] > 0. \end{aligned}$$

Jeżeli odrzucimy ostatnią dodatnią wartość, to otrzymamy:

$$d \cdot \operatorname{tg}^2 \left( \frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) - h^1 \cdot \operatorname{tg}^2 \left( \frac{90^\circ - \varphi}{2} \right) > 0,$$

skąd

$$d > h^1 \cdot \frac{\operatorname{tg}^2 \left( \frac{90^\circ - \varphi}{2} \right)}{\operatorname{tg}^2 \left( \frac{90^\circ + \varphi}{2} \right)},$$

albo

$$d > h^1 \cdot \operatorname{tg}^4 \left( \frac{90^\circ - \varphi}{2} \right)$$

$$\varphi \text{ — dla piasku} = 30^\circ; \operatorname{tg}^4 \left( \frac{90^\circ - \varphi}{2} \right) = \frac{1}{9},$$

$$\text{skąd w przybliżeniu } d > \frac{h^1}{9}$$

W rzeczywistości głębokość założenia posadowienia filaru, liczona od poziomu wymytego dna, powinna być dwa lub trzy razy większą t. j. = 2  $d$  do 3  $d$ .

Wartość  $d$ , wyrachowana wzorem inż. Pauckera dla różnych rodzajów gruntów podano w tablicy 35.

**Wartości  $d$ , teoret. głębokości założenia posadowień**  
**Tablica 35. podpór w/g wzoru inż. Pauckera.**

R o d z a j g r u n t u	Kąt zasypu $\varphi$	$tg \left(45^{\circ} - \frac{\varphi}{2}\right)$	Teoretyczna głębokość założenia $d$
Piasek suchy . . . . .	35°	0·073	0·07 $h^1$
„ wilgotny . . . . .	32°	0·094	0·09 „
„ gruboziarnisty przesycony wodą	29°	0·120	0·12 „
„ drobnoziarnisty „ „ (kurzawka)	24°	0·177	0·18 „
Ziemia roślinna, pulchna, sucha . . .	40°	0·047	0·05 „
„ „ przesycona wodą . . .	32°	0·094	0·09 „

Wysokość  $h^1$  przyzmatu ziemi oblicza się w następujący sposób:  
Jeżeli  $N$  oznacza wagę filaru wraz z przypadającym na niego stałym i ruchomym obciążeniem,

$F$  — dolną płaszczyznę posadowienia filaru,

$\gamma$  — wagę  $m^3$  gruntu w  $kg$ ,

wówczas ciśnienie na  $1 m^2$  płaszczyzny posadowienia będzie  $n = \frac{N}{F}$  i powinno równać się wadze przyzmatu ziemi o podstawie =  $1 m^2$ , t. j.

$$\frac{N}{F} = h^1 \cdot \gamma$$

skąd

$$h^1 = \frac{N}{F \cdot \gamma}$$

Badania doświadczalne przeprowadzone w roku 1889 przez inżynierów Kurdiumowa i Jankowskiego wykazały, że wzór inż. Pauckera daje nadmierną głębokość założenia, skutkiem pominięcia tarcia w płaszczyźnie rozdzielającej oba przyzmaty, wobec czego inż. Jankowski podał wzór dla obliczenia teoret. głębokości założenia posadowień w następującej formie:

$$d = \frac{h^1}{2} \cdot \left| \frac{tg \left( \frac{45^{\circ} - \varphi}{2} \right)}{tg \left( \frac{45^{\circ} + \varphi}{2} \right)} \right|^2$$

Ponieważ wzór ten wprowadzono przy założeniu równomiernego ciśnienia na podstawę posadowienia, co w rzeczywistości niema miejsca, przeto rzeczywistą głębokość założenia obliczoną wzorem inż. Jankowskiego należy przyjmować od 8 do 12 razy większą, t. j.  $8d$  do  $12d$ .

Niezważając na tak znaczny zapas pewności, wzór inż. Jankowskiego daje mniejszą głębokość założenia posadowienia filaru, niż wzór inż. Pauckera.

Przy kącie zesypu  $\varphi = 30^\circ$  otrzymujemy następujące głębokości założenia:

w/g wzoru Pauckera . . .	teoret. głębokość	Rzeczywista głębokość
" " Jankowskiego . . .	$\frac{1}{9} h^1$	$\frac{2}{9} h^1$ do $\frac{1}{3} h^1$
	$\frac{1}{70} h^1$	$\frac{1}{9} h^1$ „ $\frac{1}{6} h^1$

Jeżeli w obliczeniu światła mostu dopuszczamy wymycie dna łozyska, wówczas głębokość założenia liczymy od poziomu wymytego dna.

Jeżeli posadowienie założone jest w pokładzie twardym i wprost na niego przenosi ciężar budowli, wówczas sprawdzamy tylko wywierane ciśnienie na grunt podstawą posadowienia.

Jeżeli zaś pokład twardy jest nieosiągalny i filar założony jest w łatwowymywającym się gruncie, wówczas należy:

- 1) obliczyć głębokość założenia posadowienia wzorem inż. Pauckera—Jankowskiego.
- i 2) sprawdzić ciśnienie na grunt pod podstawą posadowienia.

Wielkość  $N$  składa się z następujących składowych:

a) własnej wagi filaru, która równa się jego objętości, pomnożonej przez wagę  $1 m^3$  przyjętego rodzaju muru. Objętość filaru bierzemy albo z gotowego już projektu filaru, albo też ze sporządzonego w tym celu szkicu filaru.

Ponieważ kształt filarów zazwyczaj jest dość prosty, to sporządzenie szkicu filaru nie jest skomplikowane i zajmuje stosunkowo mało czasu.

Aby wykreślić szkic filaru musimy posiadać następujące dane:

- 1) niwelecie podstawy szyny,
- " góry oporowych ciosów.
- " spodu " "
- " odsady fundamentu filaru (poziom zw. n wody),
- " spodu fundamentu filaru,
- 2) wysokość filaru od spodu oporowych ciosów do odsady fundamentu,
- 3) głębokość fundamentu od odsady do jego spodu,

4) grubość filaru  $\left\{ \begin{array}{l} \text{po górze (bez gzymsu),} \\ \text{w poziomie odsady fundamentu,} \\ \text{w spodzie fundamentu.} \end{array} \right.$

5) nachylenie bocznych ścian powyżej odsady fundamentu,

6) szerokość filaru  $\left\{ \begin{array}{l} \text{po górze,} \\ \text{w poziomie odsady fundamentu,} \\ \text{w spodzie fundamentu,} \end{array} \right.$



7) płaszczyznę fundamentu w spodzie.

Grubość u góry filarów dla belek prostych zależna jest od długości łożysk. Dla belek ciągłych, gdzie jest jedno łożysko, musi więc być filar węższy, niż dla belek spoczywających na osobnych łożyskach.

Meyer przyjmuje grubość filarów u góry  $d$ , jeżeli  $l$  oznacza rozpiętość sąsiednich przęseł w  $m$ :

$$d = 1.50 + \frac{1}{2000} \cdot l^2$$

Melan przyjmuje dla mostów kolejowych

$$d = 1.0 + 0.03 \cdot l.$$

Kolej austriacka przyjmowała:

dla $l = 10$ do $15$ m	$d = 1.00 + 0.050 \cdot l$
$l = 15$ „ $31$ „	$d = 1.60 + 0.013 \cdot l$
$l > 31$	$d = 1.00 + 0.030 \cdot l$

Hausell przyjmuje

$$d = 1.0 + 0.025 \cdot l$$

Szerokość filaru  $b$  bez głowic zależna jest od szerokości mostu  $b_1$ . Zwykle filar występuje po obu bokach mostu poza belki główne około  $0.8$  m, więc można przyjąć:

$$b = b_1 + 1.6 \text{ m}$$

b) stałej wagi przypadającej na filar od nośnej konstrukcji przęseł.

c) Ciśnienia wywieranego na filar ruchomym obciążeniem przęseł.

Wielkość  $b$  i  $c$  musimy obliczyć w zależności od systemu nośnej konstrukcji mostu i przepisowych obciążeń ruchomych.

Otrzymaną tą drogą sumaryczną wielkość  $N$  należy zmniejszyć o wagę objętości wody wyciśniętej podporą.

Wzorem Pauckera można posilkować się przy wyznaczaniu głębokości założenia posadowienia podpór i wówczas, gdy niedopuszczamy wymycia łożyska.

Wystarczalność, tym sposobem, obliczonej głębokości założenia posadowień podpór, należy jeszcze sprawdzić pod względem statyczności podpory: jeżeli przez  $T$  nazwiemy głębokość założenia posadowienia podpory,  $d$  — głębokość posadowienia podpory w gruncie, obliczoną wzorem Pauckera, a  $m$  — współczynnik statyczności, to

$$m = \frac{T}{d} = \text{od } 2 \text{ do } 2.5.$$

Tym wzorem sprawdzamy statyczność podpory w wypadku gdy wymycia nie dopuszczamy i przy dopuszczalnym wymyciu lecz po jego dokonaniu się. W tym drugim wypadku musimy również sprawdzić statyczność przy założeniu, że wymycie jeszcze nie zostało rzeką dokonane, t. j. zaraz po zbudowaniu mostu.

Jeżeli dopuszczalne wymycie jest  $a$ , to

$$m_1 = \frac{T + a}{d} = \text{od } 3.25 \text{ do } 3.50$$

Niewątpliwie, tylko współczynnik  $m$  może dać pewne gwarancje statyczności podpory. Niestety posiadamy bardzo niewiele danych dla wyprowadzenia średniej wartości tego współczynnika, to znaczy nie posiadamy statystycznych danych ani o przypuszczalnej, ani o faktycznej

**Wartość współczynników statyczności  $m$  i  $m_1$**   
**Tablica 36. mostowych podpór.**

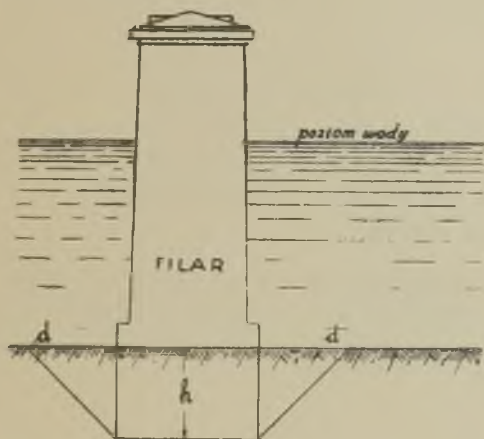
Nazwa rzeki, mostu i Nr. filaru	Głębokość $T$ założenia posadowienia, licząc od dna rzeki przed wy- myciem	Cisnienie w kg/cm <sup>2</sup>	Współczynnik statycz- ności do wymycia $m_1 = \frac{T \cdot \gamma}{h \cdot \rho^4 \left(\frac{9000}{2}\right) \cdot 10000}$	Głębokość założenia posadowienia podpory, licząc od dna po wy- myciu, przypuszczalna i faktyczna	Współczynnik statycz- ności $m$ , po wymyciu
Most przez rz. Wisłę w War- szawie na kolei obwodowej, filar Nr. 3 . . . . .	8·53	5·99	2·47	—	—
reszta filarów . . . . .	12·80	7·00	3·17	—	—
Most na Dźwinie w Rydze wszystkie filary . . . . .	17·68	8·18	3·74	—	—
Most przez Wołgę na kolei Rybińsko-Bołogojskiej . . .	10·67	6·77	2·73	—	—
" "	15·24	7·67	3·45	—	—
Most przez Wołgę na kolei Niżnio-Nowgorodzkiej . . .	13·87	5·48	4·38	przypusz. 8·53	1·69
" "	11·74	5·05	4·03	—	—
Most przez Dniepr w Kijowie	13·95	5·95	4·06	faktyczny 11·84	3·41
Most kolejowy przez Dniepr w Jekaterynosławiu . . . . .	14·63	7·58	3·34	faktyczny 12·80	2·82
Most przez Nowę Imperatora Aleksandra II . . . . .	11·28	6·98	2·80	—	—
" "	15·24	7·84	3·37	—	—
Most Aleksandrowski przez rz. Wołgę . . . . .	13·10	7·99	2·83	przypusz. 8·53	1·84
Most przez rzekę Aa na kolei Rygo-Tukkumskiej . . . . .	12·80	6·68	2·31	przypusz. 10·67	2·75
Średnio . . . . .	—	—	3·36	—	2·52

głębkości wymycia łożyska. Znacznie więcej pod tym względem mamy danych dotyczących współczynnika  $m_1$ , którymi w ostateczności możemy się powołać.

W tabelicy Nr. 36 podane są wielkości  $m$  i  $m_1$ , obliczone dla niektórych podpór w egzystujących mostach; z danych tych wynika, że średnia wielkość  $m_1 = 3.36$ , a  $m = 2.62$ , wobec czego wynikałoby za wystarczające przyjąć  $m_1 = 3.5$ , a  $m = 2.5$ .

We wszystkich podanych w tabelicy 36 wypadkach  $\varphi = 30^\circ$ , a  $\gamma = 1800$ .

Należy zauważyć, że jeżeli z jakichkolwiek przyczyn nie da się założyć posadowień podpór na wymaganej obliczeniem głębokości, to dla uniknięcia w tym wypadku niebezpiecznego podmycia posadowienia, należy przedsięwziąć odpowiednie środki dla wzmocnienia łożyska dookoła podpory.



Szerokość takiego wzmocnienia określa się wzorem:

$$d = h \cdot \operatorname{tg} \left( \frac{90^\circ + \varphi}{2} \right),$$

gdzie  $\varphi$  — kąt zesypu,  $h$  — faktyczna głębokość założenia posadowienia.

Obliczone w ten sposób  $d$  nie zawadzi zwiększyć o 33 — 50%.

Najodpowiedniejszym sposobem wzmocnienia łożyska

w tych wypadkach będą materace faszynowe z narzutem kamiennym.

Drugi sposób wyznaczenia niezbędnej głębokości  $d$  założenia posadowienia podpory polega na porównaniu wagi podpory, wraz z odpowiadającym jej obciążeniem stałym i ruchomym, do ciśnienia wywieranego płaszczyzną posadowienia podpory i bocznego tarcia o grunt powierzchni podpory.

Jeżeli  $H$  wysokość podpory ponad dnem rzeki po wymyciu dna,

$d$  — poszukiwana głębokość założenia posadowienia,

$P$  — pełne obciążenie podpory,

$p$  — waga 1 *m. b.* wysokości podpory,

$\omega_1$  — płaszczyzna posadowienia podpory,

$q_1$  — doduszczalne obciążenie gruntu na  $m^2$  podstawy posadowienia,

$\omega_2$  — boczna powierzchnia 1 *m. b.* wysokości podpory,

$q_2$  — boczne ciśnienie 1  $m^2$  powierzchni podpory,

$f$  — współczynnik tarcia,

to możemy napisać:

$$P + p \cdot [H + d] = \omega_1 \cdot q_1 + f \cdot \omega_2 \cdot q_2 \cdot d$$

Dla gruntów suchych  $q_1$  — określamy za pomocą próbnego obciążenia, a  $q_2$  — ze wzoru

$$q_2 \cdot d = \frac{\delta \cdot d^2}{2} \cdot \operatorname{tg}^2 \left( \frac{90^\circ - \varphi}{2} \right)$$

gdzie  $\delta$  — waga  $1 m^3$  gruntu.

Dla gruntów nasyconych wodą przedstawiających rzadką masę, jeżeli poziom wody równa się z poziomem dna rzeki, będzie

$$q_1 = \delta^1 \cdot d; \quad q^2 \cdot d = \frac{\delta \cdot d^2}{2}$$

gdzie  $\delta^1$  — waga  $m^3$ , nasyconego wodą gruntu.

Jeżeli zaś poziom wody jest wyższy od poziomu dna rzeki o wielkość  $t$  i jeżeli  $\delta''$  — waga  $m^3$  wody, to:

$$q_1 = \delta'' \cdot t + \delta^1 \cdot d;$$

$$q^2 \cdot d = \delta'' \cdot t \cdot d + \frac{\delta^1 \cdot d^2}{2}$$

### Sprawdzenie ciśnienia na grunt, wywieranego podporą mostu.

Obliczywszy tym lub innym sposobem głębokość założenia posadowienia podpory należy jeszcze sprawdzić czy ciśnienie na grunt wywierane podporą nie przewyższa dopuszczalnej wielkości dla danego rodzaju gruntu.

Ciśnienie to

$$p = \frac{N}{10^4 \cdot \omega} \cdot \operatorname{kg/cm}^2$$

gdzie  $N$  — waga podpory w  $kg$ . wraz z przypadającym na nią obciążeniem stałym i ruchomym prześięł mostu,

$\omega$  — płaszczyzna podstawy posadowieniu podpory w  $m^2$ .

Sprawdzenie ciśnienia wywieranego na grunt daje możliwość oceny, czy wogóle potrzebne lub jakiego rodzaju potrzebne wzmocnienie gruntu.

Sprawdzenie ciśnienia na grunt należy przeprowadzać nawet przy małych mostach i przepustach.

### Dopuszczalne ciśnienie na grunt.

Ciśnienie, które grunt może wytrzymać na pewnej głębokości  $t$ , zależy od wagi  $m^3$  powyżej położonego gruntu.

Gdy podpora jest przeciążoną wówczas pod podstawą posadowienia cząsteczki gruntu zostają wprowadzone w ruch, czyli następuje wypieranie gruntu z pod podstawy posadowienia. Wyparciu temu przeciwdziałają wyżej położone warstwy gruntu i tem skuteczniej im większą jest ich waga.



Grunt na głębokości  $t$  jest zwęzlejszy niż na powierzchni, ponieważ skutkiem ciśnienia wyżej położonych warstw ulega zleżeniu. Z powyższego wynika, że ciśnienie, które możemy dopuścić na głębokości  $t$  jest pewną funkcją wielkości  $\gamma$  i  $t$ . Z braku danych o charakterze tej funkcji, możemy przyjąć że ma ona prosty kształt

$$n_1 = \gamma \cdot t,$$

odpowiadający wypadkowi cieczy doskonałej.

Jeżeli na grunt ciśnie zapuszczona w niego podpora, to ciśnienie to zależy od siły tarcia między gruntem, a powierzchnią fundamentu.

Jeżeli oznaczamy przez

$f^*$ ) — siłę tarcia na 1  $m^2$  powierzchni,

$\gamma$  — wagę  $m^3$  powyżej położonego gruntu,

$p$  — obwód fundamentu,

$t$  — głębokość zapuszczenia fundamentu w grunt,

$\omega$  — płaszczyznę podstawy fundamentu,

to siła tarcia  $R$  całego fundamentu o grunt będzie:

$$R = p \cdot t \cdot f,$$

a ciśnienie na  $m^2$  gruntu w podstawie posadowienia

$$n_2 = \frac{P}{\omega} = \frac{p \cdot t \cdot f}{\omega}$$

Jeżeli do dopuszczalnego ciśnienia na powierzchni  $n_0$  dodamy wielkości  $n_2$  i  $n_1$ , to otrzymamy wzór dla określenia dopuszczalnego ciśnienia na grunt na głębokości  $t$ .

$$n = n_0 + n_1 + n_2 = n_0 + \gamma \cdot t + \frac{p \cdot t \cdot f}{\omega}$$

W tabelicy № 37 podano rzeczywiste ciśnienia na grunt na głębokości od 4.5  $m$  do 23.5  $m$  dla całego szeregu egzystujących filarów zapuszczonych na kesonach.

według Boyl'a siła tarcia

$f^*$ )	= 1.0	$t/m^2$	w ilowatym gruncie
"	1.5	" "	mokrej niebieskiej glinie
"	1.6	" "	zółtej glinie
"	2.0	" "	piasku

**Tablica 37. Ciśnienie na grunt pod fundamentami filarów zapuszczonych na kesonach.**

MIEJSCE POŁOŻENIA MOSTU	Równomierne ciśnienie filaru na grunt	Głębokość zapuszczenia filaru, licząc od N. W.	Wysokość filaru od główki szyny do podstawy fundamentu	Plaszczyzna podstawy kesonu	Własna waga filaru	Największe ciśnienie na filar od nośnej konstrukcji	RODZAJ GRUNTU
	kg/cm <sup>2</sup>						
rz. Boh Kolej Humańska Pol.-Zach. . .	5·1	4·69	22·79	63	2550	687	piasek
„ Ob „ Zachodnio-Syberyjska . . .	4·0	7·24	25·35	134	4440	950	—
„ Slucz „ Wilno—Równe . . . . .	4·4	10·65	17·89	43	1510	401	piasek
„ Niemen „ Wilno—Równe . . . . .	4·6	10·65	18·31	41	1480	401	2/3 piasku, nast. glina
„ Wilcza „ Jekaterynińska . . . . .	6·3	13·00	17·47	45	2040	801	piasek z gliną
„ Wołga „ w Syzranu . . . . .	9·4	13·85	40·50	146	12870	893	wapień
„ Sula „ Kijów—Poltawa . . . . .	7·8	14·91	24·00	61	3420	1373	—
„ Psiel „ „ „ . . . . .	7·0	16·19	20·66	57	2590	1373	—
„ Syr-Darja Samarkańska . . . . .	7·3	17·65	25·56	51	3040	687	—
„ Niemen „ Zaniemeńska . . . . .	9·2	17·47	51·97	94	7980	648	—
„ Iszim „ Zach-Syber . . . . .	6·9	19·17	33·87	117	7200	893	—
„ Newa „ Petersburg—Ochta . . . . .	9·6	23·43	—	—	—	—	glina z kamieniami
„ „ „ „ Troicki most	11·8	23·87	—	—	—	—	„
„ „ „ „ Litejny „	15·0	—	—	—	—	—	„

**Tablica 38. Ciśnienia na grunt pod podstawą posadowienia kamiennych przepustów, przy głębokości założenia posadowienia 2·00 m.**

Wysokość nasypu w m	Światło przepustu w m						U W A G I
	1·0	1·6	2·00	3·00	4·00	5·00	
	Ciśnienie w kg/cm <sup>2</sup>						Ciśnienia na grunt obliczono dla środkowej części przepustu pod koroną drogowej grobli przy szerokości podstawy przyczółka przepustu dla światła 1·00 — 1·40 m 1·50 — 1·70 „ 2·00 — 1·90 „ 3·00 — 2·35 „ 4·00 — 2·70 „ 5·00 — 2·90 „ Waga m <sup>3</sup> kamiennego muru przyjęto 2·000 kg, a ziemi 1600 kg.
6	1·85	1·95	2·06	—	—	—	
8	2·30	2·44	2·59	2·82	2·98	—	
10	2·80	2·97	3·15	3·37	3·70	3·83	
12	3·25	3·48	3·68	3·97	4·24	4·49	
14	3·71	3·99	4·21	4·54	4·90	5·18	
16	4·19	4·49	4·75	5·15	5·51	5·86	
18	4·67	4·98	5·31	5·74	6·14	6·72	
20	5·13	5·51	5·84	6·32	6·78	7·06	
22	—	—	—	6·39	7·41	7·89	
24	—	—	—	7·49	7·62	8·56	



**Tablica 40. Dopuszczalnych obciążeń gruntu (na powierzchni).**

R O D Z A J G R U N T U	Dopuszcz. obciążenie w $kg/cm^2$
<b>A. Grunta gliniaste i piaszczyste.</b>	
1) Grunt słaby, nasycony wodą, zabezpieczony od pęcznienia.	0·5
2) Słaba glina i mokry piasek. . . . .	1·0
3) Wilgotna glina lub margiel, piasek w uwarstwieniu niemniejszej grubości niż 1·0 <i>m</i> , zabezpieczony od pęcznienia.	1·5
4) Sucha glina lub margiel średnio spoisty, gliniasty piasek, zabezpieczony od pęcznienia, w uwarstwieniu niemniejszej grubości niż 2·0 <i>m</i> . . . . .	2·5
5) Suche gliny i margiel średnio spoisty w uwarstwieniu niemniejszej grubości niż 4·0 <i>m</i> . . . . .	3·5
6) Sucha, silnie zleżała glina w uwarstwieniu niemniejszej grubości niż 4·0 <i>m</i> . . . . .	4·5
7) Bardzo twarda glina na skalnym podglebiu. . . . .	8·0
<b>B. Grunta żwirowate.</b>	
8) Suchy podzwirek w uwarstwieniu niemniejszej grubości niż 2·0 <i>m</i> . . . . .	3·0
9) Suchy, dobrze zleżały, drobny żwir w uwarstwieniu niemniejszej grubości niż 3·0 <i>m</i> . . . . .	4·0
10) Suchy, dobrze zleżały, gruby żwir w uwarstwieniu niemniejszej grubości niż 4·0 <i>m</i> . . . . .	5·0
<b>C. Grunta skalne.</b>	
11) Bardzo miękka skała, krusząca się w rękę. . . . .	2·0
12) Miękka skała o wytrzymałości na rozmiążdzenie około 100 $kg/cm^2$ . . . . .	5·0
13) Skały o wytrzymałości na rozmiążdzenie około 250 $kg/cm^2$ .	10·0
14) Skały osadowe piaskowca i wapienia. . . . .	20·0
15) Skały wybuchowe, z granitu, bazaltu i t. p. bardzo twarde	40·0—80·0
<b>D. Grunta sztucznie wzmocnione.</b>	
16) Zwięzły grunt wzmocniony 2·0 <i>m</i> warstwą piasku . . . .	2·0—3·0
17) Poddający się grunt wzmocniony 1·0 <i>m</i> warstwą betonu	" 2·5
18) Niepoddający się grunt wzmocniony 1·0 <i>m</i> warstwą betonu	4—5
19) Wzmocniony rusztem . . . . .	4—5
20) Wzmocniony pilotami w ilości jednej sztuki na 0·8 $m^2$ przy obciążeniu pilotu wagą 7500 <i>kg</i> . . . . .	2—4 0·8—1·2
21) Wzmocniony pilotami w ilości jednej sztuki na 0·8 $m^2$ przy obciążeniu pilotu wagą 25·000 <i>kg</i> . . . . .	2—4
22) Jak 20 jeżeli pale zabito gęściej niż jeden na 0·8 $m^2$ . . .	4—7
23) Grunt piaszczysty wzmocn. gwintowymi żelaznymi pilotami	8—12



Przykład I.

Obliczenie głębokości wymycia dna po wybudowaniu mostu i głębokości założenia posadowień podpór w moście kolejowym przez rzekę Wisłę pod Dęblinem.

Obliczenia zostały przeprowadzone wychodząc z następujących danych i założeń.

Przy szerokości przepływu wielkiej wody 1278 m, ujętej w ochronne wały, i średniej głębokości w głównym korycie 8.50 m, płaszczyna poprzecznego przekroju przepływu wynosiła 5675 m<sup>2</sup>, przytem średnia prędkość przepływu na całej prawie szerokości była dość jednostajną.

Na podstawie wstępnego projektu, oraz wieloletniej obserwacji nad przepływem wody w rzece Wisłę, było wskazane zwęzić szerokość przepływu do 426 m.

Skutkiem tego prędkość przepływu wobec zwężenia musi wzrosnąć, powodując wymycie dna łożyska. Wymycie to będzie trwać tak długo, dopóki płaszczyna przepływu nie osiągnie pierwotnej swej wielkości, a nawet nieco większej, ze względu na kontrakcję, wywołaną slegającymi w wodę mostowymi podporami, współczynnik której  $\mu$  przyjęto = 0.95.

Po dokonaniu wymycia dna, przypuszczalna średnia głębokość przepływu będzie:

$$t = \frac{5675}{0.95 \cdot 426} = 14.01 \text{ m,}$$

a stosunek między spodziewaną po wymyciu średnią głębokością, a istniejącą obecnie średnią głębokością, t. j. przed wymyciem, będzie:

$$n = \frac{14.01}{8.5} = 1.645$$

Jeżeli przyjmiemy, że stosunek ten zachowa się dla wszystkich rzędnych mostowego przekroju, to głębokość rzeki (8.00 m) w miejscu jednej z projektowanych podpór zwiększy się do wielkości

$$8.00 \cdot 1.645 = 13.16 \text{ m,}$$

a wielkość wymycia w tym miejscu wyniesie:

$$13.16 - 8.00 = 5.16 \text{ m.}$$

Najmniejszą głębokość założenia posadowienia podpory, czyli najmniejszą grubość warstwy gruntu, przeciwdziałającą wyparciu go z pod posadowienia, otrzymamy ze wzoru Paucker'a:

$$d > h^3 \cdot \lg^2 \frac{(90^\circ - \varphi)}{2},$$

gdzie  $\varphi^0$  kąt zasypu dla piasku z item przyjęto = 27°.

Przy przypuszczalnej głębokości założenia posadowień podpór 17.00 m będziemy mieć:

wagę własną podpory 2500 m <sup>3</sup> · 2.4 t =	6000 t
„ stałą przypadającą na podporę od nośnej konstrukcji przęsła . . .	670 „
„ od ciśnienia wywieranego na podporę ruchomem obciążeniem . .	790 „
Razem . . .	7460 t

Zmniejszając ją o wagę objętości wody, wyciśniętej podporą przy normalnym jej stanie w rzece i przyjmując, że na

głębokości posadowienia grunt nasycony  
jest wodą, otrzymamy:  $1900 \text{ m}^3 \cdot 1 \text{ t} = 1900 \text{ t}$   
pozostaje . . .  $\frac{5560}{100} = 55.6 \text{ t}$

Płaszczyzna posadowienia podpory wynosi —  $100 \text{ m}^2$ , skąd

ciśnienie na  $\text{m}^2$  będzie  $\frac{5560}{100} = 55.6 \text{ t/m}^2$

Wobec czego wysokość przyzmatu piasku wywierającego to samo ciśnienie na podstawę posadowienia, co i waga podpory łącznie z wagą nośnej konstrukcji przeszłej i ruchomem obciążeniem, będzie:

$$h^1 = \frac{55.6}{1.8} = 30.1 \text{ m},$$

gdzie 1.8 waga nasyconego wodą  $\text{m}^3$  piasku w  $\text{t}$ .

Dalej

$$\text{tg}^4 \left( \frac{90^\circ - \varphi^0}{2} \right) = \text{tg}^4 31^\circ 30' = 0.14$$

Wprowadzając powyższe wartości do wzoru

$$d > h^1 \cdot \text{tg}^4 \left( \frac{90^\circ - \varphi^0}{2} \right),$$

otrzymujemy

$$d > 30.1 \cdot 0.14 = 4.21 \text{ m}.$$

Ponieważ, jak wyżej otrzymaliśmy, przypuszczalna głębokość wymycia dna wynosi  $5.16 \text{ m}$ , to najmniejsza głębokość zapuszczenia kesony, licząc od poziomu jeszcze nie wymytego dna, będzie:

$$5.16 + 4.21 = 9.37 \text{ m},$$

a od zera, które w tem miejscu jest powyżej dna o  $1.96 \text{ m}$  będzie

$$9.37 + 1.96 = 11.33 \text{ m}.$$

Powyższa głębokość założenia posadowień jest konieczna lecz niedostateczna, ponieważ po wymyciu pozostałaby grubość warstwy  $4.21 \text{ m}$ , która jest zaledwie wystarczającą do przeciwdziałania wyparciu, lecz ze względu statyczności niedostateczną; współczynnik statyczności po wymyciu winien równać się  $m = 2 - 2.5$ . Wobec czego głębokość założenia po wymyciu powinna być:

$$4.21 \cdot 2.5 = 10.52 \text{ m},$$

a znaczy się przed wymyciem głębokość założenia posadowienia licząc od dna będzie:

$$10.52 + 5.16 = 15.68,$$

a od zera:

$$14.86 + 1.91 = 16.77,$$

posiłkując się współczynnikiem statyczności przed wymyciem otrzymamy głębokość założenia posadowienia od zera

$$4.21 \cdot 3.5 + 1.96 = 16.70 \text{ m}.$$

W rzeczywistości kesony zostały zapuszczone na  $17.00 \text{ m}$  od zera. Wobec czego przyjęty zapas statyczności, wzięwszy pod uwagę wymiecie, wynosi.

$$\frac{17.00 - 1.96 - 5.16}{4.21} = 2.34,$$

co w zupełności wystarcza, ponieważ egzystują mosty przy współczynniku nawet  $1.69$

Przykład 2.

Obliczenie ilości przepływu w. wody; wielkości światła mostu i głębokości posadowień podpór w kolejowym moście na Średnio-Syberyjskiej linii koło Krasnojarska przez rz. Jenisiej.

Powierzchnia zlewni dla danego mostu wynosi 317520 km<sup>2</sup>. (Wielkość całego dorzecza rz. Jenisiju wynosi 54000 kw. geograficznych mil przy długości dorzecza 5000 km.).

Niweloty wysokich i niskich wód odpowiadają 305·17 m i 295·54 m. Zaniwelowane spadki zwierciadła wody wynoszą:

Przy poziomie	Na prawym brzegu	Na lewym brzegu	Średnio
296·67 m	$J = 0\cdot000119$	$J = 0\cdot000108$	$J = 0\cdot000114$
298·33 "	$J = 0\cdot000170$	$J = 0\cdot000113$	$J = 0\cdot000141$
299·44 "	$J = 0\cdot000205$	$J = 0\cdot000111$	$J = 0\cdot000158$
301·04 "	$J = 0\cdot000240$	$J = 0\cdot000146$	$J = 0\cdot000193$

Jak widać, spadek wzrasta dość równomiernie z podniesieniem się stanu wody w rzece.

Wobec czego przy najwyższym stanie wody, odpowiadającym niwelecie 305·17 m, spadek ewentualnie będzie:

$$J = 0\cdot000158 + \frac{0\cdot000035 \cdot 5\cdot73}{1\cdot80} = 0\cdot000158 + 0\cdot000126 = 0\cdot00028$$

Określenie ilości przepływu w. wody.

Ilość przepływu w. wody była obliczona dwoma sposobami: 1) na podstawie parabolicznej zależności ilości przepływu od jego poziomu i 2) z szybkości, wyliczonej przy pomocy empirycznego wzoru Ganguillet'a i Kutter'a.

W obliczeniu za pomocą pierwszego sposobu przyjęto, że zależność między ilością przepływu, a jego poziomem wyraża się następującym wzorem:

$$Q = \frac{(y - b)^2}{p}, \dots \dots (a)$$

gdzie:

- $Q$  — ilość przepływu przy niwelecie  $y$  nad poziomem zera,
- $b$  — rzędna wierzchołka paraboli, czyli poziom przy którym  $Q = 0$ ,
- $p$  — parametr paraboli.

Dla wyznaczenia dwóch stałych wielkości  $b$  i  $p$  potrzeba znać ilości przepływu przy dwóch różnych poziomach.

Bezpośrednie pomiary prędkości przepływu, a następnie obliczone ilości przepływu odpowiadają poniżej podanym cyfrom:

przy poziomie $y = 298\cdot37$ m	$Q = 4012\cdot7$ m <sup>3</sup> /sek.
" " = 296·75 "	= 3659·9 "
" " = 299·09 "	= 5027·9 "
" " = 298·35 "	= 3974·3 "

Przy poziomie $y = 298.11$ m	$= 3980.6$ m <sup>3</sup> /sek
" " "	$= 5385.7$ " "
" " "	$= 3974.1$ " "

Wprowadzając w równanie (a) dwie pierwsze wartości  $y$  i  $Q$ , otrzymujemy dwa równania z dwoma niewiadomymi  $b$  i  $p$ .

$$4012.7 = \frac{(298.37 - b)^2}{p}; \quad 4012.7 \cdot p = 298.37^2 - 2 \cdot 298.37 \cdot b + b^2$$

$$3659.9 = \frac{(296.75 - b)^2}{p}; \quad 3659.9 \cdot p = 296.75^2 - 2 \cdot 296.75 \cdot b + b^2$$

Skąd, po rozwiązaniu równań, otrzymujemy

$$b = 293.34; \quad p = 0.063.$$

W celu sprawdzenia otrzymanych wartości  $b$  i  $p$  sprawdzamy przepływ  $Q$  wzorem (a) przy poziomach  $y = 299.09$  i  $y = 298.35$ , otrzymane stąd  $Q = 5259.0$  m<sup>3</sup>/sek i  $Q = 3972.9$  m<sup>3</sup>/sek różnią się od otrzymanych z bezpośredniego pomiaru szybkości mniej niż o 4%.

Prawidłowiej byloby, korzystając ze wszystkich otrzymanych z pomiaru  $y$  i  $Q$ , sposobem najmniejszych kwadratów, obliczyć wartości  $b$  i  $p$ .

Przyjmując znalezione wartości  $b$  i  $p$  obliczamy wzorem (a) ilość przepływu przy najwyższym stanie wody 305.17 m:

$$\max Q = \frac{(305.17 - 293.34)^2}{0.063} = \frac{11.83^2}{0.063} = 22163 \text{ m}^3/\text{sek}.$$

Dla sprawdzenia  $\max Q$  obliczamy go jeszcze z szybkości przepływu przy pomocy wzoru Ganguillet i Kutter'a, według którego

$$V = K \cdot \sqrt{R \cdot J} = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00115}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0.00115}{J}\right) \cdot \frac{n}{\sqrt{R}}} \cdot \sqrt{R \cdot J} \dots (b)$$

gdzie współczynnik szorstkości  $n$  przy ziemnym łóżysku waha się między 0.025 — 0.03.

Dla wyznaczenia  $n$  możnaby było do wzoru (b) wstawić otrzymane z bezpośredniego pomiaru wartości  $V$  dla przekroju rzeki z wiadomem  $R$  i  $J$ , wyliczyć  $n$  i przyjąć wartość średnią, jako najwięcej prawdopodobną.

W danym wypadku postąpiono inaczej. Przyjąwszy  $n = 0.03$  wyliczono  $V$  i odpowiadające mu  $Q$  przy różnych poziomach stanu wody, dla których prócz tego były zmierzone  $Q$ ; następnie porównując otrzymane wartości, przekonano się że  $n = 0.03$  dość dokładnie odpowiada danemu rodzajowi łóżyska w rzece.

Tak na przykład, dla poziomu  $y = 299.09$ , wartość  $Q$  otrzymana z pomiaru = 5021.9 m<sup>3</sup>/sek, z drugiej zaś strony przy tym poziomie  $J = 0.00016$

$$\omega = 3942.70 \text{ m}^2; \quad R = \frac{\omega}{p} = 4.83,$$

skąd

$$\begin{aligned} V &= \frac{23 + \frac{1}{0.03} + \frac{0.00115}{0.00016}}{1 + \left(23 + \frac{0.00115}{0.00016}\right) \cdot \frac{0.03}{\sqrt{4.83}}} \cdot \sqrt{4.83 \cdot 0.00016} = \\ &= 45.66 \cdot 0.0278 = 1.269 \text{ m/sek}, \end{aligned}$$



a przepływ  $Q = 3942 \cdot 7 \cdot 1 \cdot 269 = 5005 \cdot 28 \text{ m}^3/\text{sek}$ . niewiele się różni od  $Q = 5027 \cdot 9 \text{ m}^3/\text{sek}$ .

Przy innych poziomach	298 <sup>·</sup> 37 m	299 <sup>·</sup> 37 m	296 <sup>·</sup> 75 m
zmierzone przepływy były	4012 70 $\text{m}^3/\text{sek}$	3974 <sup>·</sup> 30 $\text{m}^3/\text{sek}$	3659 90 $\text{m}^3/\text{sek}$
a hydrauliczne elementy wynosiły			
$\omega$ . . . . .	3324 <sup>·</sup> 10 $\text{m}^2$	3307 <sup>·</sup> 15 $\text{m}^2$	3129 <sup>·</sup> 52 $\text{m}^2$
$p$ . . . . .	785 <sup>·</sup> 07 m	785 <sup>·</sup> 06 m	760 <sup>·</sup> 55 m
$R = \frac{\omega}{p}$ . . . . .	4 <sup>·</sup> 26 m	4 <sup>·</sup> 24 m	4 <sup>·</sup> 12 m
$J$ . . . . .	0 00016	0 00016	0 00012
$v$ oblicz. wzorem (b) przy $n = 0 \cdot 03$	1 <sup>·</sup> 17 $\text{m}/\text{sek}$	1 <sup>·</sup> 15 $\text{m}/\text{sek}$	1 14 $\text{m}/\text{sek}$
$Q = v \cdot \omega =$	3906 <sup>·</sup> 85 $\text{m}^3/\text{sek}$	3873 83 $\text{m}^3/\text{sek}$	3568 4 $\text{m}^3/\text{sek}$
Różnica stanowiła	2 <sup>·</sup> 56%	2 <sup>·</sup> 52%	2 50%

Upewniwszy się w ten sposób w prawidłowości wyboru  $n = 0 \cdot 03$  dla rz. Jenisieju, przystąpiono do obliczenia max  $Q$ , odpowiadającego najwyższemu poziomowi wody w rzece, t. j. 305<sup>·</sup>17 m.

Poprzeczny przekrój podzielono na dwie części.

$\omega_1$  — płaszczyzna przekroju przepływu odpowiadająca głównemu korytu 9493 27  $\text{m}^2$  przy zwilżonym obwodzie  $p_1 = 978 \cdot 14$  m.

$\omega_2$  — płaszczyzna przekr. przepływu na praw. brzegu . . . . . 2451 65  $\text{m}^2$  przy zwilżonym obwodzie  $p_2 = 1067 \cdot 83$  m.

Płaszczyzna przekroju całkowitego przepływu

$$\omega = \omega_1 + \omega_2 = 9493 \cdot 27 + 2451 \cdot 65 = 11944 \cdot 92 \text{ m}^2$$

Średnia głębokość całego przekr. przepływu

$$t = \frac{\omega}{p} = \frac{11944 \cdot 92}{978 \cdot 14 + 1067 \cdot 83} = 5 \cdot 87 \text{ m}$$

Średnia głębokość w głównym korycie

$$t_1 = \frac{\omega_1}{p_1} = \frac{9493 \cdot 27}{978 \cdot 14} = 9 \cdot 76 \text{ m.}$$

a na wylewie

$$t_2 = \frac{\omega_2}{p_2} = \frac{2451 \cdot 65}{1067 \cdot 83} = 2 \cdot 31 \text{ m}$$

Spadek przyjęto jednakowy w głównym przepływie i na zalewie  $J = 0 \cdot 00028$ , (należałoby na zalewie spadek przyjąć mniejszy), wobec czego średnia szybkość przepływu w głównym korycie:

$$v_1 = \frac{23 + \frac{1}{0.03} + \frac{0.00155}{0.00028}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{0.00028}\right) \cdot \frac{0.03}{\sqrt{9.76}}} \cdot \sqrt{9.76 \cdot 0.00028} = 2.53 \text{ m/sek},$$

a przepływ

$$Q_1 = \omega_1 \cdot v_1 = 9495.27 \cdot 2.53 = 24017.97 \text{ m}^3/\text{sek}$$

Średnia szybkość przepływu na zalewie:

$$v_2 = \frac{23 + \frac{1}{0.03} + \frac{0.00155}{0.00028}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{0.00028}\right) \cdot \frac{0.03}{\sqrt{2.31}}} \cdot \sqrt{2.31 \cdot 0.00028} = 1.01 \text{ m/sek},$$

a przepływ

$$Q_2 = \omega_2 \cdot v_2 = 2451.65 \cdot 1.01 = 2476.17 \text{ m}^3/\text{sek}$$

Pełny przepływ

$$\max Q = Q_2 + Q_3 = 24027.97 + 2476.17 = 26494.14 \text{ m}^3/\text{sek}$$

Jak widać obliczony tym sposobem przepływ jest większy od obliczonego z parabolicznej zależności między przepływem, a poziomem.

W dalszych obliczeniach przyjęto  $Q = 26500 \text{ m}^3/\text{sek}$

#### Obliczenie wielkości światła mostu.

Najpierw obliczamy największą prędkość przepływu na dnie rzeki, którą rzeka miała przed pobudowaniem mostu.

Według Wejssbach'a, przy prawidłowym łożysku, największa prędkość na dnie równa się średniej prędkości całego przekroju przepływu czyli

$$v = \frac{26500}{9493.27 + 2451.65} = 2.13 \text{ m/sek},$$

Ponieważ łożysko rzeki Jenisieju jest ze żwiru, dla którego dopuszczalna prędkość przepływu stanowi  $1.82 \text{ m/sek}$ , to prawdopodobnie łożysko rzeki przy najwyższym stanie wody powinno ulegać wymyciu.

Wobec tego obliczenie wielkości światła mostu i głębokość założenia posadowień mostowych podpór przeprowadzono przy następujących dwóch założeniach:

a) wymycie łożyska trwa dopóty, dopóki średnia prędkość przepływu w przekroju między mostowymi podporami nie zrówna się ze średnią prędkością, którą rzeka miała w głównym korycie przed pobudowaniem mostu przy najwyższym stanie wody t. j.  $2.53 \text{ m/sek}$ ,

b) wymycie łożyska trwa dopóty, dopóki średnia prędkość przepływu z wązkiego przekroju nie dosięgnie dopuszczalnej prędkości przepływu dla danego rodzaju łożyska t. j.  $1.82 \text{ m/sek}$ .

Ponieważ, powyżej obranego miejsca przekroczenia rzeki Jenisieju mostem, przepływ wód odbywa się w zwartym niezatapianym korycie, przy szerokości przepływu  $810 \text{ m}$ , to wobec tego uważano za dostateczne wyznaczyć światło o wielkości około  $852 \text{ m}$ , składające się z sześciu przęsł o długości  $140 \text{ m}$  każde, a mianowicie:

$$L = 2 \cdot 141 + 4 \cdot 141.5 = 848 \text{ m}$$

Ogólna długość mostu między przyczółkami wówczas wynosi:

$$L_1 = 858 + 5 \cdot 48 = 872 \text{ m.}$$

W celu wyliczenia średniej i największej głębokości przepływu przed zbudowaniem mostu, w granicach przyszłego obiektu, wkreślono w profil głównego koryta długość projektowanego mostu 872 m i wyliczono płaszczyznę przekroju przepływu przyszłego światła mostu, która wypadła  $\Omega = 8830 \cdot 13 \text{ m}^2$ . Skąd średnia głębokość przepływu w granicach projektowanego mostu do wymycia była:

$$t_0 = \frac{8830 \cdot 13}{874} = 10 \cdot 12 \text{ m.}$$

Największa głębokość przekroju, odpowiadająca najniższej niwelecie dna 293'17, była

$$\max t_0 = 305 \cdot 17 - 293 \cdot 17 = 12 \cdot 00 \text{ m.}$$

Stosunek między największą, a średnią głębokością do wymycia był:

$$\varphi = \frac{\max t_0}{t_0} = \frac{12 \cdot 00}{10 \cdot 12} = 1 \cdot 18.$$

Przy pierwszym założeniu a) średnia prędkość  $v$ , przy której ustanie wymycie  $= 2 \cdot 53 \text{ m/sek.}$ , wobec czego średnia głębokość po wymyciu wyniesie

$$t_0^1 = \frac{Q}{\mu \cdot L \cdot v} = \frac{265 \cdot 00}{0 \cdot 9 \cdot 848 \cdot 2 \cdot 53} = 13 \cdot 72 \text{ m,}$$

a największa głębokość po wymyciu będzie:

$$\max. t_0^1 = \varphi \cdot t_0^1 = 1 \cdot 18 \cdot 13 \cdot 72 = 16 \cdot 19 \text{ m.}$$

Największe wymycie

$$\max. t_0^1 - \max. t_0 = 16 \cdot 19 - 12 \cdot 00 = 4 \cdot 19 \text{ m.}$$

Niweleta przy której ustanie wymycie

$$293 \cdot 17 - 4 \cdot 19 = 288 \cdot 98 \text{ m.}$$

Przy drugim założeniu b) dopuszczalna prędkość na dnie albo, co jest równoznaczne, średnia prędkość całego przekroju przepływu, przy której ustanie wymycie powinna być  $v = 1 \cdot 82 \text{ m/sek.}$  Wobec czego średnia głębokość po wymyciu będzie:

$$t_0^1 = \frac{26500}{0 \cdot 9 \cdot 848 \cdot 1 \cdot 82} = 19 \cdot 07 \text{ m.}$$

Największa głębokość po wymyciu

$$\max. t_0^1 = 19 \cdot 07 \cdot 1 \cdot 18 = 22 \cdot 60 \text{ m.}$$

Największe wymycie

$$22 \cdot 60 - 12 \cdot 00 = 10 \cdot 60 \text{ m.}$$

Niweleta przy której ustanie wymycie będzie

$$293 \cdot 17 - 10 \cdot 60 = 282 \cdot 57 \text{ m.}$$

Ponieważ drugie założenie daje większe wymycie, przeto przy dalszych obliczeniach przyjmujemy głębokość wymycia do poziomu 282'57 m.

Obliczenie niezbędnej grubości  $d$  niewymywającej się warstwy gruntu (według Pauckera)

Najpierw obliczono ciśnienie wywierane na grunt jedną podporą mostu:

waga nośnych konstrukcji przęseł . . . . .	941 67 t
„ od obciążenia ruchomego . . . . .	576 16 „
„ podpory założonej o 18 10 m, poniżej naj- niższego stanu w. w rzece . . . . .	9999 70 „
„ kesonu . . . . .	133 33 „
	<hr/>
	Razem: 116640 86 t

Jeżeli przyjmiemy, że grunt nieprzepuszczalny na całej głębokości opuszczenia kesonów, to należy odjąć wagę objętości wyciśniętej podporą wody, co przy płaszczyźnie przekroju kesonu 160 m<sup>2</sup> stanowi: 160 · 18 10 · 1 t . . . . .

2896 00 t

Zatem ciśnienie oddawane na grunt jedną podporą wynosi . . . . . 8744 86 „  
okrągło 8750 00 t

Jeżeli grunt byłby przepuszczalny, to zmniejszać obciążenia o wagę wyciśniętej wody nie można.

W danym wypadku na głębokości 18 10 m sandowaniem otrzymano suchą twardą glinę, wobec czego trudno powiedzieć w jakiej ilości przy zapuszczaniu kesonów woda będzie przenikać po powierzchni kesonu do podstawy podpory. Doświadczenie przy zapuszczaniu kesonów wykazuje, że bez względu na stopień zwartości przechodzonego kesonem gruntu, w kamerze trzeba podtrzymywać wysokie ciśnienie dla uniknięcia zatopienia jej wodą. Wobec czego pierwsze przypuszczenie jest więcej prawdopodobne.

Zatrzymano się jednak na pośrednim rozwiązaniu zmniejszając otrzymaną wagę tylko o połowę wyciśniętej wody, wobec czego ciśnienie na 1 m<sup>2</sup> gruntu będzie

$$n = \frac{11640 83 - 1448}{160} = 63 75 \text{ t/m}^2$$

Wysokość przyzmatu piasku, odpowiadająca tej wadze, będzie:

$$h^1 = \frac{63 75}{1 8} = 35 4 \text{ m.}$$

Niezbędna grubość warstwy ziemi, przeciwdziałająca wyparciu, będzie

$$d = h^1 \cdot \operatorname{tg}^4 \left( \frac{90^\circ - \varphi}{2} \right) = 35 4 \cdot \operatorname{tg}^4 \left( 45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right) = 35 4 \cdot 0 0734 = 2 60 \text{ m,}$$

gdzie  $\varphi$  — kąt zesypu dla gliny = 35°.

Przy współczynniku bezpieczeństwa 2 grubość niewymywanej warstwy będzie

$$2 60 \cdot 2 = 5 20 \text{ m,}$$

wobec czego niweleta podstawy kesonu wyniesie

$$282 57 - 5 20 = 277 37 \text{ m,}$$

a głębokość zapuszczenia kesonu poniżej niskiego stanu wody przy niwelecie 295 54 powinna być

$$295 54 - 277 37 = 18 17 \text{ m, Wyznaczono zaś 18 10 m.}$$

### Przykład 3.

Obliczenie ilości przepływu w. wody w rz. Wiśle i głębokości wymycia dna po wybudowaniu stałego kolejowego mostu o rozpiętości 92 5 = 460 m na linii Średnicowej w Warszawie.

Podług dokonanych pomiarów przekrój rzeki Wisły po linii średnicowej ma profil podany na rys. 58.



Na zasadzie projektu linii średnicowej i na zasadzie wieloletnich obserwacji nad przepływem wody w rz. Wiśle ustalono następujące poziomy:

Poziom podstawy szyny na moście	95'39 m
" krawędzi ciosów oporowych	92'45 "
" najwyższych wód	85'85 "
" średnich wód (zera wodowskazu)	79'20 "
" wysokiego splywu kry około	85'20 "
" niskiego " " "	79'10 "
Różnica poziomów najwyższych i średnich wód	6'65 "
Podłużny spadek zwierciadła rzeki, podług Kellera (Weicheselstrom) dla wysokich wód	$J = 0.000244$
Podłużny spadek zwierciadła rzeki określony niwelacją na długości 10 km pod Płockiem wykazał wielkość bliską z danymi Kellera	$J = 0.000197$

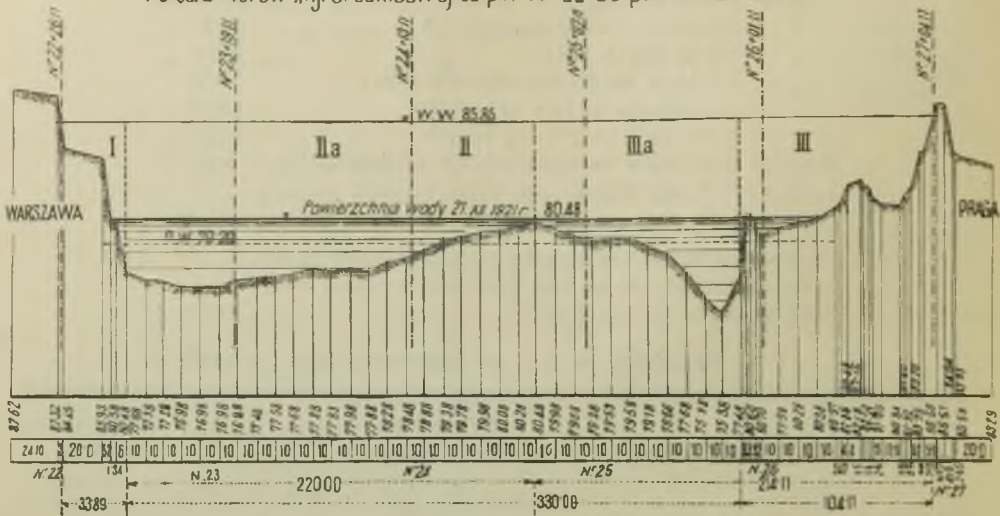
### Przekrój w osi projektowanego mostu.

WYSZCZEGÓLNIENIE ELEMENTÓW		Część I od lew. brzegu do pik. 22 + 60	Część II od pik. 22 + 60 do p. 25 + 90	Część III od pik. 25 + do do pik. 26 + 4'1195
Powierzchnie przepływu	$\omega =$	99.94 m <sup>2</sup>	2475.1 m <sup>2</sup>	488.83 m <sup>2</sup>
Szerokości przekroju	$l =$	33.89 m.	330 m.	104.11 m.
Obwody zwilżone	$p =$	36.01 m.	330.51 m.	107.24 m.
Promienie hydrauliczne	$R = \frac{\omega}{p} =$	1.67 m.	2.73 m.	2.14 m.
Spadek	$\sqrt{\frac{J}{J}} =$	0.000244 0.0156	0.000244 0.0156	0.000244 0.0156
Współczynnik dla wz. Ganguillet'a i Kutter'a		48.5	47.4	51.75
Prędkości przepływu wg. wz. Ganguillet i Kutter'a	$v =$	1.27 m/sek.	2.02 m/sek.	1.73 m/sek.
Ilość przepływu	$Q =$	126.92 m <sup>3</sup> /sek.	4999.7 m <sup>3</sup> /sek	845.47 m <sup>3</sup> /sek
Średnie głębokości	$t = \frac{\omega}{l} =$	2.95 m.	7.5 m.	4.69 m.
Współczynnik szorstkości	$n$	0.025	0.025	0.025
Ogólna ilość przepływu	$Q =$	126.96 + 4999.7 + 845.47 =		5970 m <sup>3</sup> /sek.
Ogólna powierzchnia całego przekroju przepływu				$\Omega = 3064 m^2$
" szerokość rzeki				$L = 468 m.$
Średnia głębokość całego przekroju	$t_0 = \frac{\Omega}{L} =$	$\frac{3064}{468} =$		6.54 m.
" prędkość przepływu w całym przekroju				

$$v = \frac{Q}{\Omega} = \frac{5972}{3064} = 1.95 \text{ m/sek.}$$

## PRZEKRÓJ POPRZECZNY PRZEZ RZEKĘ WISŁĘ

Po osi 4<sup>ch</sup> torów linii średnicowej od pik. N° 22 do pik. N° 27 + 27 50.



Rys. 58.

Wszystkie czynniki ruchu dla obliczenia ilości przepływu i prędkości, określone zostały dla rzeczywistego, zwartego przekroju rzeki już uregulowanej dla przepływu wysokich wód. Stan obecny przekroju wskazuje na istnienie większych szybkości wody bez rozmycia dna, niż szybkość jaką można byłoby określić dla przekrojów rzeki w stanie naturalnym z dużymi rozlewami.

Po wybudowaniu mostu szerokość rzeki zmniejszy się o grubość 4-ch filarów w średnim po 5.25 m czyli o 21 m, t. j. do szerokości

$$L = 468 - 21 = 447 \text{ m.}$$

Średnią szybkość wody pod mostem do rozmycia dna otrzyma się ze wzoru

$$v_0 = \frac{Q}{\mu \cdot t_0 \cdot L} = \frac{5972}{0.95 \cdot 6.54 \cdot 447} = 2.15 \text{ m/sek.}$$

a spiętrzenie wody przy moście.

$$h = \frac{v_0^2 - v^2}{2g} = \frac{2.15^2 - 1.95^2}{19.62} = 0.042 \text{ m.}$$

Przyпускаjąc, że w I i III-iej części przekroju nie nastąpi wymycie dna z powodu istniejących bulwarów i wału ochronnego, t. j., że na szerokość 138 m I i III-iej części przekrój 589 m<sup>2</sup> pozostanie bez zmiany, za wyjątkiem zmniejszenia o jeden filar, który zwięzi powierzchnię III części o 5.25 · 4.69 = 25 m<sup>2</sup> zakładamy, że wymycie dna możebne będzie tylko w części II przekroju przyplywu o szerokości 330 m. i o powierzchni 2475 m<sup>2</sup>, gdzie koryto rzeki ma średnią głębokość.

$$t = \frac{2475}{330} = 7.50 \text{ m.}$$

Największa głębokość wody w rzece dochodzi do 10.47 m, zatem stosunek między największą średnią głębokością w części III wynosi

$$\varphi = \frac{10.47}{7.50} = 1.40$$

Aby po wybudowaniu mostu ustaliła się istniejąca obecnie średnia szybkość wody w rzece, przekrój wody po rozmyciu powinien być prawie równy przekrojowi rzeki w stanie obecnym

Założenie takowe dopuszczalne jest jedynie ze względu, że w miejscu budowy mostu, rzeka płynie korytem zwartem i nie posiada rozlewu.

Oznaczając przez  $t^1$  średnią głębokość wody po rozmyciu dna w części II przekroju rzeki, wielkość tej głębokości otrzymujemy z równania:

$$589 - 25 + (386 - 3.525) \cdot t^1 = 3064 \text{ m}^2.$$

skąd

$$t^1 = \frac{3064 - 564}{314.25} = 7.96 \text{ m.}$$

zatem określamy średnie rozmycie w tej części przekroju

$$d = 7.96 - 7.50 = 0.46 \text{ m.}$$

W przypuszczeniu regulacji rzeki Wisły dla przepływu średnich wód i zwężeniu koryta do 220 m od pik. Nr. 22 + 60 do pik. Nr. 24 + 80 i przy założeniu, że w pierwszej części profil koryta pozostaje bez zmiany,

w nowej II części pozostaje profil bez zmiany w granicach od pik. Nr. 22 + 60 do pik. Nr. 24 + 80,

w III części od pik. Nr. 24 + 80 do prawego brzegu będzie zasypane koryto do poziomu 80, 48 m, prawie odpowiadającemu poziomowi regulacyjnych wałów i że zarazem do tego poziomu będzie wyjęty wystający grunt, licząc od skarpy bulwarów, otrzymamy:

	Powierzchnia przekrój $\omega$	Szerokość części $l$	Średnia głębokość $t$
I część	100 m <sup>2</sup>	34 m.	2.95 m.
nowa II część	1672 "	220 "	7.60 "
st. III "	1104 "	214 "	5.15 "
	<hr/> 2876 m <sup>2</sup>	<hr/> 468 m.	

Ponieważ rzeka obecnie przy wysokiej wodzie ma przekrój 3064 m<sup>2</sup>, zatem regulacja zmniejszy przekrój o:

$$3064 - 2870 = 188 \text{ m}^2.$$

Filary mostowe zmniejszą przekrój o:

$$2 \cdot 5.25 \cdot (4.6 + 5.15) = 134 \text{ m}^2$$

Razem zmniejszy się przekrój o:

$$188 + 134 = 322 \text{ m}^2.$$

Zatem, dopuszczając rozmycie tylko w części II, dno w części II rozmyje się średnio na:

$$d = \frac{822}{220 - 2 \cdot 325} = 1.52 \text{ m},$$

t. j. średnia głębokość wody w nowej części II po rozmyciu dna będzie

$$4.60 + 1.52 = 9.12 \text{ m}.$$

Stosunek między istniejącą obecnie największą głębokością w rzece i średnią w nowej części II

$$\varphi = \frac{10.47}{7.68} = 1.38$$

Zatem prawdopodobna największa głębokość wody po wymyciu dna w nowej części II będzie:

$$1.38 \cdot 9.12 = 12.59 \text{ m},$$

i największe wymycie

$$d = 12.59 - 10.47 = 2.12 \text{ m}.$$

Poziom największego wymycia

$$85.85 - 12.59 = 73.26 \text{ m}.$$

Czyli największa głębokość wody, licząc od poziomu średnich wód (zera wodowskazu) wyniesie:

$$79.20 - 73.26 = 5.94 \text{ m}.$$

Przy sprawdzeniu głębokości założenia posadowień filarów przyjęta kota największego wymycia 73.26, określona przy założeniu regulacji i zwężeniu koryta rzeki dla przepływu średnich wód do 220 m.

#### Wyznaczenie głębokości fundowania.

Dla przepuszczenia całej ilości wody ze średnią szybkością równą prędkości w normalnym łóżysku rzeki, po wybudowaniu podpór mostowych nastąpi wymycie łóżyska rzeki i w ten sposób zwiększenie jej poprzecznego przekroju przepływu.

Największe możliwe wymycie łóżyska rzeki określamy w założeniu, że łóżysko ulega wymyciu jedynie na szerokości pomiędzy bulwarami i wałem regulacyjnym, t. j. na szerokości równej 338.00 m.

Przy obliczeniu przyjęto najwyższy poziom wody równym 6.65 m ponad zero Wisły.

Dla określenia przekroju łóżyska mamy wzór:

$$Q = \mu \cdot v \cdot F$$

w którym oznaczają:

$Q$  — ilość przepływu wody przy jej najwyższym poziomie = 5000 m<sup>3</sup>/sek.,  
 $v$  — średnia prędkość przepływu = 0.92 m/sek., (liczby te są wzięte z obliczenia przepływu wody dla miejskiego mostu Ks. J. Poniatowskiego w Warszawie).

$\mu$  — współczynnik zwężenia czyli kontrakcja = 0.95

$F$  — przekrój łóżyska przez który może przepłynąć wskazana ilość wody

$$F = \Omega - \Omega^1 + \Omega_0 - \Omega'_0 - \Omega^{11}$$





Przekrój łożyska rzeki przed mostem:

$$F_1 = \frac{5720}{0.95} = 6022 \text{ m}^2$$

Szybkość przepływu wody:

$$v_1 = \frac{5000}{6022} = 0.83$$

Spiętrzenie:

$$h = \frac{v^2 - v_1^2}{2g} = \frac{0.92^2 - 0.83^2}{2 \cdot 9.81} = 0.005 \text{ m.}$$

**P r z y k ł a d 4.**

Obliczenie niezbędnej płaszczyzny przekroju przepływu  $\Omega$  pod mostem i średniej grubości  $d$  warstwy spodziewanego wymycia dna w kolejowym moście przez rz. Tałmenkę na Ałtajskiej kolei żelaznej.

Rzeka posiada po obu stronach głównego koryta zalewowe części doliny; wymycie dna łożyska dopuszczamy w celu zmniejszenia światła mostu.

Z podłużnego profilu projektu linii kolejowej i na zasadzie studjów i pomiarów przeprowadzonych w polu ustalono następujące poziomy:

poziom krawędzi grobli	110.47 m
„ zwierciadła K. W.	105.02 „
„ „ N. W.	101.29 „
„ skopania zalew. części łożyska	101.29 „

Obliczenie niezbędnej płaszczyzny przekroju przepływu  $K. W. \Omega$  pod mostem.

Dla czterech hydrometrycznych przekrojów od № 1 do № 4 dokonano pomiarów głębokości, obliczono powierzchnie przekrojów przepływu i hydrauliczne promienie.

Ponieważ rzeka posiada obustronne zalewy, to dla wszystkich przekrojów w granicach wylewu należało obliczyć współczynniki hydraulicznej ekwiwalentności  $\alpha$ .

Współczynniki te obliczamy uproszczonym wzorem Ganguillet'a i Kutter'a przyjmując współczynnik szorstkości w tym wzorze dla głównego koryta  $n = 0.025$ , dla zalewowych zaś części, jako pokrytych trawą,  $n = 0.08$ .

Wobec czego posilkujemy się wzorem

$$\alpha = \frac{0.90 + \sqrt{R_0}}{1.08 + \sqrt{R_1}} \cdot 0.91 \cdot \frac{R_0}{R_1},$$

gdzie

- $R_0$  . . . . . hydr. promień głównego koryta,
- $R_1, R_2, R_3$  . . . . . hydr. promienie poszczególnych części zalewów,
- $\omega_0$  . . . . . płaszczyzna przekroju przepływu gł. koryta,
- $\omega_1, \omega_2, \omega_3$  . . . . . płaszczyzny przekrojów przepływu w poszczególnych częściach zalewów,
- $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$  . . . . . współczynniki hydr. ekwiwalentności poszczególnych części zalewów w stosunku do gł. koryta,

$\omega_1\alpha_1, \omega_2\alpha_2, \omega_3\alpha_3$  hydr. ekwiwalenty płaszczyzn  $\omega_1, \omega_2, \omega_3$  przy założeniu, że warunki ruchu wody w tych częściach odpowiadają warunkom ruchu w głównym korycie.

$\Omega = \omega_0 + \Sigma \omega \cdot \alpha$  hydrauliczny ekwiwalent całego przekroju

Nie przytaczając arytmetycznych wyliczeń w poniższej tabeli podaję ostateczne rezultaty tych wyliczeń.

### Hydrauliczne ekwiwalenty.

№№ hydraul. przekrojów	Lewy zalew	Główne koryto	Prawy zalew		Dla całego przekroju	
			a	b	hydraul. ekwiw. powierzh. $\Omega$ w m <sup>2</sup>	hydraul. promienie R w m
Przekrój № 1 o 50 m poniżej projekt. mostu	$R_1 = 0.96$	$R_0 = 2.71$	$R_2 = 0.83$	$R_3 = 0.18$	30.53	$R_{01} = 2.71$
	$\omega_1 = 76.31$	$\omega_0 = 101.54$	$\omega_2 = 111.52$	$\omega_3 = 14.84$	101.54	
	$\alpha_1 = 0.40$		$\alpha_2 = 0.36$	$\alpha_3 = 0.08$	40.15	
	$\omega_1\alpha_1 = 30.53$		$\omega_2\alpha_2 = 40.15$	$\omega_3\alpha_3 = 1.19$	1.19	
					$\Omega_1 = 173.41$	
Przekrój № 2 o 70 m poniżej projekt. mostu	$R_1 = 0.89$	$R_0 = 3.43$	$R_2 = 1.26$	$R_3 = 0.49$	29.17	$R_{02} = 3.43$
	$\omega_1 = 91.15$	$\omega_0 = 114.38$	$\omega_2 = 226.31$	$\omega_3 = 51.45$	114.38	
	$\alpha_1 = 0.32$		$\alpha_2 = 0.42$	$\alpha_3 = 0.20$	95.05	
	$\omega_1\alpha_1 = 29.17$		$\omega_2\alpha_2 = 95.05$	$\omega_3\alpha_3 = 10.29$	10.29	
					$\Omega_2 = 248.89$	
Przekrój № 3 o 125 m poniżej projekt. mostu	$R_1 = 1.26$	$R_0 = 3.75$	$R_2 = 1.47$	$R_3 = 1.02$	50.98	$R_{03} = 3.75$
	$\omega_1 = 130.71$	$\omega_0 = 117.01$	$\omega_2 = 344.63$	$\omega_3 = 36.84$	117.01	
	$\alpha_1 = 5.39$		$\alpha_2 = 0.44$	$\alpha_3 = 0.34$	151.64	
	$\omega_1\alpha_1 = 50.98$		$\omega_2\alpha_2 = 151.64$	$\omega_3\alpha_3 = 12.53$	12.53	
					$\Omega_3 = 332.16$	
Przekrój № 4 o 160 m poniżej projekt. mostu	$R_1 = 1.53$	$R_0 = 3.49$	$R_2 = 1.34$	—	47.30	$R_{04} = 3.49$
	$\omega_1 = 98.54$	$\omega_0 = 118.69$	$\omega_2 = 366.50$		118.69	
	$\alpha_1 = 0.48$		$\alpha_2 = 0.45$		164.92	
	$\omega_1\alpha_1 = 47.30$		$\omega_2\alpha_2 = 164.92$		—	
					$\Omega_4 = 330.91$	

Porównując w poszczególnych przekrojach otrzymane hydrauliczne ekwiwalenty niezbędnych powierzchni przepływu pod mostem  $\Omega$  i hydraul. promienie  $R_0$  widzimy że w przekrojach № 1 i № 2 wielkości te znacznie różnią się między sobą, co dowodzi że w tej partji rzeki ruch wody odbywa się nierównomiernie, wobec czego współczynniki  $\alpha$  dla tych przekrojów nieodpowiadają rzeczywistości, gdyż zostały one obliczone przy pomocy wzorów wyprowadzonych w założeniu że ruch wody jest równomierny, a zatem przekroje № 1 i № 2 nie nadają się do dalszych obliczeń.

Z porównania hydrom. przekrojów № 3 i № 4 widzimy, że ruch wody w tej partji rzeki bliski jest do ruchu równomiernego, ponieważ i hydrauliczne ekwiwalentne powierzchnie  $\Omega$  i hydraul. promienie  $R_0$  w tych przekrojach są prawie jednakowe.

Wobec czego niezbędna powierzchnia przekroju przepływu pod mostem  $\Omega$  powinna równać się po wymyciu

$$\Omega = \frac{332 \cdot 16 + 330 \cdot 91}{2 \cdot \mu} = \frac{663 \cdot 07}{2 \cdot 0 \cdot 9} = \infty 370 \text{ m}^2.$$

Biorąc pod uwagę otrzymaną wielkość niezbędnej powierzchni przekroju przepływu pod mostem zadajemy się początkową długością mostu, a mianowicie  $L=64\text{m}$ , a następnie sprawdzamy wystarczalność przyjętego światła mostu.

Określenie średniej grubości  $d$  warstwy spodziewanego wymycia dna łóżyska przepływu.

Przyjąwszy wielkość światła mostu, możemy wyrachować płaszczyznę przekroju przepływu pod mostem  $\Omega_0$  przed dokonaniem wymyciem, uwzględniając skopanie zalewów do poziomu normalnych wód t. j.  $101 \cdot 29 \text{ m}$ . Płaszczyzna ta równa się iloczynowi z wielkości światła  $64 \text{ m}$  i różnicy między poziomem  $W. W.$  ( $105 \cdot 02$ ) a poziomem skopania brzegów, plus płaszczyzna przekroju przepływu n. wody ( $25 \cdot 28 \text{ m}^2$ )

$$\Omega_0 = 64 \cdot (105 \cdot 02 - 101 \cdot 29) + 25 \cdot 28 = 275 \cdot 5 \text{ m}^2.$$

Całkowita płaszczyzna przekroju wymytej warstwy dna t. j.  $d \cdot L_0$  równa się różnicy powierzchni przekrojów  $\Omega - \Omega_0$ , skąd poszukiwana grubość warstwy będzie

$$d = \frac{\Omega - \Omega_0}{L_0}$$

gdzie  $L_0 = 57 \text{ m}$  jest wielkość światła mostu liczona między grodzami fundamentów filarów

$$d = \frac{370 - 275 \cdot 5}{57} = 1 \cdot 65 \text{ m}.$$

Do wymycia średnia głębokość zwężonego mostem przekroju przepływu będzie

$$t_0 = \frac{\Omega_0}{L} = \frac{275 \cdot 5}{64} = 4 \cdot 31 \text{ m},$$

średnia głębokość po wymyciu będzie

$$t = t_0 + d = 4 \cdot 31 + 1 \cdot 65 = 5 \cdot 96 \text{ m},$$

stosunek średnich głębokości przed wymyciem i po wymyciu zatem będzie

$$\varphi = \frac{t}{t_0} = \frac{5 \cdot 96}{4 \cdot 31} = 1 \cdot 38,$$

Przyjmując, że stosunek ten zachowa się dla wszystkich punktów dna przepływu i biorąc z rysunku największą głębokość przepływu przed wymyciem ( $5 \cdot 67$ ) otrzymujemy największą głębokość po wymyciu

$$\text{max. } t = 5 \cdot 67 \cdot 1 \cdot 38 = 7 \cdot 82,$$

ponieważ głębokość tą liczymy od poziomu  $K. W.$   $105 \cdot 02$ , to niweleta wymytego dna będzie

$$105 \cdot 02 - 7 \cdot 82 = 97 \cdot 2 \text{ m}.$$



## II. OBLICZENIE WIELKOŚCI ŚWIATŁA MAŁYCH MOSTÓW I PRZEPUSTÓW.

Prócz różnicy w sposobie obliczenia ilości przepływu w. wody przy małych mostach i przepustach samo obliczenie wielkości ich światła różni się od obliczenia światła wielkich mostów, ponieważ w tym wypadku mamy możliwość dopuszczenia większych prędkości przepływu wody, niż przy dużych mostach, a to z tych przyczyn, że dno łóżyska przepływu, w celu zabezpieczenia od wymycia, możemy odpowiednio wzmocnić, a spiętrzenie wywołane zwiększeniem prędkości przepływu w obiekcie w stosunku do prędkości przyływu wody do otworu nie nastęrcza specjalnych trudności, natomiast umocowanie dna dużych rzek byłoby nie tylko zbyt utrudnione, lecz często niebezpieczne, ponieważ znaczne zwiększenie prędkości i wywołane nim spiętrzenie, mogłoby być przyczyną wielu niepożądanych zjawisk, jako to: podtopienia przylegających do rzeki gruntów, rozmycia brzegów łóżyska, tworzenia się usypowisk w łóżysku i t. p., a na rzekach spławnych i żeglowych, znaczne zwiększenie prędkości przepływu i wywołanie znacznego spiętrzenia, oczywiście, w żadnym razie nie mogłoby być dopuszczone.

Stąd wynika, że dzięki możliwości zwiększenia prędkości przepływu i dopuszczenia znacznego spiętrzenia, możemy osiągnąć wydatne zwężenie naturalnego przekroju przepływu potoku, a tem samem zmniejszenie światła obiektu.

Określiwszy, tym lub innym sposobem, podanym w rozdziale II, ilość przepływu w. wody  $Q$   $m^3/sek.$ , odpowiadającą danej zlewni, przystępujemy do obliczenia światła otworu obiektu.

W zależności od ilości przepływu i wysokości nasypu w miejscu projektowanego obiektu w podłużnym profilu drogi, wyznaczamy most lub przepust.

Przy obliczeniu światła przepustów mogą zajść dwa wypadki, a mianowicie:

- 1) zwierciadło spiętrzonej wody w przepuście nie sięga górnej krawędzi konstrukcji przepustu,—wówczas mamy doczynienia z przelewem zupełnym przez grubą ściankę;
- 2) spiętrzenie w. wody jest tak znaczne, że zwierciadło sięga po-

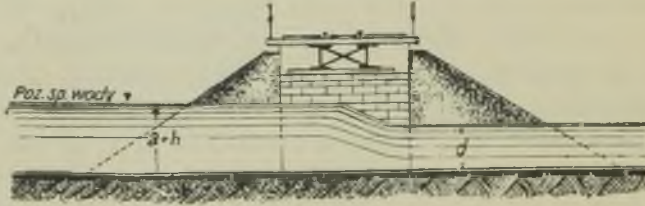
wyżej górnej krawędzi konstrukcji przepustu, zakrywając cały jego otwór, co przy odpowiedniej wysokości nasypu i niskim założeniu przepustu jest dopuszczalne, — wówczas mamy wypadek przepływu pod ciśnieniem przez rury, względnie przez lewary.

Przechodzimy do obliczenia każdego z poszczególnych wypadków.

### Obliczenie wielkości światła małych mostów.

W mostach o małych światłach, dopuszczamy znaczne zwężenie naturalnego przekroju potoku, skutkiem czego powstaje spiętrzenie i zwiększenie prędkości przepływu wody w drogowym obiekcie, w stosunku do prędkości dopływu jej do otworu (prędkości przepływu w wolnym niezabudowanym łóżysku potoku).

Światło mostów, których szerokość (prostopadle do podłużnej osi drogi) wogóle jest niewielka, a przepływ przy ustalonym ruchu wody pod mostem przyjmuje kształt, jak wskazano na rys. 60



Rys. 60

może być obliczone ze wzoru:

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

przedstawiającego sumę dwóch przepływów:

- 1) przepływu wody przy przelewie niezpełnym

$$q_1 = x \cdot \mu \cdot V \sqrt{2g} \cdot \frac{2}{3} \cdot \left[ (h+k)^{3/2} - k^{3/2} \right],$$

- 2) przepływu wody przez zatopiony otwór pod ciśnieniem o wysokości otworu  $a$

$$q_2 = \mu \cdot x \cdot a \cdot V \sqrt{2g \cdot (h+k)}$$

przy założeniu, że przekrój zwilżony pod mostem jest prostokątny, a dno łóżyska przepływu splantowano do najniższego punktu naturalnego zwilżonego przekroju.

Ze wzoru tego otrzymujemy wzór dla określenia wielkości światła ( $x$ ) mostu:

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

gdzie:

- $Q$  — ilość przepływu w  $m^3/sek.$ ,
- $\mu$  — współczynnik zwężenia, czyli kontrakcji, równy 0·90,
- $g$  — przyspieszenie ziemskie, równe 9·81  $m/sek^2$ ,

$a$  — głębokość przekroju naturalnego łożyska przepływu, (wolnego potoku),

$k$  — wysokość, odpowiadająca prędkości  $v$  przyprływu wody do otworu

$$k = \frac{v^2}{2g},$$

$h$  — spiętrzenie, równe

$$h = \frac{u^2 - v^2}{2g}$$

$u$  — dopuszczalna średnia prędkość przepływu pod mostem, w zależności od rodzaju, względnie sposobu wzmocnienia łożyska, obliczalna z tablicy Nr. i 32 lub 33.

Jak widać z powyższego wzoru, do obliczenia wielkości światła małych mostów, niedość jest posiadać jedną tylko ilość przepływu w. wody  $Qm^3sek.$ , musimy również wiedzieć największą głębokość przepływu  $a$  wolnego potoku i prędkość przepływu wody  $v$  w wolnym korycie, czyli prędkość przyprływu wody do otworu.

Wielkości te są ściśle związane z poprzecznym profilem łożyska potoku, ze spadkiem jego  $J$  w pobliżu mostowego otworu i z ilością przepływu w. w.  $Q$ .

Największej głębokości  $a$  przepływu wody w łożysku, o określonym poprzecznym przekroju, odpowiada pewien stały poziom wody, pewna powierzchnia  $f$  przekroju przepływu i pewien hydrauliczny promień  $r$ , względnie średnia głębokość  $t$  przekroju przepływu, a jak wiadomo powyższe czynniki ruchu i spadek  $J$  łożyska w pobliżu otworu określają średnią prędkość przepływu wody w wolnym korycie.

$$v = k \cdot \sqrt{J \cdot r}.$$

Posiłkując się wzorem Bazin'a, dla kanałów i rzek średnio uregulowanych, otrzymamy średnią prędkość  $v$ .

Z podłużnego profilu projektu drogi otrzymujemy poprzeczny przekrój łożyska, spadek zaś  $J$  zaniwelowujemy w polu na długości 200  $m$  powyżej i poniżej projektowanego mostu.

Drogą prób ustalamy poziom dopływającej wody do otworu, przy którym  $v \cdot f = Q$ .

Ustalony poziom dopływającej wody należy wówczas uważać za właściwy, gdy różnica między otrzymanym przepływem  $Q$  przy ustalonym poziomie, a  $Q$  otrzymanem ze wzoru dla obliczenia przepływu z wielkości zlewni, któryśmy w tem celu użyli, nie przekracza 2%.

Z poprzecznego profilu przy ustalonym poziomie określamy największą głębokość  $a$  w  $m$ .

Należy zauważyć, że zdarza się często, że naturalny poprzeczny przekrój łożyska przepływu jest tak płaski, iż ustalenie dopływającego poziomu, a tem samem głębokości  $a$ , jest niemożliwe.



W tych wypadkach należy wpieryw zaprojektować otwarty kanał, doprowadzający wodę do otworu mostu.

W zależności od zaniwelowanego spadku łożyska przed i za objektem, nadajemy mu odpowiedni spadek. W celu otrzymania mniejszego światła przepustu, kanał ten winien być możliwie głęboki, jednak z zachowaniem minimalnej szerokości dna, którą zwykle normuje się przepisami, w każdym razie nie mniejszej niż  $0.5\ m$ .

Przy drogach bitych za przekrój takiego kanału można przyjąć sumę płaszczyzn poprzecznych przekrojów obudwuch górnych rowów, doprowadzających wodę wzdłuż drogowej grobli, do otworu mostu; w wypadkach gdy przy odpowiedniej wysokości nasypu, rowów bocznych projektem nie przewidziano, musimy zaprojektować i wykonać odpowiedni kanał doprowadzający wodę.

W dalszych obliczeniach posługujemy się jego przekrojem jak naturalnym łożyskiem.

Następnie należy rozstrzygnąć, na podstawie właściwości gruntu łożyska pod mostem i w jego sąsiedztwie, czy można łożysko pozostawić w naturalnym stanie, czy też należy je wzmocnić tym lub innym sposobem i odpowiednio do przyjętego rodzaju wzmocnienia łożyska, przyjąć z tablicy № 33 średnią dopuszczalną prędkość  $u$  przepływu wody pod mostem.

Im większą dopuszczimy prędkość przepływu, w zależności od rodzaju wzmocnienia łożyska, tym większe otrzymamy spiętrzenie  $h$ , a tym mniejsze światło mostu.

Kamiennego muru dla wzmocnienia łożyska przepływu w mostach o świetle większym niż  $5.00\ m$  nie należy projektować; zamiast tak solidnego, a drogiego wzmocnienia racjonalniej będzie w takim wypadku zwiększyć światło mostu, zmniejszając prędkość przepływu wody pod mostem.

Przyjęta prędkość  $u$  przepływu pod mostem nie powinna być mniejszą od prędkości  $v$  przyływu do otworu; gdyby wypadło, że  $v > u$ , to musielibyśmy sztucznie zmienić warunki przyływu wody do otworu, odrabiając naprzykład dno parowu kaskadami lub w jaki inny sposób, zależnie od miejscowych warunków.

Wogóle należy w wyborze  $u$  znaleźć takie rozwiązanie, by pociągało za sobą najmniejsze koszty, a jednocześnie czyniło zadość innym stawianym warunkom, a mianowicie:

1) Wielkość spiętrzenia  $h$  wody przed mostem winna być taka, by zwierciadło spiętrzonej wody nie sięgało dolnej krawędzi konstrukcji mostu conajmniej  $0.5\ m$ , a przy kamiennych i betonowych mostach, o ile mają strzałkę podniesienia mniejszą niż  $1/6$  rozpiętości, a styczna nasadowa nie jest pionową,—zwierciadło spiętrzonej wody nie powinno sięgać ponad węzłowiec; przy strzałce podniesienia przekraczającej  $1/6$  rozpiętości,—zwierciadło spiętrzonej wody nie powinno sięgać ponad punkt, w którym pro-



mień prowadzony pod kątem  $30^\circ$  ze środka koła, zakreślającego część podniesienia łuku, przebija podniebienie.

2) Sposób wzmocnienia łożyska przepustu powinien odpowiadać miejscowemu warunkom łożyska za mostem, aby woda wypływająca z pod mostu przy znacznej swej prędkości nie rozmywała naturalnego niewzmocnionego łożyska. Jednak powyższy warunek nie zawsze się da zachować, ponieważ łożysko za mostem i tak należy wzmocnić, gdyż bywa ono rozmywane już przed zwężeniem przepływu spowodowanym drogowym objektem.

W ten sposób przeprowadzamy obliczenie światła małych mostów, gdy szerokość ich jest niewielka, bez różnicy czy mają one być o kamiennych, czy też o drewnianych filarach, względnie przyczółkach.

Światła małych mostów pod parą kolejowych torów lub bite drogi o koronie drogowej grobli większej niż  $7.00\text{ m}$  prawidłowiej jest liczyć według wzoru Bress'a podanego poniżej dla przepustów, gdyż w tym wypadku szerokość przyczółków stanowi poważną wielkość w stosunku do wielkości ich otworów, a więc przepływ wody przez takie objekty prędzej ma charakter przelewu przez grubą ściankę, niż przez cienką, jak to w założeniu powyższego wzoru przyjęto.

Gdy spiętrzenia pod mostem z terenowych względów, zupełnie nie dopuszczamy, to dla obliczenia wielkości światła mostu posługujemy się tymże wzorem przy  $h = 0$ , który przyjmuje wówczas formę:

$$x = \frac{Q}{\mu \cdot a \cdot \sqrt{2g \cdot k}} = \frac{Q}{\mu \cdot a \cdot v}$$

Zwykle przyjmuje się, że prędkość, z którą woda dopływa do mostowego otworu równa się prędkości  $v$  przepływu wody w niezwązonym przekroju potoku; ze względu na obecność spiętrzenia wody założenie to nie zupełnie odpowiada rzeczywistości; z tych przyczyn czasem określa się wielkość światła mostu i wysokość spiętrzenia przy założeniu, że  $k = \frac{v^2}{2g}$  i  $k = 0$ , i z otrzymanych dwóch wielkości przyjmuje się wielkość średnią.

Największe spiętrzenie wody przed mostem przy największej prędkości przepływu wody w obiekcie  $u = 4.5\text{ m/sek}$ . (wzmocnienie dna łożyska kamiennym murem) i prędkości dopływu wody  $v = 0$ , może sięgnąć wielkości

$$h = \frac{4.5^2}{2 \cdot 98.1} = 1.03\text{ m},$$

Wysokość spiętrzonego zwierciadła wody nad dnem łożyska przepływu równa się  $h + a$ , gdyby poziom ten nie czynił zadość stawianym wymaganiom co do wzniesienia korony grobli i oporowych ciosów, to w celu zmniejszenia spiętrzenia zmuszeni bylibyśmy zwiększyć światło mostu  $h$ , a gdyby pomimo to trudno było osiągnąć pożądaną cel, to musimy zwiększyć wysokość nasypu albo pogłębić dno przepływu lub skutecznie jednocześnie jedno i drugie.

Tablica 41.

(Wysokość krawędzi od korony drogowej grobli do podstawy szyny przyjęto 0,40 m.)

Nominalna wielkość świata mostów w m	Z jazdą po górze										Z jazdą podole						
	4	6	8	10	12	16	20	30	40	50	60	20	30	40	50	60	80
Wysokość oporowych ciosów . . . . .	0-30	0-30	0-40	0-40	0-40	0-46	0-40	0-50	0-50	0-50	0-50	0-40	0-50	0-50	0-50	0-50	0-50
Wysokość od podstawy szyny do górnej płaszczyny oporowych ciosów.	1-29	1-42	1-46	1-61	1-93	2-83	3-63	3-82	6-34	7-30	8-14	1-08	1-37	1-50	1-55	1-69	2-23
Wysokość od dolnej krawędzi dzwigaru pośrodku mostu do podstawy szyny.	1-00	1-15	1-34	1-51	1-81	2-62	3-41	3-56	5-73	6-58	7-43	0-87	1-04	1-09	1-11	1-11	1-36
Najmniejsza wysokość krawędzi korony drogowej grobli przy moście nad spłetrzonym poziomem K. W. wód (F) . . . . .	1-72	1-85	2-00	2-17	2-49	3-39	4-20	4-47	7-01	7-97	8-80	1-64	2-24	2-36	2-42	2-56	2-90

W mostach o żelaznej nośnej konstrukcji przęseł wymagane jest, by spiętrzony poziom zwierciadła wody  $h + a$ , nie sięgał dolnej krawędzi nośnej konstrukcji przynajmniej o 1·00 *m*, albo by był poniżej podstawy oporowych ciosów o 0·50 *m*. Warunek powyższy będzie zachowany, gdy

$$H - (a + h) > F,$$

gdzie  $H$  — wysokość nasypu, a wielkość  $F$  dla żelaznych kolejowych mostów podana w tablicy 41.

Przy wykonaniu projektu, czy to kolei żelaznej, czy drogi bitej, mamy do czynienia ze znaczną ilością małych mostów, z tych względów obliczenia światła tych mostów przeprowadzamy na specjalnie w tym celu drukowanych blankietach, co znacznie ułatwia pracę.

Wzór blankietu podano w załączeniu.

### Obliczenie wielkości światła przepustów, gdy zwierciadło spiętrzonej wody nie sięga górnej krawędzi konstrukcji przepustu.

Wielkość światła kamiennych, ceglanych, betonowych lub żelbetowych sklepionych przepustów na kolejach przyjmuje się w granicach od 1·00 *m* do 7·00 *m*, a na bitych drogach nawet do 10·00 *m*, co, przy największej prędkości przepływa 4·5 *m*/sek, dopuszczalnej przy mrowaniem z kamienia łożysku, może dać max. ilość przepływu przez przepust o świetle 7 *m* do 57 *m*<sup>3</sup>/sek; przy większej do przeprowadzania ilości przepływu kolejowe przepusty budują się podwójne, a nawet potrójne. Przepustów ponad 8 *m* w świetle na kolejach należy unikać, pomimo, że ich zdolność przepływu jest znaczna.

Również staramy się unikać przepustów o drewnianych dnach, aczkolwiek prędkość przepływu w takich przepustach może być dopuszczalną 6·5 *m*/sek., co daje możliwość przeprowadzenia prawie trzykrotnie większej ilości wody.

Według rosyjskich technicznych przepisów, poziom zwierciadła spiętrzonej wody w przepustach ceglanych powinien być poniżej stopy sklepienia o 0·20 *m*, a w kamiennych i betonowych powinien stanowić nie więcej  $\frac{3}{4}$  wysokości od dna łożyska do podniebienia sklepienia, przytem w każdym razie w sklepieniach ze strzałką podniesienia większą  $\frac{1}{3}$  — wzniesienie podniebienia nad spiętrzonem zwierciadłem powinno wynosić nie mniej 0·85 *m*, a przy mniejszych wzniesieniach nie mniej 0·50 *m*.

Wobec czego jeżeli

$H$  — oznacza wysokość ściany przepustu,

$b$  — wielkość jego światła,

$\gamma$  — spiętrzony poziom,



to dla ceglanych przepustów

$$H > \gamma + 0.20,$$

dla półkolistych kamiennych

$$\gamma \leq \frac{3}{4} \left( H + \frac{b}{2} \right),$$

albo

$$H \geq \frac{4}{3} \cdot \gamma - \frac{b}{2},$$

i prócz tego

$$H + \frac{b}{2} - \gamma \leq 0.85,$$

wprowadzając tu zamiast  $\gamma$  odpowiadającą mu powyższą wielkość, otrzymamy:

$$H + \frac{b}{2} - \frac{3}{4} \left( H + \frac{b}{2} \right) \leq 0.85$$

skąd

$$H \geq 3.40 - \frac{b}{2}.$$

Zważywszy na to, że przy tych granicach wysokości ścian przepustu, gros ilości przepływu odbywać się będzie w przekroju sklepienia powyżej ścian; ustalenie wzorów dla obliczenia wielkości światła będzie bardzo zawiłym zadaniem, wówczas gdy ogólnie stosowane normy według Bress'ego są proste, również przyjąwszy i tą okoliczność, że przy tak małym odcinku sklepienia przepustu pozostającym do przepływu unoszonych wodą przedmiotów, może ono bardzo łatwo uleść uszkodzeniu, to lepiej dla ceglanych przepustów pozostawić normę

$$H \geq \gamma + 0.20,$$

a dla kamiennych i betonowych przyjąć

$$h \geq \gamma.$$

nie projektując nigdzie wysokości ścian —  $H$  mniejszej niż 1.0 m.

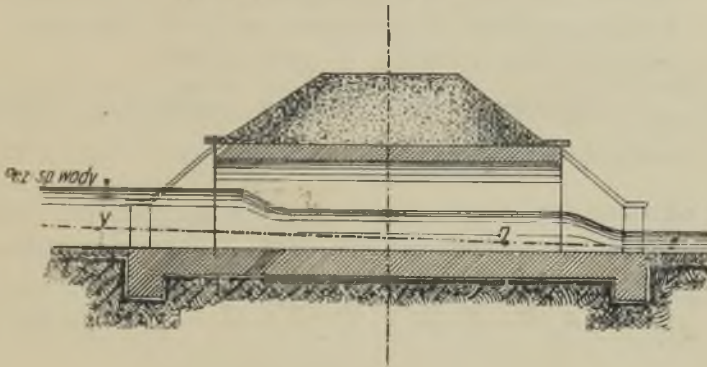
Najmniejszą granicą wysokości nasypu —  $h$ , jeszcze możliwą do zbudowania w nim przepustu będzie ta, przy której w kolejowej grobli nad przepustem, licząc od górnej płaszczyzny sklepienia do spodu kolejowych podkładów, pozostanie 1.0 m, i jeżeli przyjmiemy grubość warstwy żwirówki pod podkładami = 0.40 m, a grubość sklepienia w zworniku  $c$ , to warunek ten wyrazi się wzorem



$$h + 0.40 - \left( H + \frac{b}{2} + c \right) \geq 0.60 ,$$

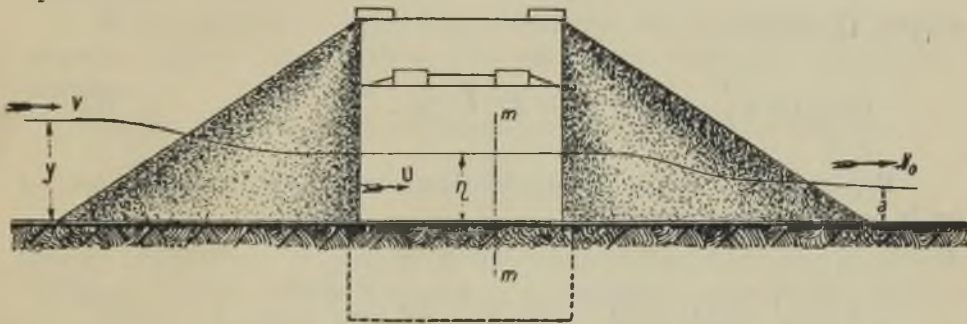
albo

$$h - \left( H + \frac{b}{2} + c \right) \geq 0.60 .$$



Rys. 60.

Zjawisko przepływu w. w. w przepuszczeniu wyobrażamy sobie w ten sposób:



Rys. 61.

że, jeżeli przed zbudowaniem drogowego obiektu, woda przepływała w wolnym łóżysku z prędkością  $v_0$  przy głębokości przepływu  $a$ , to przez pobudowanie obiektu następuje zwężenie przekroju przepływu, wywołujące zmniejszenie prędkości dopływu do wielkości  $v$  i spiętrzenie  $h$ , a skutkiem wywołanego spiętrzenia zwiększa się głębokość przypląwu do wielkości  $y$ .

Prędkość przepływu pod mostem zwiększa się do wielkości  $u$ , a przy pewnej max. głębokości przepływu pod mostem  $\eta$  objętość wody przypląwającej do otworu powinna równać się objętości wody odpływającej przez otwór, wówczas następuje równowaga i wielkość przepływu wody w dowolnym przekroju  $mm$  w granicach obiektu będzie:

$$Q = \mu \cdot b \cdot \eta \cdot u = \mu \cdot b \cdot \eta \cdot \sqrt{2g(y + k - \eta)} \quad \dots (a)$$

gdzie

- $\mu$  — współczynnik kontrakcji czyli zwężenia = 0.90,
- $b$  — szerok. otworu, czyli światło przepustu,
- $\eta$  — wysokość warstwy wody przepływającej w przepuście.
- $\gamma$  — wysokość zwierciadła spiętrzonej wody nad dnem przepustu,
- $u$  — średnia prędkość przepływającej wody w przepuście,
- $v$  — średnia prędkość dopływającej wody do przepustu,
- $g$  — przyspieszenie ziemskie = 9.81 *m/sek.*<sup>2</sup>,
- $k = \frac{v^2}{2g}$  — wysokość odpowiadająca prędkości  $v$  dopływającej wody do przepustu.

Dla określonego otworu o szerokości  $b$  przy stałych wielkościach  $\mu$ ,  $\gamma$  i  $h$  objętość przepływu wielkiej wody będzie maksymalna, gdy

$$\frac{dQ}{d\eta} = 2g \cdot b^2 \cdot \mu^2 \cdot (2\eta \cdot \gamma + 2\eta \cdot k - 3\eta^2) = 0,$$

skąd

$$\eta = \frac{2}{3} \cdot (\gamma + k) \dots \dots \dots (b)$$

a max.  $Q$  będzie:

$$\text{max. } Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \cdot (\gamma + k) \cdot \sqrt{2g \cdot \frac{\gamma + k}{3}} \dots \dots \dots (c)$$

Prędkość  $u$ , z którą woda przepływa przy wysokości  $\eta$  warstwy wody w przepuście będzie:

$$u = \sqrt{2g(\gamma + k - \eta)} = \sqrt{2g \cdot \frac{\gamma + k}{3}} \dots \dots \dots (d)$$

skąd

$$\gamma + k = \frac{3 \cdot u^2}{2g},$$

a wielkość  $Q$  odpowiadająca największej przepływowej zdolności przepustu będzie

$$Q = \frac{\mu \cdot b \cdot u}{g} \dots \dots \dots (e)$$

Wprowadzając do wzoru (e) wartości dla  $\mu = 0.90$  i przyspieszenie ziemskie  $g = 9.81 \text{ m/sek.}^2$ , otrzymujemy prosty wzór, z którego łatwo możemy obrachować wielkość światła  $b$ , odpowiadającą największej przepływowej zdolności przepustu

$$b = \frac{g \cdot Q}{\mu \cdot u^3} = 10 \cdot 9 \frac{Q}{u^3} \dots \dots \dots (1)$$

Wysokość zwierciadła spiętrzonej wody nad dnem przepustu ze wzoru (d) będzie

$$y = \frac{3 \cdot u^2}{2g} - k = 0 \cdot 1529 u^2 - k, \dots \dots \dots (f)$$

ponieważ wielkość  $k$  jest bardzo małą, gdyż prędkość spiętrzonego poziomu jest nieznaczną, nie przewyższającą  $0 \cdot 10$  *m/sek.*, to możemy ją zlekceważyć, tym więcej, że będzie to na korzyść pewności światła—wówczas:

$$y = 0 \cdot 1529 u^2 \dots \dots \dots (2)$$

Wysokość warstwy przepływającej wody w przepuście ze wzoru (b) i (f) będzie

$$\eta = 0 \cdot 10193 u^2 \dots \dots \dots (3)$$

Otrzymane wzory 1, 2, i 3 wzuppełności rozwiązują zadanie o wielkości światła przepustu.

W celu ułatwienia obliczeń, posilkując się wzorami 1, 2 i 3, zestawiono tablice № 42 i № 43 dla określenia wielkości światel przepustów.

Gdyby przy przyjętej szybkości w przepuście wypadało, że

$$\eta \leq a$$

wtedy, przyjmując, że poziom wody przepływającej w przepuście jest taki sam, jak w wolnem korycie, t. j. szybkość przepływu pozostaje bez zmiany, wielkość otworu przepustu obliczamy z wzoru (a) przy  $\eta = a$

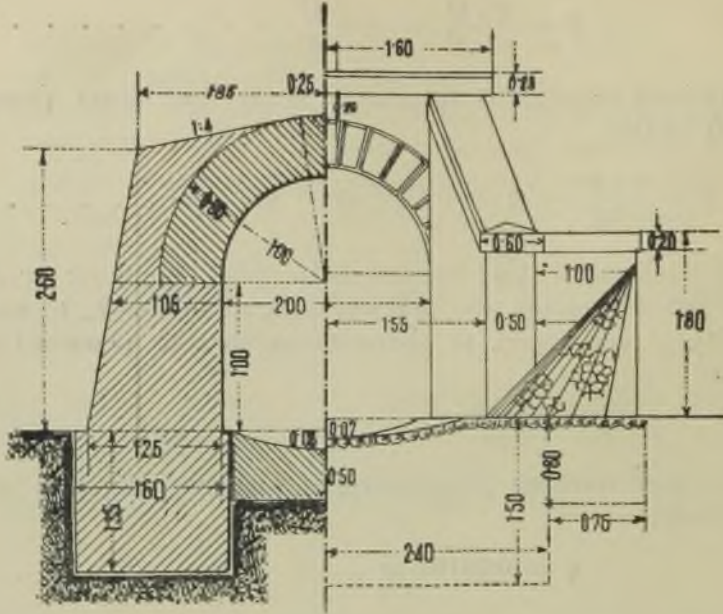
$$b = \frac{Q}{\mu \cdot \eta \cdot u} = \frac{Q}{\mu \cdot a \cdot u}$$

W tym wypadku znalezione wymiary przepustu nie będą odpowiadać największej przepływowej zdolności, ponieważ nie został zachowany warunek, żeby

$$\eta = \frac{2}{3} (y + k)$$

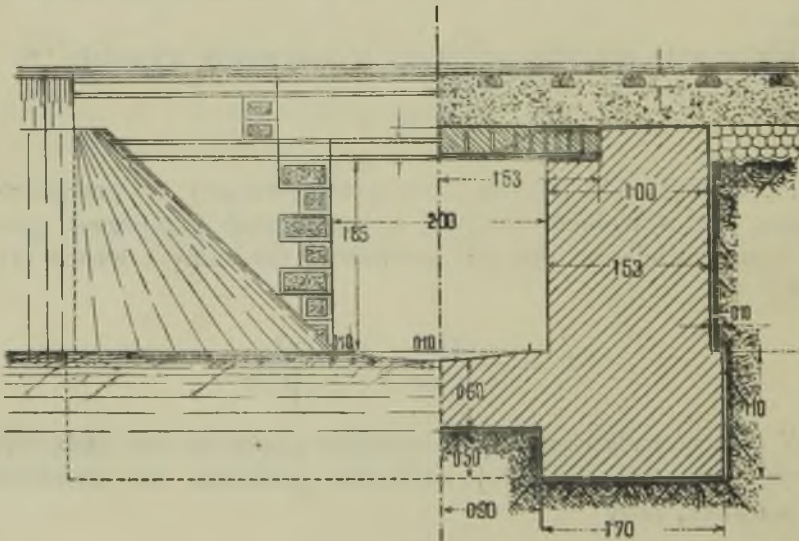
Wyznaczony z tablicy № 42 otwór przepustu powinien mieć pionowe ściany, jakto bywa przy półcyrkłowych sklepieniach (rys. 62)





Rys. 62.

lub w przepustach przekrytych płytami betonowymi, względnie żelbetowymi (rys. 63.)

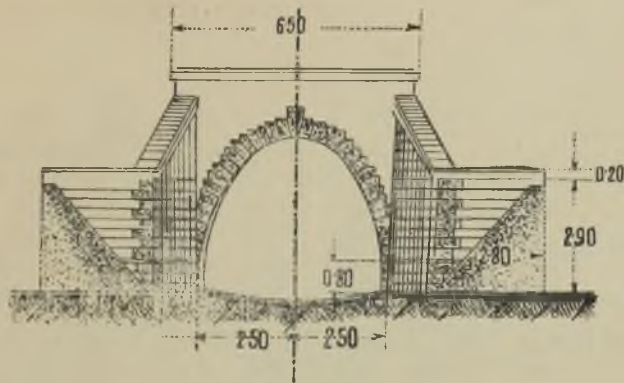


Rys. 63

Obecnie często poprzecznym przekrojem przepustów nadaje się kształt owalny, odpowiadający krzywej ciśnień w sklepieniu i ściankach, wobec czego, w tych wypadkach, znaleziony otwór  $b$  z tablicy № 42 należy zwiększyć o 15—25% w zależności od stosunku jaki zachodzi



między prostokątną powierzchnią przekroju przepływu, a owalną przy jednym i tym samym poziomie zapełnienia przepustu wodą.



Rys. 64.

Dla zachowania stałej prędkości  $u$  przepływu na całej długości przepustu, musimy dnu przepustu nadać odpowiednią pochyłość.

Pochyłość dna przepustu możemy obrachować używając wzoru prędkości Bazin'a

$$u = K \cdot \sqrt{J \cdot R},$$

skąd

$$J = \frac{u^2}{K^2 \cdot R}$$

z tablicy № 8 dla danego  $R$  bierzemy odpowiedni współczynnik  $K$ , odpowiadający materiałowi dna przepustu, względnie sposobowi jego wzmocnienia.

Spiętrzenie  $h$  wody u wlotu do przepustu będzie

$$h = y - \eta.$$

Ponieważ  $y$  z wzoru (d) równa się

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

a  $\eta$  ze wzorów (b) i (d) będzie

$$\eta = \frac{u^2}{g},$$

to spiętrzenie  $h$  będzie

$$h = y - \eta = \frac{3 u^2 - v^2}{2g} - \frac{u^2}{g} = \frac{u^2 - v^2}{2g}.$$

Tablica 42. Ilości przepływu w kamiennych przepustach

Prę- kość na dnie	Średnia prę- kość	Wys- kość spiętrz. w.	Światło przepustu w m.										
			$v_d$	$u$	$\gamma$	0·60	0·80	1·00	1·50	2·00	2·50	3·00	3·50
			w metrach										
0·802	1·00	0·15	0·055	0·073	0·092	0·138	0·183	0·229	0·275	0·321			
·860	·10	·19	·073	·098	·122	·183	·244	·305	·366	·427			
·900	·14	·20	0·83	·109	·136	·204	·272	·340	·408	·476			
·932	·20	·22	·095	·127	·150	·238	·317	·396	·476	·555			
1·021	·30	·26	·121	·161	·202	·302	·403	·504	·605	·706			
1·110	1·40	0·30	0·150	0·201	0·252	0·378	0·504	0·629	0·755	0·881			
·288	·60	·39	·225	·301	·376	·564	·752	·939	1·127	1·315			
·466	·80	·50	·321	·428	·535	·802	1·070	1·337	·605	·873			
·500	·81	·50	·326	·435	·544	·816	·094	·359	·632	·904			
·	2·00	·61	·440	·587	·736	1·104	·464	·832	2·201	2·569			
1·862	2·20	0·74	0·586	0·782	0·976	1·465	1·954	2·441	2·930	3·419			
2·054	·40	·88	·760	1·015	3·268	·902	2·537	3·168	3·802	4·439			
·400	·47	·92	·829	·106	·382	2·073	·765	·454	4·147	·839			
·242	·60	1·03	·967	·290	·612	·418	3·225	·428	·837	5·644			
·430	·80	·20	1·207	·611	2·013	3·021	4·028	5·031	6·041	7·049			
2·608	3·00	1·38	1·485	1·982	2·476	3·715	4·954	6·188	7·430	8·670			
·806	·20	·57	·802	2·405	3·005	4·509	6·013	7·510	9·018	10·522			
3·000	·43	·80	2·219	·962	·700	5·553	7·405	9·249	11·105	12·953			
·184	·60	·98	·566	3·425	4·278	6·420	8·561	10·693	12·840	14·981			
·364	·80	2·20	3·018	4·028	5·032	7·550	10·069	12·577	15·101	17·619			
3·564	4·00	2·45	3·520	4·696	5·888	8·832	11·712	14·656	17·608	20·552			
·754	·20	·70	4·075	5·438	6·794	10·195	13·595	14·981	20·389	23·790			
·954	·40	·96	·465	6·253	7·811	11·721	15·631	19·524	23·443	27·353			
4·200	·68	3·35	5·638	7·524	9·400	14·104	18·809	23·494	28·209	38·914			
·338	·80	·52	6·083	8·117	10·141	15·218	20·294	25·348	30·435	35·511			
4·436	5·00	3·82	6·875	9·175	11·463	17·200	22·938	28·650	34·400	40·138			
·734	·20	4·13	7·333	10·321	12·894	19·348	25·802	32·227	38·695	45·149			
·932	·40	·46	8·660	11·558	14·439	21·667	28·895	36·091	43·334	50·562			
5·130	·60	·79	9·659	12·890	16·104	24·165	32·226	40·251	48·330	56·390			
·330	·80	5·14	10·731	14·321	17·892	25·847	35·803	44·720	53·695	62·650			
5·530	6·00	5·40	11·880	15·854	19·807	29·722	39·636	49·502	59·443	69·358			
·718	·20	·88	13·108	17·493	21·855	32·794	43·733	54·625	65·588	76·527			
·885	·40	6·26	14·418	19·241	24·039	36·071	48·103	60·083	72·142	84·174			
6·000	·54	·54	15·385	20·532	25·651	38·490	51·330	64·113	76·981	89·820			
·050	·60	·66	·812	21·102	26·363	39·559	52·756	65·894	79·119	86·075			

według wzoru  $Q = 0.09174 \cdot b \cdot u^3 \text{ m}^3/\text{sek.}$

Światło przepustu w m.

4.0	4.5	5.0	5.5	6.00	6.50	7.00	8.00	9.00	10.00
0.367	0.413	0.459	0.505	0.551	0.596	0.642	0.734	0.826	0.917
.489	.549	.611	.672	.733	.794	.855	.977	1.099	1.221
.544	.612	.680	.748	.816	.884	.951	1.088	.224	.359
.634	.713	.793	.872	.951	1.030	1.109	.268	.427	.585
.806	.907	1.008	1.107	1.209	.310	.410	.613	.814	2.015
1.007	1.133	1.259	1.385	1.511	.636	1.762	2.014	2.266	2.516
.421	.691	.879	2.067	2.255	2.442	2.630	3.006	3.382	3.756
2.140	2.407	2.675	.945	3.213	3.478	3.744	4.280	4.815	5.350
.177	.448	.720	.995	.267	.534	.807	.353	.894	.438
.936	3.304	3.670	4.037	4.404	4.770	5.136	5.872	6.606	7.336
3.908	4.395	4.887	5.377	5.867	6.345	6.836	7.816	8.795	9.764
5.072	5.709	6.245	6.981	7.617	8.253	8.875	10.147	11.419	12.677
.530	6.223	.912	7.610	8.303	.986	9.674	11.061	12.442	13.818
6.450	7.255	8.062	8.869	9.676	10.481	12.838	12.901	14.513	16.117
8.056	19.062	10.069	11.077	12.085	13.090	14.093	16.113	18.126	20.130
9.909	11.146	12.385	13.624	14.864	16.100	17.334	19.818	22.294	24.759
12.026	13.526	15.031	16.535	18.039	19.539	21.037	24.050	27.057	30.048
14.810	16.658	18.510	20.362	22.214	24.062	25.907	29.619	33.319	37.004
17.123	19.260	21.401	23.543	25.684	27.821	29.953	34.246	38.524	42.784
20.138	22.651	25.170	27.688	30.207	32.720	35.228	40.276	45.308	50.318
23.488	26.432	29.360	32.296	35.232	38.160	41.088	46.976	52.848	58.688
27.190	30.584	33.984	37.385	40.785	44.179	47.564	54.381	61.174	67.939
31.263	35.164	39.074	42.984	46.894	50.795	54.688	62.525	70.334	78.114
37.619	42.313	47.018	51.723	56.428	61.123	65.807	75.237	84.637	93.995
40.587	45.652	50.729	55.805	60.881	75.946	71.000	81.175	91.316	101.413
45.875	51.600	57.338	63.075	68.813	74.538	88.250	91.750	103.213	114.625
51.603	58.043	64.497	70.951	77.405	83.845	90.270	103.206	116.100	128.938
57.789	65.001	72.229	79.486	86.684	93.896	101.092	115.579	130.018	144.394
64.451	72.494	80.555	88.616	96.677	104.720	112.745	128.902	147.006	161.040
71.606	80.542	90.088	98.454	107.409	116.345	125.262	143.212	161.104	178.918
79.272	89.165	99.079	108.994	118.908	128.585	138.672	158.544	178.351	198.072
87.466	98.382	109.321	120.260	131.200	142.115	153.007	174.933	196.787	218.547
96.207	108.213	120.245	132.278	144.310	156.316	168.296	192.410	216.452	240.386
102.659	115.471	128.310	141.150	153.989	166.801	179.584	205.319	230.970	256.509
103.861	118.678	131.874	145.090	158.267	171.434	184.582	211.022	237.385	263.634



Tablica 43 dla wyznaczania wielkości przepustów z ilości przepływu  $Q$

$$\gamma = 0.1529 u^2$$

$$\text{zestawiona ze wzorów: } u = \sqrt[3]{\frac{109 \cdot Q}{b}}$$

Ilość przepływu $Q$ m <sup>3</sup> /sek.	w metrach						w metrach bieżących						w metrach												
	Światło przepustu $b$	Prędkość przepływu na dnie $V_d$	Srednia prędk. prz. $u$	Wysokość spłitrz. zw. wody $\gamma$	Ilość przepływu $Q$ m <sup>3</sup> /sek.	Światło przepustu $b$	Prędkość przepływu na dnie $V_d$	Srednia prędk. prz. $u$	Wysokość spłitrz. zw. wody $\gamma$	Ilość przepływu $Q$ m <sup>3</sup> /sek.	Światło przepustu $b$	Prędkość przepływu na dnie $V_d$	Srednia prędk. prz. $u$	Wysokość spłitrz. zw. wody $\gamma$	Ilość przepływu $Q$ m <sup>3</sup> /sek.	Światło przepustu $b$	Prędkość przepływu na dnie $V_d$	Srednia prędk. prz. $u$	Wysokość spłitrz. zw. wody $\gamma$	Ilość przepływu $Q$ m <sup>3</sup> /sek.	Światło przepustu $b$	Prędkość przepływu na dnie $V_d$	Srednia prędk. prz. $u$	Wysokość spłitrz. zw. wody $\gamma$	
0.150	1.00	0.932	1.20	0.22	22.932	2.50	4.170	4.64	3.29	45.875	4.50	4.438	4.90	4.338	4.80	4.338	4.80	4.80	3.52	45.875	4.50	4.438	4.90	4.338	4.80
.202	"	1.021	.30	.26	23.500	"	.200	.68	.35	46.500	"	.378	.84	.368	.83	.368	.83	.83	.57	46.500	"	.448	.91	.448	.83
.252	"	.110	.40	.30	24.000	"	.234	.71	.39	47.000	"	.408	.87	.388	.85	.388	.85	.85	.60	47.000	"	.468	.93	.468	.85
.376	"	.288	.60	.39	.500	"	.269	.74	.44	.500	"	.303	.77	.408	.87	.408	.87	.87	.63	.500	"	.508	.97	.508	.87
.535	"	.466	.80	.50	26.000	"	.303	.77	.48	48.000	"	.438	.90	.418	.88	.418	.88	.88	.64	48.000	"	.508	.97	.508	.88
0.544	"	1.500	1.81	0.50	25.500	"	4.348	4.81	3.54	48.500	"	4.498	4.96	4.438	4.90	4.438	4.90	4.90	3.68	48.500	"	4.518	4.98	4.518	4.90
.736	"	.664	2.00	.61	26.000	"	.378	.84	.58	49.000	"	.408	.87	.448	.91	.448	.91	.91	.69	49.000	"	.508	.97	.508	.91
.976	"	.862	.20	.74	.500	"	.408	.87	.63	.500	"	.438	.90	.468	.93	.468	.93	.93	.72	.500	"	.508	.97	.508	.93
1.268	"	2.054	.40	.88	27.000	"	.438	.90	.67	50.000	"	.468	.93	.488	.95	.488	.95	.95	.75	50.000	"	.508	.97	.508	.95
.382	"	.100	.47	.92	.500	"	.468	.93	.72	.500	"	.508	.97	.508	.97	.508	.97	.97	.78	.500	"	.508	.97	.508	.97
1.612	"	2.242	2.60	1.03	28.000	"	4.498	4.96	3.76	51.000	"	4.518	4.98	4.518	4.98	4.518	4.98	4.98	3.79	51.000	"	4.518	4.98	4.518	4.98
2.013	"	.430	.80	.20	.650	2.50	.536	5.00	.82	.600	4.50	.536	5.00	.536	5.00	.536	5.00	5.00	.82	.600	4.50	.536	5.00	.536	5.00
.476	"	.608	3.00	.38	28.650	3.00	4.223	4.70	3.38	51.600	5.00	4.368	4.83	4.368	4.83	4.368	4.83	4.83	3.57	51.600	5.00	4.368	4.83	4.368	4.83
3.005	"	.806	.20	.57	29.000	"	.257	.73	.42	52.000	"	.280	.75	.378	.84	.378	.84	.84	.58	52.000	"	.398	.86	.398	.84
.700	"	3.000	.43	.80	.500	"	.280	.75	.45	.500	"	.315	.78	.408	.87	.408	.87	.87	.61	.500	"	.448	.91	.448	.87
4.278	"	3.184	3.60	1.98	30.000	"	4.315	4.78	3.49	53.000	"	4.408	4.87	4.408	4.87	4.408	4.87	4.87	3.63	53.000	"	4.408	4.87	4.408	4.87
5.032	"	.364	.80	2.20	.500	"	.348	.81	.54	.500	"	.368	.83	.428	.89	.428	.89	.89	.66	.500	"	.438	.90	.438	.89
.888	"	.564	4.00	.45	31.000	"	.368	.83	.57	54.000	"	.398	.86	.458	.92	.458	.92	.92	.70	54.000	"	.458	.92	.458	.92
6.694	"	.754	.20	.70	.500	"	.398	.86	.61	.500	"	.418	.88	.468	.93	.468	.93	.93	.72	.500	"	.468	.93	.468	.93
7.811	"	.954	.40	.96	32.000	"	.418	.88	.64	.500	"	.438	.90	.488	.95	.488	.95	.95	.78	.500	"	.508	.97	.508	.95



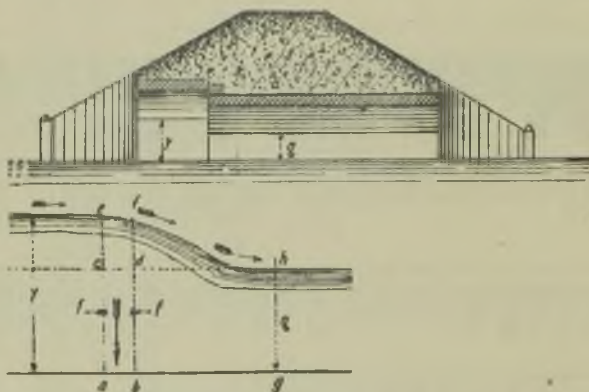
9·400	4·200	4·68	3·35	32·500	"	4·448	4·91	3·69	55·500	"	4·488	4·95	3·75
10·141	3·38	·80	·52	33·000	"	·468	·93	·72	56·000	"	·498	·96	·76
11·463	·536	5·00	3·82	·500	"	·498	·96	·76	57·000	"	·518	·98	·79
11·463	1·00	5·00	3·82	34·000	"	·518	·98	·79	·338	"	·528	·99	·80
11·463	1·50	4·37	2·92	·400	3·00	·536	5·00	·82	57·338	5·00	·536	5·00	·82
12·000	"	4·43	3·00	34·000	3·50	4·303	4·77	3·48	58·000	5·50	4·388	4·85	3·60
·500	"	4·49	3·00	35·000	"	·338	·80	·52	·500	"	·398	·86	·61
13·000	"	4·55	·08	·500	"	·358	·82	·55	·500	"	·418	·88	·64
·500	"	4·61	·16	36·000	"	·378	·84	·58	59·000	"	·428	·89	·66
14·000	"	4·67	·25	·500	"	·408	·87	·63	·500	"	·448	·91	·69
·500	"	4·72	3·33	37·000	"	4·428	·89	3·66	60·000	"	4·458	4·92	3·70
15·000	"	4·78	·41	·500	"	·448	·91	·69	·500	"	·478	·94	·72
·500	"	4·83	·49	38·000	"	·468	·93	·72	61·000	"	·488	·95	·75
16·000	"	4·88	·57	·500	"	·488	·95	·75	·500	"	·498	·96	·76
·500	"	4·93	·64	39·000	"	·508	·97	·78	62·000	"	·508	·97	·78
16·500	"	4·98	3·72	39·500	"	·518	4·98	3·79	·500	"	4·518	·98	3·79
17·000	"	5·00	·79	40·000	"	·528	·99	·80	63·000	"	·528	·99	·80
·200	1·50	5·00	·82	·138	3·50	·536	5·00	·82	·075	5·50	·536	5·500	·82
17·200	2·00	4·56	3·18	40·138	4·00	4·326	4·79	3·50	63·075	6·00	4·398	4·486	3·61
18·000	"	·63	·28	·500	"	·348	·81	·54	·500	"	·408	·87	·63
18·500	"	4·68	3·35	41·000	"	·368	4·83	3·57	64·000	"	4·418	4·88	3·64
19·000	"	4·72	·41	·500	"	·388	·85	·60	·500	"	·428	·89	·66
·500	"	4·76	·46	42·000	"	·408	·87	·63	65·000	"	·438	·90	·67
20·000	"	4·80	·52	·500	"	·428	·89	·66	·500	"	·458	·92	·70
·500	"	4·84	·58	43·000	"	·448	·91	·69	66·000	"	·468	·93	·72
21·000	"	4·88	3·64	43·500	"	·458	4·92	3·70	66·500	"	4·488	4·95	3·75
·500	"	4·92	·70	44·000	"	·478	·94	·72	67·000	"	·498	·96	·76
22·000	"	4·95	·75	·500	"	·498	·96	·76	·500	"	·508	·97	·78
·500	"	4·98	·79	45·000	"	·508	·98	·79	68·000	"	·518	·98	·79
·932	2·00	5·00	·82	·875	4·00	·536	5·00	·82	·813	6·00	·536	5·00	·82

Ponieważ przepusty wymagają mniejszej konserwacji i pozwalają na utrzymanie nad nimi nawierzchni zwykłego typu, wobec tego, gdzie tylko można, należy budować przepusty, a nie odkryte mosty.

Określiwszy wysokość spiętrzonego zwierciadła wody, można zgodnie z przepisami technicznymi warunkami, obliczyć wewnętrzną wysokość przepustu do klucza sklepienia i dodawszy do niej grubość klucza i niezbędną nad nim grubość nadsypki, określić minimalną wysokość nasypu, przy której jeszcze możliwe pobudowanie przepustu.

Gdy wysokość nasypu w podłużnym profilu drogi w miejscu wyznaczenia przepustu wypadnie mniejszą niż wysokość przepustu, obliczona powyższym sposobem, to zmuszeni będziemy, albo zwiększyć światło przepustu, w celu zmniejszenia spiętrzenia, albo, jeżeli zezwalają na to warunki terenu, pogłębić koryto, albo zwiększyć wysokość nasypu, lub wreszcie zrzec się budowy przepustu, zamieniając go otwartym mostem.

W tej części kamiennych przepustów, w której ustalil się przepływ, wysokość ( $\eta$ ) przepływającej warstwy wody jest mniejsza od wysokości ( $\gamma$ ) warstwy dopływającej do wlotu; stopień, t. j. przejście od spiętrzonego do zniżonego zwierciadła wody, dokonywuje się stosunkowo na nieznacznej długości; wobec czego dla zmniejszenia kubatury muru w przepuście, szczególnie przy długich przepustach, nadaje się przepustom wysokość, odpowiadającą spiętrzonemu zwierciadłu tylko na długości tego przejścia (stopnia), a na reszcie długości budujemy przepust o mniejszej wysokości, odpowiadającej ustalonemu przepływowi w przepuście. Rys. 65.



Rys. 65.

Z tych samych względów co i przy małych mostach, obliczenie przepustów przeprowadza się na specjalnie w tym celu ustalonych drukach.

Wzór podano w załączeniu.

## Obliczenie wielkości światła przepustów, gdy zwierciadło dopływającej spiętrzonej wody sięga powyżej górnej krawędzi konstrukcji przepustu.

Jeżeli terenowe warunki zmuszają nas dopuścić u wlotu do przepustu, tak znaczne spiętrzenie wody, że sięga ono powyżej górnej krawędzi konstrukcji przepustu, zwłaszcza jeżeli przytem zachodzi potrzeba sprowadzenia wody ze znaczniejszej wysokości u wlotu przepustu do poziomu terenu, położonego niżej, na którym umieszczony będzie wylot obiektu, to w takich wypadkach, jako przepustu, dawniej, prawie wyłącznie, używano żelaznych rur, rzadziej kamiennych, budowanych kręgami umieszczonemi stopniowo coraz na niższym poziomie — dziś używa się narówni z żelaznemi — betonowych, względnie żelbetowych.

Ponieważ otwór przepustu u wlotu, w takim wypadku, znajduje się całkowicie pod wodą, a prócz tego między środkami otworów wlotowego i wylotowego jest pewna różnica wysokości poziomów, przeto przepływ wody przez tego rodzaju przepusty odbywa się pod ciśnieniem.

Zależność między różnicą wysokości zwierciadła wody u wlotu, a środkiem otworu u wylotu, czyli tak zwanym naporem  $h$  i prędkością  $u$  przepływu wody w przepuście wyraża się wzorem

$$h = \left( 1 + \zeta_0 + \zeta_1 \frac{P}{4F} \cdot l \right) \cdot \frac{u^2}{2g}$$

Wzór ten otrzymujemy w następujący sposób: ciśnienie  $h$  zużywa się na

- 1)  $h_1$  — stratę wysokości ciśnienia przy wpływie wody do przepustu, skutkiem kontrakcji czyli zwiężenia

$$h_1 = \zeta_0 \frac{u^2}{2g},$$

- 2)  $h_2$  — stratę wzdłuż przepustu o dowolnym przekroju  $F$ , przy zwilżonym obwodzie  $P$  i długości przepustu  $l$

$$h_2 = \zeta_1 \frac{P}{4F} \cdot l \cdot \frac{u^2}{2g},$$

- 3)  $h_3$  — wysokość ciśnienia, potrzebną do wywołania pożądaney prędkości wody u wylotu

$$h_3 = \frac{u^2}{2g},$$

skąd

$$h = h_1 + h_2 + h_3 = \zeta_0 \frac{u^2}{2g} + \zeta_1 \frac{P}{4 \cdot F} \cdot l \cdot \frac{u^2}{2g} + \frac{u^2}{2g} =$$

$$= \left[ 1 + \zeta_0 + \zeta_1 \frac{P}{4F} \cdot l \right] \cdot \frac{u^2}{2g}$$

Przy przepustach kolistych, dla których  $P = \pi d$ , a  $F = \frac{\pi d^2}{4}$  wzór przybiera formę:

$$h = \left[ 1 + \zeta_0 + \zeta_1 \cdot \frac{l}{d} \right] \cdot \frac{u^2}{2g},$$

skąd prędkość przepływu wody w przepuście:

$$u = \sqrt{\frac{2gh}{1 + \zeta_0 + \zeta_1 \cdot \frac{l}{d}}}$$

Wartość współczynnika  $\zeta_0$  wynosi:

- dla ostro uciętych rur średnio . . . . . 0.505
- dla lekko rozszerzonego wlotu . . . . . 0.25 — 0.08
- według Matterna, przy większych średnicach rur i korzystnie urządzo-  
nym (rozszerzonym) wlocie . . . . . 0.20

Wartość współczynnika  $\zeta_1$  dla rur żelaznych wynosi:

- według Weissbacha (nowe rury)  $\zeta_1 = 0.01439 + \frac{0.009471}{\sqrt{u}}$
- „ Darby'ego (nowe rury)  $\zeta_1 = 0.01989 + \frac{0.0005078}{d}$  (dla  $d < 0.5m$ )
- „ Frank'a, dla nowych rur  $\zeta_1 = 0.010045 + \frac{0.0075478}{\sqrt{d}}$
- „ „ „ używanych  $\zeta_1 = 0.009712 + \frac{0.012793}{\sqrt{d}}$

Aby prędkość przepływu wody w przepuście osiągnęła daną wielkość  $u$ , potrzebne spiętrzenie  $h$ .

Dla przykładu obliczymy wielkość potrzebnego spiętrzenia, przy założeniu by prędkość przepływu wody w przepuście o żelaznych rurach pod drogowym nasypem wysokim 10 m, i szerokości w koronie 9.00 m równała się 6.00 m/sek.

W tym wypadku mamy

$$l = 9.00 + 10 \cdot 3 = 39.00 \text{ m.}$$

$$\xi = 0.01439 + \frac{0.009471}{\sqrt{u}} = 0.01439 + \frac{0.009471}{\sqrt{6.00}} = 0.01725$$

wobec czego

$$h = \left[ 1 + 0.505 + 0.01825 \cdot \frac{39.00}{1.00} \right] \cdot \frac{6.00^2}{2 \cdot 9.81} = 4.10 \text{ m.}$$



Najwyższy dozwolony poziom spiętrzonej wody przed wlotem do żelaznej rury ogranicza się dwoma warunkami, a mianowicie:

1) poziom wody nie powinien dochodzić do krawędzi korony drogowej grobli na 1·00 *m*,

2) a prędkość przepływu wody w rurze, określona ze wzoru

$$u = \sqrt{\frac{2gh}{1 + \zeta_0 + \zeta_1 \cdot \frac{l}{d}}}$$

nie może przekraczać granic 6 *m/sek.*, przy posadowieniu rur na murze z kamienia lub betonu i 3 *m/sek* przy posadowieniu na warstwie gliny wymieszanej z tłuczniem lub żwirem.

Z tych dwóch warunków można zawsze obliczyć w każdym wypadku dopuszczalne spiętrzenie i prędkość przepływu wody w przepuście.

Rozpatrzmy teraz warunki, zezwalające na zastosowanie żelaznych rur jako przepustu.

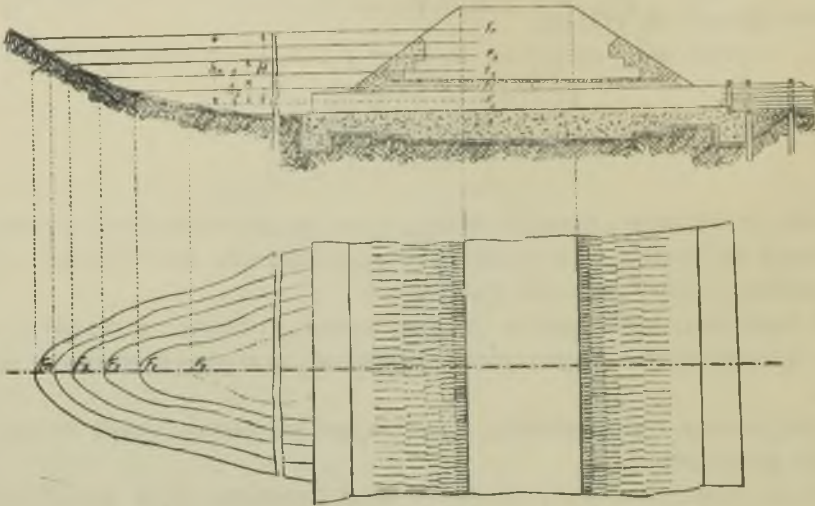
Niech ilość przepływu ulewnych wód równa się *Q*, a granice spiętrzenia i prędkość przepływu przez rurę dla danego wypadku są *h* i *u*<sub>0</sub>; zdolność *q* przepływu rury w danym wypadku będzie przy średnicy rury 1 *m*

$$q = \frac{\pi d^2}{4} \cdot u_0 = \frac{3 \cdot 14 \cdot 1^2}{4} \cdot u_0 = 0 \cdot 785 \cdot u_0$$

Jeżeli  $q > Q$ , to zastosowanie żelaznych rur oczywiście jest możliwe; jeżeli zaś  $q < Q$ , to, w zależności od konfiguracji łożyska i brzegów parowu lub strumienia przed przyplywem wody do wlotu, w jednym wypadku może okazać się możliwe w innym zaś nie.

Ponieważ czas trwania ulewy można przyjąć około 2 godzin = 7200 sek., a przyływ wody do wlotu jest większy niż zdolność przepływowa przepustu, wobec tego woda będzie się gromadzić przed wejściem do przepustu, a poziom jej podniesie się; jeżeli pojemność terenu przed przepustem jest tego rodzaju, że zgromadzona woda w czasie trwania ulewy nie wzniesie się powyżej dozwolonych granic, dla danego wypadku, to zastosowanie żelaznych rur jest możliwe, w przeciwnym razie zastosowanie żelaznych rur dla przepustu będzie niemożliwe.

Ilość czasu *t*, potrzebnego aby poziom gromadzącej się wody podniósł się do wysokości *H*, można określić w następujący sposób (Rys. 66).



Rys. 66.

Jeżeli oznaczymy przez

$F_x$  — zmieniającą się płaszczyznę przekroju spiętrzonej wody przed wlotem do rury,

$x$  — wysokość poziomu zwierciadła spiętrzonej wody nad środkiem rury,

to za przeciąg czasu  $dt$  przyływ wody będzie  $Q \cdot dt$ , a ilość przepływu przez rurę

$$q \cdot dt = \frac{\pi d^2}{4} \cdot \sqrt{2g \cdot x} \cdot dt,$$

wobec tego że  $Q \cdot dt > q \cdot dt$ , to nastąpi podniesienie się zwierciadła spiętrzonej wody o wielkość  $dx$  i przed wlotem do przepustu zgromadzi się ilość wody równa  $F_x \cdot dx$ ;

Przy ustalonym ruchu wody będziemy mieć:

$$F_x \cdot dx = Q \cdot dt - \mu \frac{\pi d^2}{4} \cdot \sqrt{2g \cdot x} \cdot dt,$$

skąd

$$dt = \frac{F_x \cdot dx}{Q - \mu \cdot \frac{\pi d^2}{4} \cdot \sqrt{2g \cdot x}},$$

a znaczy się

$$t = \int_0^H \frac{F_x \cdot dx}{Q - \mu \cdot \frac{\pi d^2}{4} \cdot \sqrt{2g \cdot x}}$$

przyczem, w celu ułatwienia obliczenia, rurę przyjęto poziomą, a objętości wody poniżej środka rury nie przyjęto pod uwagę.

Jeżeli funkcja  $F_x$  jest znaną t. j. zależność  $F_x$  od  $x$  jest wiadomą, wówczas całkując drugą część równania, możemy określić poszukiwaną wielkość  $t$ .

Przybliżoną wielkość całki można znaleźć posiłkując się wzorem Simpsona—dla objętości.

Jeżeli płaszczyzny poziomych przekrojów doliny przed nasypem, przeprowadzonych w równych po wysokości odstępach oznaczmy przez  $F_0, F_1, F_2, \dots, F_n$  przez  $h_n$  — wysokość zgromadzonej przed groblą wody,  $S$ —objętość tej wody, to przy  $n$  — parzystem

$$S = \frac{h_n}{3n} \left\{ F_0 + 4 [F_1 + F_3 + \dots + F_{n-1}] + 2 [F_2 + F_4 + \dots + F_{n-2}] + F_n \right\};$$

a przy  $n$  — nieparzystem, objętość trzech dolnych warstw określi się z wyrazu:

$$S_1 = \frac{h_3}{8} \left\{ F_0 + 3 [F_1 + F_2] + F_3 \right\},$$

a pozostałych warstw z poprzedniego wyrazu.

Przyjmując pod uwagę, że płaszczyźnie  $F_0$ , odpowiada wysokość  $h_0 = 0$ ; płaszczyźnie  $F_1$  — wysokość  $h_1$  płaszczyźnie  $F_2$  — wysokość  $h_2$  i t. d. i oznaczając wielkość  $\mu \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \sqrt{2g}$  literą  $A$ , znajdujemy ze wzoru dla  $t$  przy parzystej liczbie warstw

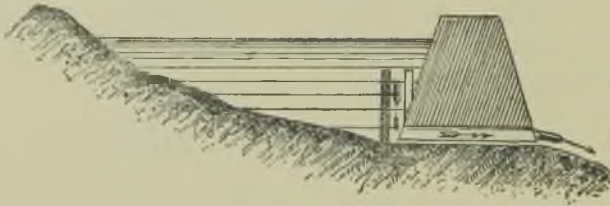
$$t = \frac{h_n}{3 \cdot n} \left\{ \frac{F_0}{Q} + 4 \left[ \frac{F_1}{Q - A \cdot \sqrt{h_1}} + \frac{F_3}{Q - A \cdot \sqrt{h_3}} + \dots + \frac{F_{n-1}}{Q - A \cdot \sqrt{h_{n-1}}} \right] + 2 \left[ \frac{F_2}{Q - A \cdot \sqrt{h_2}} + \frac{F_4}{Q - A \cdot \sqrt{h_4}} + \dots + \frac{F_{n-2}}{Q - A \cdot \sqrt{h_{n-2}}} \right] + \frac{F_n}{Q - A \cdot \sqrt{h_n}} \right\}.$$

Gdy ilość warstw jest nieparzystą, obliczamy najpierw czas zapełnienia pierwszych trzech warstw, posiłkując się podanymi wyżej wzorami dla  $S_1$ , a następnie przeprowadzamy obliczenie dla pozostałych warstw według ostatniego wzoru, poczynając z płaszczyzny  $F_3$  i podstawiając  $h_n - h_3$  zamiast  $h_n$ , i  $n-3$ , zamiast  $n$ .

Prędkość przepływu wody przez żelazne rury, pełnym przekrojem pod ciśnieniem, nie zależy od spadku rury, a wyłącznie od wysokości ciśnienia nad wylotowym otworem rury; jeżeli zaś przepływ wody odbywa się niepełnym przekrojem, to prędkość przepływu zależy od spadku i może być określona według wzorów dla przepustów, gdy woda nie sięga górnej krawędzi konstrukcji przepustu.

Fabryki odlewają żelazne rury o średnicy 1'00 *m* i 1'5 *m*, rury te można stosować tylko w takich przepływach, które są zabezpieczone od namarzania lodu, tak w samym otworze rury, jak i u jej wylotu.

Przed każdą rurą w pobliżu wlotu ustawia się wodowskaz i ochronę przeciw zanieczyszczeniu rys. 67, a dla wygody jej oględzin po obu stronach grobli urządza się schody.



Rys. 67

Długość rury oblicza się wzorem:

$$l = 2 n \cdot H + a + 0.20$$

gdzie *n* — wielkość nachylenia skarpy,

*a* — szerokość w koronie grobli,

*H* — wysokość nasypu od dołu rury,

0.20 — wielkość na którą wystają z nasypu końce rur.

Ponieważ rury odlewane są przeważnie długości 2 — 4 *m*, to długość *l* — należy przyjmować w całych ilościach kręgów.

Przy użyciu rur ściętych pod kątem 50°, długość *l* można zmniejszyć o 1 *m*.

Płaszczyzna przekroju rury będzie:

$$\omega_{d=1} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 0.785 \text{ m}^2$$

$$\omega_{d=1.5} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 1.766 \text{ m}^2$$

Największa przepływowa zdolność rury przy prędkości *u* = 3 *m/sek.* będzie:

$$q_{d=1} = \omega \cdot u = 0.785 \cdot 3 = 2.355 \text{ m}^3/\text{sek.},$$

$$q_{d=1.5} = \omega \cdot u = 1.766 \cdot 3 = 5.298 \text{ m}^3/\text{sek.},$$



a przy prędkości  $u = 6 \text{ m/sek}$  będzie:

$$q_{d=1} = \omega \cdot u = 0.785 \cdot 6 = 4.710 \text{ m}^3/\text{sek.},$$

$$q_{d=1.5} = \omega \cdot u = 1.766 \cdot 6 = 10.596 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

W tablicy № 44 podano współczynnik  $\zeta_1$  dla różnych prędkości  $u$

**Tablica 44. Wartości współczynnika  $\zeta_1$ .**

prędk. $u$ m/sek	$\zeta_1$	prędk. $u$ m/sek	$\zeta_1$	prędk. $u$ m/sek	$\zeta_1$	prędk. $u$ m/sek	$\zeta_1$	prędk. $u$ m/sek	$\zeta_1$	prędk. $u$ m/sek	$\zeta_1$
0.05	1.0567	0.35	0.0304	0.65	0.0262	1.00	0.0239	3.00	0.0198	6.00	0.0183
·10	·0433	·40	·0294	·70	·0257	·25	·0229	·50	·0195	·50	·0182
·15	·0388	·45	·0284	·75	·0253	·50	·0221	4.00	·0191	7.00	·0180
·20	·0356	·50	·0278	·80	·0250	·75	·0215	·50	·0189		
·25	·0333	·55	·0272	·85	·0247	2.00	·0211	5.00	·0187		
·30	·0317	·60	·0266	·90	·0244	2.50	·0204	·50	·0186		

Obliczenie światła żelaznych rur przeprowadza się w następujący sposób:

Ogólnie przyjętym sposobem obliczamy ilość przepływu wody  $Q \text{ m}^3/\text{sek}$  z danej zlewni, dalej, w tenże sposób co i przy obliczeniu światła małych mostów, określamy prędkość przepływu  $v$  w wolnym niezabudowanym łożysku i wysoki poziom  $a$ .

*Wypadek I.* Jeżeli ilość przepływu ze zlewni  $Q < q$  (gdzie  $q$  — zdolność przepływu wody w rurze przy max. prędkości przepływu) wówczas za  $q$  przyjmujemy  $Q$  i piszemy

$$Q = \omega \cdot u$$

skąd określamy niezbędną prędkość przepływu w rurze, potrzebną do przeprowadzenia przyływającej do otworu wody:

$$u = \frac{Q}{\omega}$$

przy  $d = 1.0 \text{ m}$ .

$$u_{d=1} = \frac{Q}{0.785} = 1.274 Q,$$

przy  $d = 1.5 \text{ m}$ .

$$u_{d=1.5} = \frac{Q}{1.766} = 0.566 Q,$$

A z wzoru dla  $l$  — określamy długość.

Dla znalezienia  $u$  i  $l$  znajdujemy odpowiadającą im wielkość spięzzenia  $h$  i jeżeli okaże się, że spięzzenie to jest mniejsze lub równe dopuszczalnemu ( $h$ ), to rurę o przyjętej średnicy zbudować można, przyczem prędkość  $u$  i wysokość nasypu odrazu wskazują jakiego rodzaju winno być obłożenie rury.

Jeżeli  $h > h_1$ , to o tej średnicy przy danej wysokości nasypu rury pobudować nie możemy.

Co się tyczy dopuszczalnego spiętrzenia wody nad środkiem wylotowego otworu —  $h_1$ , to normy rosyjskiego Ministerstwa podają następujące wielkości:

1) Przy obłożeniu i posadowieniu rury na wymieszanej z tłuczeniem lub suszonej glinie, dokładnie ubitej warstwami przy wysokości nasypu do 8 m,

przy wysokości nasypu	2·0 m	$h_1 = 0·50$ m
„ „ „	3·0 „	„ 0·80 „
„ „ „	4·0 „	„ 1·00 „
„ „ „	5·0 „	„ 1·20 „
„ „ „	6·0 „	„ 1·50 „
„ „ „	7·0 „	„ 1·70 „
„ „ „	8·0 „	„ 2·00 „

2) Przy obłożeniu i posadowieniu rury na murze z kamienia lub betonu i przy wysokości nasypu do 12 m:

przy wysokości nasypu	3·0 m	$h_1 = 0·50$ m
„ „ „	4·0 „	„ 1·50 „
„ „ „	5·0 „	„ 2·00 „
„ „ „	6·0 „	„ 2·50 „
„ „ „	8·0 „	„ 3·00 „
„ „ „	10·0 „	„ 3·50 „
„ „ „	12·0 „	„ 4·00 „

Wielkości pośrednie otrzymuje się linjową interpolacją.

Żelazne rury można układać na fundamencie z wymieszanej gliny z tłuczeniem lub żwirem tylko wówczas, gdy prędkość przepływu wody w rurze jest mniejsza niż 3 m/sek.

*Wypadek II.* Jeżeli przyływ wody łożyskiem do rury jest większy niż przepływowa zdolność rury przy największej dopuszczalnej prędkości przepływu wody w rurze, równej 6 m/sek., t. j.

$$Q > 4·71 \text{ m}^3/\text{sek.}, \text{ albo } Q > 10\,596 \text{ m}^3/\text{sek.},$$

to w tym wypadku przy danej wysokości nasypu rurę o przyjętej średnicy można zastosować tylko wówczas, jeżeli przy dwugodzinnej ulewie gromadząca się przed wlotem do rury woda przy jednoczesnym przepływie przez rurę, nie podniesie się wyżej dopuszczalnego poziomu przy spiętrzeniu wywołanem największą prędkością przepływu 6 m/sek.

W takim wypadku dla przeprowadzenia obliczeń musimy posiadać detaliczne zdjęcie całego parowu, względnie w warstwicach doliny, położonej przed rurą.

Gdy nie wystarcza jednej rury zakładamy dwie obok siebie.

Upřednio było zaznaczone, że spiętrzone poziomy  $h$  i  $h_1$  liczą się od środka otworu wylotowego, a ponieważ żelazne rury układa się ze

spadkiem, to przy określeniu  $h$  i  $h_1$  należy tę różnicę w spadku uwzględnić.

Łożysko dopływającej wody należy wzmocnić odpowiednio do prędkości przyływu  $v$ , a u wylotu odpowiednio do prędkości przepływu wody w rurze  $u$ .

### Obliczenie przekrojów otwartych kanałów.

Przy budowie dróg i mostów oprócz obliczenia światła mostów i przepustów zachodzi często potrzeba projektowania i obliczenia przekrojów otwartych kanałów, bądź dla skierowania w nie rzek, gdy, w związku z projektem drogi lub mostu, zmieniamy ich kierunek, bądź dla doprowadzenia lub odprowadzenia wody z drogowego obiektu.

Otwarte kanały, w tego rodzaju budowlach, najczęściej kopane są w ziemi, a w zależności od terenowych warunków oraz przepływu w nich wody, mogą być, albo w stanie naturalnym, albo tym lub innym sposobem ubezpieczone.

W ziemnych kanałach (w glinie, piasku, ile) przyjmujemy zazwyczaj prędkość przepływu wody 0.50 — 0.80 *m/sek.* W wyjątkowych wypadkach, gdy wymiary kanału z obliczeń otrzymuje się zbyt małe, przyjmujemy prędkość poniżej 0.50 *m/sek.*

Jednak w celu uniknięcia osadzania namułu, prędkość nie powinna wynosić mniej jak 0.20 *m/sek.*, a przy osadzaniu grubego piasku (żwiru) 0.40—0.50 *m/sek.*

W ścisłym związku z prędkością wody w kanale pozostaje spadek dna kanału. W kanałach doprowadzających wodę do drogowego obiektu za najmniejszy spadek przyjmuje się 2‰, największy powinien odpowiadać dopuszczalnej prędkości zależnej od rodzaju, względnie sposobu umocowania dna kanału.

Prof. Friedriech zestawiał w następującej tablicy, prędkości wody dla odnośnego gruntu jeszcze nie szkodliwe.

**Tablica 45 Prędkości przepływu wody jeszcze nieszkodliwych dla danego gruntu ze względu na wymycie.**

M A T E R J A Ł   G R U N T U	prędkość w <i>m/sek.</i>		
	na dnie	na powierzchni	średn.
1 Ziemia naniesiona (chudy il) . . . . .	0.08	0.15	0.10
2 drobny piasek . . . . .	0.10	0.20	0.15
3 il tłusty . . . . .	0.15	0.30	0.25
4 glina i gruby piasek rzeczny . . . . .	0.30	0.60	0.45
5 ziemia żwirowa . . . . .	0.70	1.20	1.00
6 ryniaki . . . . .	0.95	1.50	1.25
7 zlepieńce i łupki . . . . .	1.40	2.20	1.85
8 skały warstwowe . . . . .	1.80	2.75	2.25
9 skały twarde nie warstwowe . . . . .	3.15	4.25	3.70

M. R. P. podaje następującą tablicę dopuszczalnych prędkości przepływu wody, w zależności od rodzaju i sposobu wzmocnienia łożyska

**Tablica 46. Prędkości przepływu wody jeszcze nieszkodliwych dla danego gruntu ze względu na wymyście.**

Rodzaj i sposób wzmocnienia łożyska	dopuszczalna prędkość wody na dnie w m/sek	odpowiednia średnia prędkość
1 glina zwięzła z piaskiem . . . . .	0.90	1.140
2 żwir gruboziarnisty . . . . .	1.50	1.810
3 grunt kamienny lub wzmocniony pojedynczym brukiem . . . . .	2.10	2.470
4 grunt skalisty lub wzmocniony podwójnym brukiem . . . . .	3.000	3.430
5 koryto wykładane kamieniem . . . . .	4.200	4.680
6 koryto drewniane . . . . .	6.000	6.540

Do obliczenia przepływu wody w otwartym kanale, powszechnie używamy zasadniczego wzoru Chezy-Eytelwein'a najlepiej w formie:

$$\frac{J \cdot r}{v^2} = \frac{1}{k^2}$$

Wartość współczynnika  $K$ , można najkorzystniej wyznaczyć przy użyciu wzoru Darcy-Bazin'a lub t. zw. małego wzoru Ganguillet'a i Kutter'a. Podobnie używać można wzoru prof. Franka. Natomiast pełny wzór Ganguillet i Kutter'a najlepiej nadaje się do przekrojów rzecznych.

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

Przy kopanych kanałach i przy znacznej szerokości dna używamy przekroju trapezowego; przy rowach przydrożnych zakładamy przekrój trapezowy o łuku kołowym, względnie parabolicznym (przynajmniej dla obliczenia) do którego z czasem, mimo oczyszczenia, wskutek osadzania mułu, podmywania i osadzania się skarp, zbliża się każdy przekrój trapezowy o nieszerokim dnie.

Nachylenie skarp zależy od zwięzłości ziemi, w której kanał względnie rów ma być wykonany.

Przeważnie dajemy następujące nachylenia:



**Tablica 47. Nachylenia skarp.**

	R O D Z A J G R U N T U	Pochylenia skarp 1 : m
a)	grunt kamienisty, marglowy, twarda zbita ziemia torfowa . . . . .	1 : 0·5 do 1 : 1
b)	glina, ziemia gliniasta, torfiasta . . . . .	1 : 1 do 1 : 1·25
c)	zwykły czarnoziem, piaskowata glina lub gliniasty piasek, ił . . . . .	1 : 1·5
d)	pokład piaskowy, ziemia lekka unośna, lekki torf . . . . .	1 : 2 do 1 : 2·5

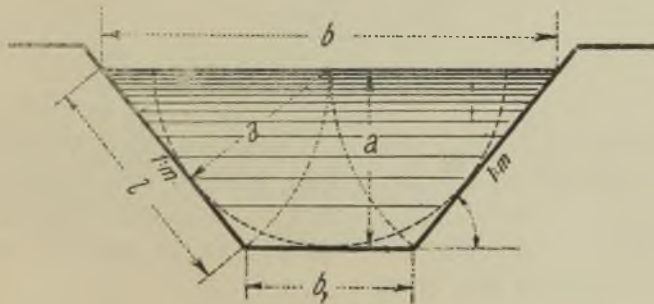
Przy przekroju trapezowym, najkorzystniejsze pochylenia skarp stanowi kąt  $60^\circ$ , czyli nachylenie 1 : 0·577 albo w przybliżeniu 1 : 0·5. Takie też pochylenie należy przyjmować przy skarpach ubezpieczonych suchym murem lub brukiem podwójnym.

Ponieważ opory ruchu wody, pochodzące od kształtu przekroju, maleją w miarę zwiększania się hydraulicznego promienia przekroju, najkorzystniejszym przekrojem będzie taki, którego promień, dla danego  $F$  (powierzchni),  $a$  (głębokości), i  $\frac{1}{m}$  (pochylenia skarp) będzie największy. Takim zaś będzie promień przekroju opisanego na półkolu, zakreślonym z punktu leżącego na zwierciadle wody, promieniem równym przyjętej głębokości  $a$  (Rys. 68).

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 spadku — daje największą prędkość, względnie przy danej ilości wody i danym spadku — wymaga najmniejszej powierzchni przekroju.

Przy danych na rys. 68 oznaczeniach dla najkorzystniejszego trapezowego przekroju mamy:



Rys. 68.

$$a = \sqrt{\frac{F \cdot \sin \varphi}{2 + \cos \varphi}} = \sqrt{\frac{F}{2\sqrt{1+m^2} - m}},$$

$$r = \frac{a}{2},$$

$$b = \frac{F}{a} + a \cdot \operatorname{Cotg} \varphi = \frac{F}{a} + a \cdot m,$$

$$b_1 = \frac{F}{a} - a \cdot \operatorname{Cotg} \varphi = \frac{F}{a} - a \cdot m,$$

$$F = (b - m \cdot a) a = (b_1 + m \cdot a) a,$$

$$p = b_1 + 2l = b_1 + 2\sqrt{a^2 + (ma)^2} = b_1 + 2a \cdot \sqrt{1+m^2},$$

w trapezowym przekroju z kołowym łukiem rys. 69.

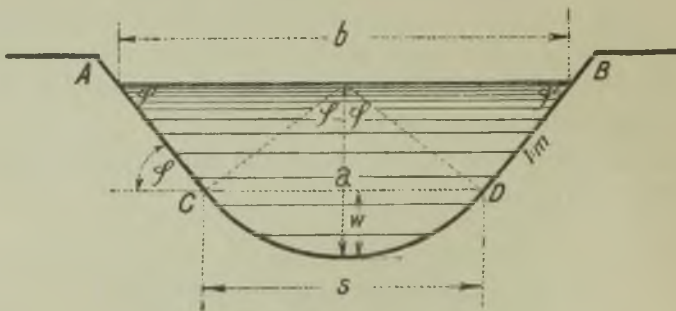
$$a = \sqrt{\frac{F}{\pi \cdot \frac{\varphi}{180^\circ} + \operatorname{Cotg} \varphi}}$$

$$F = a^2 \left( \pi \cdot \frac{\varphi}{180} + \operatorname{Cotg} \varphi \right)$$

$$b = \frac{F}{a} + a \cdot \operatorname{Cotg} \varphi = \frac{F}{a} + a \cdot m,$$

$$p = 2a \left( \pi \cdot \frac{\varphi}{180} + \operatorname{Cotg} \varphi \right)$$

$$r = \frac{a}{2}$$



Rys 69.

w innym przekroju z łukiem kołowym, o promieniu koła  $R$ , skarpach  $1:m$ , (rys. 69) jeżeli środek koła  $O$  leży ponad, lub pod zwierciadłem wody, należy osobno obliczyć powierzchnię trapezu, a osobno odcinka kołowego położonego poniżej  $CD$ . Podobnie obliczyć należy zwilżony obwód  $p$ .

Przy oznaczeniach przyjętych w rys. 69:  
długość cięciwy  $CD$ :

$$S = 2 R \cdot \sin \varphi = 2 \sqrt{\omega(2r - \omega)},$$

strzałka łuku:

$$\omega = R(1 - \cos \varphi) = 2 R \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2} = \frac{S}{2} \cdot \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2},$$

długość łuku  $CD$ :

$$l = \pi \cdot R \cdot \frac{2\varphi}{180} = 0.034906 \cdot R \cdot \varphi \approx \sqrt{s^2 + \frac{16}{3} \omega^2},$$

powierzchnia odcinka:

$$f = \frac{R^2}{2} \cdot \left( \frac{\pi}{180^\circ} \cdot 2\varphi^\circ - \sin 2\varphi \right) = \frac{R^2}{2} (0.034906 \varphi - \sin 2\varphi),$$

przy danej cięciwie i strzałce łuku, promień koła w przybliżeniu

$$R = \frac{S^2}{8\omega} + \frac{\omega}{2}$$

w płaskim łuku w przybliżeniu

$$\omega = \frac{S^2}{8r}; \quad f = \frac{\omega^3}{2s} + \frac{2s \cdot \omega}{3}$$

Poniższa tablica podaje wartości poszczególnych wymiarów najkorzystniejszych przekroi, o najczęściej używanem nachyleniu skarp — jako funkcje powierzchni  $F$ . Przyjmując przy danej objętości wody — dopuszczalną dla odnośnego materiału — prędkość wody, obliczamy wielkość  $F$ , a przy pomocy poniższej tablicy obliczamy wymiary najkorzystniejszego przekroju

**Tablica 48. Wartości poszczególnych wymiarów najkorzyst. przekroi kanałów.**

Nachylenie skarp			Przekrój trapezowy				Przekrój trapez z łukiem kołowym (rys. 69)		
			głębokość $a$	szerokość dna $b_1$	szerokość zwierciadła $b$	promień przekroju	$\pi \frac{\varphi}{180} + \operatorname{ctg} \varphi$	głębokość $a$	
0	"	"							
1:00	90	prostokąt		$0.707\sqrt{F}$	$1.414\sqrt{F}$	$1.414\sqrt{F}$		1.5708	$0.798\sqrt{F}$
1:0.25	75	57	50	0.743	1.180	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	0.714	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	54	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	$0.548\sqrt{F}$	$0.179\sqrt{F}$	$3.470\sqrt{F}$		3.3218	$0.548\sqrt{F}$

R O Z D Z I A Ł I V.  
W S K A Z Ó W K I  
DO PRZEPROWADZENIA OSTATECZNYCH STUDJÓW  
PRZEKROCZENIA WIĘKSZYCH RZEK

zawierają

I. Ogólne wskazówki przy obliczeniu światła mostów przez duże rzeki,

II. Szczegółowe wskazówki dla przeprowadzenia hydrometrycznych i meteorologicznych obserwacji w czasie przejścia lodów i wielkiej wody na dużych rzekach.

I. Ogólne wskazówki przy obliczeniu światła mostów  
przez duże rzeki.

Ogólne uwagi.

Studja przy przekroczeniu mostem większej rzeki polegają na przygotowaniu i ustaleniu wszystkich niezbędnych dat do sporządzenia projektu stałego mostu.

W tym celu potrzebne są następujące dane:

1) Ilość największego przepływu wody w rzece, odpowiadająca katastrofalnemu stanowi.

2) Plan partji rzeki wraz z zalewowym terenem w pobliżu miejsca projektowanego mostu, z oznaczeniem kierunku strumieni wysokich wód.

3) Poprzeczny profil całego łożyska przepływu t. j. koryta i zalewowych części, zdjęty w osi projektowanego mostu, z oznaczeniem geologicznego przekroju gruntu.

4) Daty dotyczące stanu wód niskich, normalnych i najwyższych, również stany jesiennego i wiosennego przejścia lodów ze wskazaniem grubości kry i dane dotyczące spadków wody w rzece.

5) Dane o wymiarach statków, które będą przechodzić pod mostem.



Wstępne zbadanie miejscowości i wybór partji rzeki  
dla przeprowadzenia pomiarów wody.

Wpierw niż przystąpimy do szczegółowego zbadania miejsca przekroczenia rzeki, należy dokładnie zorientować się w miejscowości i wybrać:

- a) miejsce usytuowania przyszłego mostu,
- b) partję rzeki dla określenia z jej przepływu ilości przepływu w przyszłych otworach mostu.

Miejsce usytuowania mostu winno odpowiadać warunkom, by oś mostu była prostopadła do kierunku przepływu wielkiej wody i by ten kierunek nie różnił się, o ile możliwości, od kierunku przepływu małej wody.

Partja rzeki, mająca służyć do przeprowadzenia obliczenia przepływu, może być wybrana albo w osi projektowanego mostu, albo powyżej lub poniżej niego, przytem pożądanę, by partja ta, na przestrzeni równającej się podwójnej szerokości rzeki, była: możliwie prostą, nie miała w końcach mielizn i raptownych zakoli, aby poprzeczny przekrój zdjęty w tej partji, był możliwie prawidłowy i zwarty, głębokości niezbyt wielkie i, możliwie, jednostajne, — w końcu pożądanę jeszcze by miała o ile to możliwe, nie zatapiane brzegi.

Wodowskazy.

W obranej partji rzeki należy, zaraz po jej wyborze, ustawić mocną wodowskazową łatę albo nawet dwie, po jednej z każdego brzegu. Miejsce dla wodowskazu powinno być dogodne dla odczytów i zabezpieczone od uszkodzeń w. wodą, lodem, falami i t. p. Zero łaty należy nawiązać do ogólnej niwelacji drogi i zera najbliższej hydrograficznej stacji, o ile w pobliżu taka istnieje.

Zapisy odczytów stanu wody należy prowadzić trzy razy na dobę. Prócz tego, należy po nich śledzić za raptownemi wezbraniami, prędkością przyboru i opadu wysokich wód, jesiennym i wiosennym przejściem lodów.

Określenie ilości największego przepływu.

Największy przepływ wody w rzece (wielkość którego niezbędna do obliczenia najmniejszego światła mostu) oczywiście odpowiada najwyższemu stanowi wody, a ponieważ trudno przypuszczać, by stan ten odpowiadał właśnie wysokiemu stanowi wody tego roku, w którym dokonywane są pomiary przepływu, wobec tego niezbędne będzie poszukiwany największy przepływ wody określić drogą wyliczeń z danych, otrzymanych z wodowskazu. Do tego posiadamy dwa sposoby:

- 1) Pierwszy sposób, do dziś jeszcze stale używany, polega na następującem:

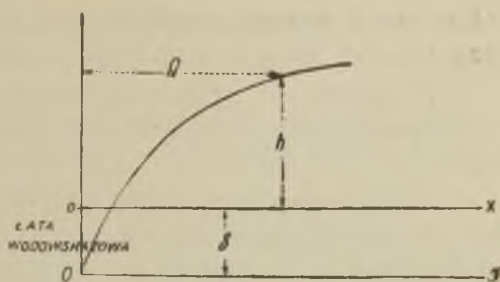
Określamy przepływ, odpowiadający wysokiemu stanowi wody mającemu miejsce w czasie przeprowadzania studjów; z tego przepływu  $Q$  i płaszczyzny przekroju  $F$  obliczamy średnią prędkość przepływu  $v = \frac{Q}{F}$ ; prócz tego podwójną niwelacją na długości 2-3 km określamy spadek zwierciadła wody  $J$  w wybranej partji rzeki; następnie, stosując jeden z empirycznych wzorów podanych w rozdziale II, określających średnią prędkość przepływu  $v$  w zależności od spadku  $J$  i średniej głębokości  $t = \frac{F}{B}$ , gdzie  $B$  — szerokość przypiływu, porównujemy otrzymaną z tych wzorów prędkość z prędkością otrzymaną z bezpośredniego pomiaru, przyjmujemy z nich tą, której wielkość najwięcej odpowiada otrzymanej wielkości drogą bezpośredniego pomiaru. Tą drogą przekonujemy się, który ze wzorów najlepiej odpowiada, w danym wypadku określeniu prędkości i jeżeli potrzeba, we wzorze tym odpowiednio poprawiamy wielkość jego spółczynnika, poczem posiłkujemy się tym wzorem przy obliczeniu największego przepływu, odpowiadającego najwyższemu stanowi wód, obliczając przepływ jako wieloczyn z płaszczyzny przekroju i otrzymanej tym wzorem średniej prędkości, odpowiadającej danemu stanowi wód.

W tem obliczeniu, płaszczyzna przepływu wyznacza się z poprzecznego profilu przekroju całego łóżyska, a przy obliczeniu prędkości, wprowadza się średnią głębokość, odpowiadającą temuż przekrojowi, spadek zwierciadła przyjmujemy ten, który otrzymaliśmy w czasie studjów przy przypadkowym stanie wody, przy którym dokonano bezpośredniego określenia przepływu.

**UWAGA:** W wyborze empirycznych wzorów dla określenia średniej prędkości należy być bardzo oględnym, ponieważ spadek  $J$  zaniwelowuje się na stosunkowo małej partji rzeki, a wielkość ta bywa bardzo zmienną. Naprzykład przy tym samym stanie wody spadek zwierciadła zawsze będzie większy w czasie przyboru wody, niż w czasie opadu, przy wysokim stanie spadek, w zależności od profilu doliny—bywa czasem większy, czasem mniejszy, niż przy średnim stanie wód, prócz tego, wogóle, w miejscach więcej wąskich spadek zawsze bywa większy, niż w sąsiednich więcej szerszych.

II) Drugi sposób określenia największego przepływu wody w rzece polega na obliczeniu dla tego samego profilu rzeki przepływów, odpowiadających paru różnym stanom przy różnych odczytach wodowskazu (nap. wysokiemu, średniemu i normalnemu) i ustawieniu wzoru, zapomożą którego można-by wyliczyć przepływ dla dowolnego stanu wody, a znaczy się i dla największego.

Określiwszy dla danego profilu parę przepływów (od 2 do 4) wykresić można krzywą objętości (rys. 70), odcinając na osi pionowej stany wodowskazu, a na poziomej — odpowiadające im ilości przepływu wody. Ponieważ przepływ znacznie wzrasta z podniesieniem się



Pys. 70

stanu wody—krzywą tę można przyjąć za parabolę i jeżeli oznaczymy przez:

$h$  — odczyt wodowskazu, odpowiadający przepływowi  $Q$ ,

$\delta$  — rzędną wierzchołka paraboli,

$p$  — parametr paraboli,

to równanie paraboli będzie:

$$h + \delta = \sqrt{P} \cdot \sqrt{Q}$$

Dla wyznaczenia stałych wielkości  $\delta$  i  $\sqrt{P}$  wystarczyłoby określenie dwóch przepływów, lecz w celu otrzymania pewniejszych rezultatów pożądane określić 3—4 przepływy dla każdego profilu i wówczas  $\delta$  i  $\sqrt{P}$  wyliczyć sposobem najmniejszych kwadratów za pomocą wzorów:

$$\sqrt{P} = \frac{n \cdot \Sigma (h \cdot \sqrt{Q}) - \Sigma \sqrt{Q} \cdot \Sigma h}{n \cdot \Sigma Q - (\Sigma \sqrt{Q})^2}$$

$$\delta = \frac{\Sigma h \cdot \Sigma Q - \Sigma \sqrt{Q} \cdot \Sigma (h \cdot \sqrt{Q})}{n \cdot \Sigma Q - (\Sigma \sqrt{Q})^2}$$

gdzie  $n$  ilość określeń różnych  $Q$  i  $h$ , a  $\Sigma$  znak sumowania.

Wyliczywszy dla danego profilu  $\sqrt{P}$  i  $\delta$ , będziemy mieć do określenia największego przepływu  $Q$  przy najwyższym odczycie wodowskazu  $H$ , następujący wzór.

$$H + \delta = \sqrt{P} \cdot \sqrt{Q},$$

skąd

$$\max. Q = \frac{(H + \delta)^2}{P}$$

Bezpośrednie określenie ilości przepływu\*).

Dla obliczenia wyżej podanymi sposobami ilości największego przepływu wody w rzece, potrzeba określić przepływ wody przy wy-

\*) Więcej szczegółowo powiedziano o tem w dziale „Szczegółowe wskazówki dla przeprowadzenia hydrometrycznych i meteorologicznych obserwacji w czasie przejścia lodów i wielkiej wody na dużych rzekach“. W niektórych wypadkach podano tam nieco inne sposoby i wzory, niż w niniejszym dziale ogólnych wskazówek. W takich wypadkach pozostawia się inżynierowi prowadzącemu studja swobodny wybór wzorów, w zależności od miejscowych warunków.



sokim stanie w czasie studjów albo, co jeszcze lepiej, parę przepływów przy różnych stanach wodowskazu (wysokim, średnim i normalnym).

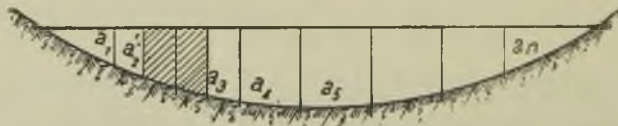
Wszystkie te obliczenia należy przeprowadzać dla przekrojów w wybranej partji rzeki, również i dla przekroju w osi projektowanego mostu.

W wybranej partji rzeki obliczenie przepływu należy przeprowadzić dla trzech poprzecznych profili rzeki, odległych od siebie od 100 do 200 *m*, a prostopadłych do kierunku przepływu.

W celu osiągnięcia prostopadłości przekroju można postąpić, jak następuje: — w spokojną bezwietrzną pogodę w różnych miejscach szerokości rzeki puszcza się pływaki i na planie wykreśla się kierunek ich przepływu, za pomocą nap. stolika mierniczego lub innego instrumentu z kontomierzem. Posiadając tym sposobem wyznaczone kierunki strumieni wody, a z nich kierunek całego przepływu, nie trudno już wyznaczyć i przekroje prostopadłe do tego przepływu.

Jeżeli z terenu wypadnie, że wybrana partja rzeki dla określenia przepływu, będzie znajdować się w pewnej odległości od osi projektowanego mostu, która to oś może przecinać rzekę w miejscu nieodpowiedniem dla dokładnego określenia przepływu, to w celu przeprowadzenia tych obliczeń potrzeba będzie posiłkować się tylko prawidłowo wybraną partją rzeki, a z profilu w osi projektowanego mostu określić jedynie płaszczyznę przepływu.

Określenie przepływu dla każdego profilu najlepiej przeprowadzić w następujący sposób (rys. 71):



Rys. 71.

Poprzeczny przekrój rzeki przy pomocy pionowych linii dzielimy na *n* równej szerokości trapezów, określamy dla każdej pionowej średnią prędkość przepływu *v* i przyjmujemy ją za średnią prędkość dla części przekroju rzeki zawartej między dwoma środkami przyległych trapezów, dalej określamy przepływ *Q*, jako sumę płaszczyzn trapezów, pomnożoną przez odpowiednie średnie prędkości, co można ująć wzorem:

$$Q = \left( a_1 + \frac{a_2}{2} \right) \cdot v_{a_1 a_2} + \left( \frac{a_2 + a_3}{2} \right) \cdot v_{a_2 a_3} + \dots + \left( \frac{a_{n-1} + a_n}{2} \right) \cdot v_{a_{n-1} a_n}$$

Przy dużych i nierównych odległościach między pionowymi liniami, przepływ *Q* obliczony powyższym wzorem daje wyniki z dużym błędem; więcej dokładne rezultaty otrzymamy posiłkując się następującymi wzorami:



$$1) q_n = \frac{d_n}{6} \left[ v_{n-1} (2t_{n-1} + t_n) + v_n (2t_n + t_{n-1}) \right]$$

gdzie  $q_n$  — przepływ jednego trapezu,

$d_n$  — odległość między dwoma sąsiednimi pionowymi linjami

$v_{n-1}$  i  $v_n$  — średnie prędkości w dwóch sąsiednich pionowych,

$t_{n-1}$  i  $t_n$  — głębokość w tych pionowych.

Pełny przepływ  $Q = \Sigma q_n$

albo

$$2) q_n = \frac{\omega_n}{3 \cdot (t_{n-1} + t_n)} \cdot \left[ (2t_{n-1} + t_n) v_{n-1} + (2t_n + t_{n-1}) v_n \right]$$

gdzie  $\omega_n$  — płaszczyzna poprzecznego przekroju między dwoma pionowymi, w których zmierzono prędkość, reszta oznaczeń jak wyżej.

Wreszcie używany wzór:

$$3) q_n = \omega_n \frac{v_n + v_{n-1}}{2}$$

daje rezultaty mało różniące się od wzoru 2.

Zdjęcie poprzecznego przekroju przepływu i pomiar prędkości na podstawie średnich prędkości przepływu w pionowych paskach.

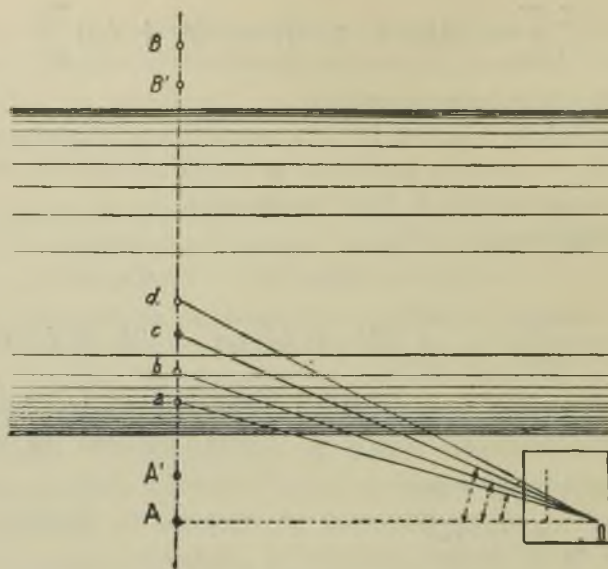
Zdjęcie poprzecznego przekroju przepływu i pomiar średniej prędkości przepływu w pionowych paskach skutecznia się w następujący sposób:

Jeżeli rzeka nie szeroka, na przykład 70—100 *m*, to w poprzecznym profilu naciągamy z jednego brzegu na drugi linkę lub drut z podziałką, naprężając go silnie, a następnie posuwając się wzdłuż linki, mierzymy głębokość rzeki i prędkości przepływu w paskach pionowych jednakowo odległych, powodując się podziałką na linie.

Głębokość należy mierzyć w znacznej liczbie punktów, ażeby kształty koryta były szczegółowo przedstawione na rysunku, który wykreślamy w podziałce wysokości 2 do 10 razy większej niż długości. Przy pomocy takiego rysunku dzielimy przekrój na kilka lub kilkanaście części podług ważniejszych zmian jakie znajdziemy w kierunku zwilżonego obwodu.

Jeżeli rzeka szersza, niż 70—100 *m*, to pod linkę lub drut, dla zmniejszenia ich przewisania, podprowadzamy co 50—75 *m* łódź, umocowując ją na kotwicach, (podziałkę na linie w odstępach łodzi dokonywujemy na brzegu uwzględniając przewisanie).

Posiłkując się podstawieniem łodzi możemy naciągnąć linkę lub drut najwyżej do 300 *m*.



Rys. 72.

Wreszcie gdy szerokość rzeki stanowi więcej niż 300 *m*, to na obudwuch brzegach, w kierunku przekroju, wytyczamy kierunki prostopadłe do nurtu, w których jeździ obserwator; położenie jego w przekroju w odpowiednim punkcie określa się z brzegu przy pomocy stolika mierniczego lub innego instrumentu z kątomierzem, punkty te zwa się stanowiskami.

W tym wypadku, w celu ułatwienia wyliczeń, pomiary należy przeprowadzać w równych odstępach między sobą. Osiągamy to w ten sposób, że ustawiamy jednego obserwatora na wytyczonym kierunku przekroju, drugiego na linii pod zgóry określonym kątem do jakiejś linii. Najprościej wytyczyć na brzegu prostopadłą, odznaczyć na niej bazę  $AO$ ; w punkcie  $O$  ustawić stolik mierniczy lub teodolit. Zadając się w profilu przekroju punktami  $a$ ,  $b$ ,  $c$ . . . . (w równych odstępach) położenie ich wyznaczamy z planu albo z wyliczonych kątów  $aoA$ ,  $boA$ ,  $coA$ . . . . Aby drugi obserwator (na łódzie) nie potrzebował śledzić za ustawianiem łódki, można wpierw w kierunku  $oa$ ,  $ob$ ,  $oc$ . . . . wystawić różno-kolorowe tyczki na brzegu, a na miejscu instrumentu dużą tykę lub słup i w ten sposób dwoma przecinającymi się linjami wyznaczyć punkty  $a$ ,  $b$ ,  $c$ . . . , w których obserwator ustawi łódź i dokona pomiarów, linje te nazywamy kierunkowemi lub celowemi.

Pomiary głębokości i prędkości należy przeprowadzać w spokojną pogodę, najlepiej z pomostu pobudowanego na dwóch łodziach, zmocowanych w odległości 3—4 *m*. Łódki podtrzymujące pomost, ustawia się przy pomocy kotwic.

Do pomiaru prędkości używa się młynka syst. Wolmana, Baumgartena, Amslera albo Otto, lub hydrometru Pitot-Darcy'ego, przy znacznych głębokościach (więcej niż 6·00 *m*)—młynka Amslera lub Otto z elektrycznymi sygnałami i przyrządem do opuszczania na znaczne głębokości. W tym wypadku młynek opuszcza się na stalowym drucie za pomocą dźwigarki, ustawionej po środku pomostu z górnej jego strony.

Pomiar prędkości w profilu rzeki powinien być dokonany w ciągu takiego czasu, w którym stan wody nie uległby znacznej zmianie, z tych względów należy pomiar przeprowadzać w ciągu jednego dnia. Wobec czego, mając na uwadze, że w ciągu dnia na dużej rzece o szerokości 300—450 *m* można dokonać 15—18 całkowitych pomiarów średniej prędkości w pionowych jednego poprzecznika bez naciągniętej linki, a 30—40 z linką, wystarczy pomiary prędkości przeprowadzać co 50 *m*, a na średnich i małych rzekach co każde 20—30 *m*.

**Pomiar średnich prędkości w pionowych paskach przekroju przepływu.**

Średnią prędkość w pionowej, z wystarczającą dokładnością, można określić przez pomiar prędkości przepływu wody zdjęty na 0·6 głębokości od powierzchni (dokładnie 0·577 głębokość), ponieważ ta prędkość zgodnie z wynikami badań Grebenau, odpowiada średniej prędkości w pionowej. Rezultat ten potwierdzają pomiary średniej prędkości dokonane na rzece Misisipi, Renie, Dnieprze, Suchej, Dźwinie i innych rzekach. -

W celu otrzymania więcej dokładnych średnich prędkości najlepiej mierzyć prędkość w trzech głębokościach, a mianowicie: tuż, pod powierzchnią, w połowie głębokości i tuż nad dnem rzeki, — z tych danych obliczyć wielkość średnią, wychodząc z założenia, że prędkości w pionowej zmieniają się według krzywej, ujętej wzorem:

$$v = A + Bz + Cz^2$$

w którym poziom wody przyjęto za oś poziomą, a głębokość za oś pionową. Średnią prędkością w pionowej  $v_s$ , — będzie iloraz z płaszczyzny krzywej przez pełną głębokość. Inżynier Gnuzin zaleca dokonywać trzy pomiary prędkości w różnych głębokościach, stanowiących następujące ułamki pełnej głębokości:

Przy pełnej głębokości w <i>m</i> .	Głębokość od powierzchni, na której mierzy się prędkość wody, w ułamkach od pełnej głębokości.		
	1 pomiar	2 pomiar	3 pomiar
od 0·75 do 1·50 <i>m</i>	1/4	1/2	3/4
„ 1·50 „ 3·00 „	1/6	1/2	5/6
„ 3·00 i głębiej	1/10	1/2	9/10

Przyjmując równanie krzywej prędkości w pionowej

$$v = A + Bz + Cz^2$$

przy głębokości  $Z$  równej od 0.75  $m$  do 1.50  $m$  t. j. gdy pomiary prędkości dokonywujemy na głębokości  $1/4$ ,  $1/2$ ,  $3/4$  pełnej głębokości, dla wyznaczenia stałych współczynników w tym równaniu mamy trzy równania:

$$v_{1/4} = A + \frac{1}{4}(Bz) + \frac{1}{16}(Cz^2)$$

$$v_{1/2} = A + \frac{1}{2}(Bz) + \frac{1}{4}(Cz^2)$$

$$v_{3/4} = A + \frac{3}{4}(Bz) + \frac{9}{16}(Cz^2)$$

po rozwiązaniu otrzymamy:

$$A = 3 \cdot v_{1/4} + v_{3/4} - 3 \cdot v_{1/2};$$

$$Bz = 2 (8 \cdot v_{1/2} - 5 v_{1/4} + 3 \cdot v_{3/4});$$

$$Cz^2 = 8 (v_{3/4} - 2 \cdot v_{1/2} + v_{1/4});$$

Średnia prędkość przepływu w pionowej wówczas będzie:

$$v_{sr} = \frac{1}{Z} \cdot \int_0^Z (A + Bz + Cz^2) \cdot dz = A + \frac{1}{2} Bz + \frac{1}{3} Cz^2;$$

a podstawiając zamiast  $A$ ,  $Bz$  i  $Cz^2$  ich wartości, ostatecznie otrzymamy:

$$v = \frac{2 \cdot (v_{1/4} + v_{3/4}) + v_{1/2}}{3}$$

W tenże sposób znajdujemy  $v_{sr}$  przy głębokościach  $z$  od 1.50  $m$  do 3.00  $m$

$$v_{sr} = \frac{3 \cdot (v_{1/4} + v_{5/6}) + 2 \cdot v_{1/2}}{8}$$

i przy głębokości większej od 3.00  $m$ .

$$v_{sr}^1 = \frac{25 \cdot (v_{1/10} + v_{9/10}) + 46 \cdot v_{1/2}}{96}$$

W celu sprawdzenia tym sposobem prawidłowości określenia średniej prędkości, należy w paru pionowych zmierzyć prędkość w równych niewielkich odstępach i bezpośrednio z nich przyjąć wielkość średnią.

Średnią prędkość pionowej również można określić bezpośrednio sposobem Trawiranus'a, polegającym na tem, że młynek wolno (z szybkością nie większą niż 0.10  $m/sek.$ ) i równomiernie opuszczamy od powierzchni do dna, albo odwrotnie, podejmujemy od dna do powierzchni i odnotowujemy ilość obrotów młynka w sekundę; prędkość odpowiadająca ilości obrotów młynka w sekundę będzie średnią prędkością w pionowej.



Pomiary prędkości.

Dla pomiarów prędkości przepływu, jak już poprzednio zaznaczono, najczęściej używane są młynki Woltmana, Baumgartena lub Amslera albo Otto z elektryczną sygnalizacją i przyrządem do opuszczania na znaczne głębokości, wreszcie hydrometr Pitot-Darcy'ego.

W tych częściach poprzecznego przekroju łóżyska rzeki, w których prędkość jest mała, można ją określić za pomocą pływaka.

Przy użyciu młynka, prędkość przepływu wylicza się wzorem:

$$v = a + b \cdot n,$$

gdzie  $n$  ilość obrotów młynka w sekundę,

$a$  i  $b$  — stałe korekcyjne współczynniki, które należy ustalić z pracy młynka w stojącej wodzie.

W tym celu należy wybrać jezioro lub staw ze stojącą wodą, z jednego brzegu na drugi przeciągnąć równoległe dwa sznury, a między nimi umieścić łódź z obserwatorem. Łódź wprowadza się w ruch za pomocą dwóch linek, uwiązanych do dzioba łodzi i do rufy. Młynek opuszcza się do wody z przodu łodzi (licząc w kierunku ruchu) i możliwie najdalej od niej, a obserwator zapisuje czas według chronometru i ilość obrotów młynka.

Długość przesunięcia łodzi mierzy się zamarkowanymi długościami na obydwóch równoległych sznurach, albo odległością między dwoma wytycznymi w określonej odległości prostokątnymi przekrojami do osi przesunięcia się łodzi.

Zwyczajnie długość przejścia łodzi bierze się od 20—40 *m*. Szybkość przesuwania łodzi przy pomocy ludzi, może być od 0·10 do 1·75 *m/sek*. aczkolwiek pożądanę osiągnąć znacznie większą szybkość. Dla ustalenia korekcyjnych współczynników  $a$  i  $b$ , należy dokonać spostrzeżeń od 25—50 razy, możliwie przy różnych prędkościach posuwania się łodzi.

Jeżeli oznaczymy:

$S$  — długość przesunięcia się łodzi,

$t$  — użyty na to czas w sekundach,

$N$  — ilość obrotów młynka,

to ilorazy  $\frac{S}{t}$  i  $\frac{N}{t}$  dadzą nam prędkość  $v$  i ilość obrotów młynka w sekundę, z nich, sposobem najmniejszych kwadratów, obrachowują się współczynniki  $a$  i  $b$ , z wzorów:

$$b = \frac{m \cdot \sum nv - \sum n \cdot \sum v}{m \cdot \sum n^2 - (\sum n)^2}$$

$$a = \frac{\sum v - b \cdot \sum n}{m},$$

gdzie  $m$  — jest ilość obserwacji w stojącej wodzie, a  $\Sigma$  znak sumowania.

Przy określeniu tych współczynników, dla współczynnika  $a$  dostateczne 2 dziesiętne znaki, a dla współczynnika  $b$  3 dziesiętne znaki.

Każdy pomiar prędkości młynkiem z elektrycznym sygnałem powinien trwać 2-3 minuty, ażeby obejmował czas wahania się prędkości, równy 2—3 minutom.

Przy użyciu przyrządu Pitot-Darcy'ego prędkość przepływu wody w rzece określa się wzorem:

$$v = \varphi \sqrt{H},$$

w którym  $H$  — oznacza różnicę poziomów wody w dwóch pionowych rurkach,

a  $\varphi$  — stały korekcyjny współczynnik.

Współczynnik ten określa się za pomocą spostrzeżeń różnic poziomów wody w rurkach przy przesuwaniu przyrządu w stojącej wodzie z różnymi prędkościami, przyczem spostrzeżenia powtarza się około 50 razy i z tych danych wylicza się  $\varphi$ , jako średnio-arytmetyczną otrzymanych wielkości.

Ponieważ za pomocą przyboru Pitot-Darcy'ego można zmierzyć prędkość  $v$  wody tylko na powierzchni, to średnią prędkość w pionowej  $v_{sr}$  można obliczyć wzorem Weissbacha:

$$v_{sr} = 0.915 \cdot v.$$

Średnia prędkość przekroju przepływu przy najwyższym stanie wody.

Określiwszy, jak wskazano powyżej, największy przepływ odpowiadający najwyższemu stanowi wody, łatwo można wyliczyć i średnią prędkość, jako iloraz z ilości przepływu  $Q$  i płaszczyzny przekroju przepływu.

Średnia ta prędkość całego przekroju przepływu w przybliżeniu równa się największej prędkości przepływu na dnie, którą musimy znać dla określenia wymycia dna.

Sporządzenie planu rzeki i jej wylewu.

Partja rzeki na długości około  $km$  w górę i w dół od miejsca przekroczenia rzeki, również i partja wybrana dla obliczenia ilości przepływu, powinny być dokładnie zdjęte w granicach największego wylewu w skali 1:5000. Na planie powinny być naniesione brzegi rzeki przy niskim stanie i największy wylew, prócz tego w korycie przy średniej wodzie linje jednakowych głębokości i kierunek nurtu, a w granicach wylewu warstwice i kierunek głównego przepływu w. wody oraz kierunek strumieni przepływu na wylewie.

Zdjęcie to może być zrobione za pomocą stolika mierniczego lub tachimetru.





Należy również zebrać daty o czasie ruszania lodów, zamarzaniu rzeki, o czasie i trwaniu przejścia jesiennych i wiosennych lodów.

Aby możliwie dokładnie określić spadek zwierciadła rzeki, należy przedewszystkiem wybrać prostą partję rzeki z prawidłowym przepływem, możliwie w pobliżu przyszłego obiektu, następnie już przystąpić do określenia spadku, tak w tej partji, jak i w miejscu przyszłej budowli. W tym celu trzeba dokładnie zaniwelować ustawione na brzegach repery, zera wodowskazowych łat i dokładnie zmierzyć odległość między łatami. Dokładnemi, punktualnie jednocześnie odczytanemi spostrzeżeniami poziomów stanu wody na łatach, według zregulowanych zegarków, określają się niwelety zwierciadła wody, a z nich ich spadki. Ponieważ na dużych rzekach spadki zwierciadła wody wzdłuż jednego brzegu często różnią się od spadków przeciwległego brzegu, przeto należy określić spadki wzdłuż obydwu brzegów jednocześnie; prócz tego powinny być określone spadki zwierciadła wiosennego wysokiego stanu wód, dla egzystujących starorzeczy i dla części zalewowej łożyska i wogóle dla każdej części łożyska, różniącej się swemi hydraulicznemi elementami, lub rodzajem gruntu łożyska przepływu. Długość, z której należy określić spadek zwierciadła dużych rzek może być przyjętą od jednego do dwóch i więcej kilometrów, w każdym razie nie krótszą, niż zdjęto plan sytuacyjny, a dla małych rzek od 0·5 do 1 *km*. Dla takich rzeczek, na których spiętrzenie innych rzek ma duży wpływ na poziom ich wód, określenie spadku zwierciadła należy przeprowadzić parę razy w czasie przyboru i opadu wody.

Spadek zwierciadła wody powinien być określony podwójną niwelacją przy normalnym i wysokim stanie wody, również należy dokonać niwelacji zauważonych lub wskazanych przez wiarogodnych nabrzeżnych mieszkańców znaków wielkiej wody i przejścia lodów. Jeżeli spadek zwierciadła wielkiej wody zaniwelowany według śladów i wskazań będzie różnić się od spadku bezpośrednio zaniwelowanego, lub ustalonego wodowskazami, to za spadek właściwy należy przyjąć otrzymany z niwelacji.

#### Dane o statkach.

Ponieważ, projektując most, musimy liczyć się, aby na rzekach żeglownych nie utrudnić nim żeglugi, to musimy zebrać dane o charakterze żeglugi, o czasie w którym takowa się odbywa, a w szczególności o wymiarach statków i głębokości ich zanurzenia.

#### Zestawienie zebranych niezbędnych danych.

Studja w polu można uważać za skończone, gdy będą zebrane i przygotowane następujące dane:

1) Określenie największego przepływu w. wody w rzece w pobliżu przyszłego obiektu, odpowiadającej mu średniej prędkości i prędkości



po dnie, z załączeniem poprzecznych przekrojów łożyska przepływu, określenie średnich prędkości w pionowych; wreszcie niwelacja spadku zwierciadła wody w rzece;

2) Sytuacyjny plan partji rzeki z oznaczeniem linii przekroczenia i poprzeczników, potrzebnych do obliczenia przepływu, wyznaczenie normalnego koryta i granic wylewu katastrofalnych wód, linii jednokowych głębokości i warstwic, kierunku nurtu przy normalnym i najwyższym stanie, oraz przy stanie t. zw. jeszcze żeglownym lub spławnym, t. j. takim, przy którym spław lub żegluga mogą odbywać się bez narażenia na trudności i niebezpieczeństwa pochodzące od zbyt wielkiej prędkości przepływu i szerokości wylewu, uniemożliwiającej orjentowanie się w nurcie rzeki.

3) Geologiczny profil przekroju łożyska rzeki i zalewowej części doliny w osi projektowanego mostu z oznaczeniem uwarstwienia gruntu do głębokości 25 *m*.

4) Dane o poziomach: normalnym, katastrofalnym, jesiennym lodostanie i wiosennym przejściu lodów, również dane dotyczące wymiarów kry.

5) Dane o wymiarach statków i tratw.

6) Dane dotyczące egzystujących mostów na rzece powyżej i poniżej projektowanego, jak to: wielkość światła, rozpiętość poszczególnych przęseł, rodzaj posadowień podpór i t. p., również dane dotyczące wodnych młynów i jazów, znajdujących się w odległości 2 *km* od zamierzonej budowli, jak wielkość otworów, długość jazu, długość cofki spiętrzonyj wody, poziom wody przy wysokim jej stanie, przyczem przy jazach należy zdjąć parę poprzecznych przekrojów dla obliczenia ilości spiętrzonyj wody. Wogóle należy, możliwie szczegółowo i dokładnie zbadać i opisać wszystkie dane, na mocy których możnaby sporządzić szacunkowy kosztorys, na wypadek, gdyby zaszła potrzeba ich usunięcia, w związku z zamierzoną budową.

7) Wreszcie, gdy zachodzi potrzeba zmiany kierunku koryta, lub zasypanie starorzeczy, należy zdjąć sytuacyjny plan w warstwicach z taką dokładnością i na takiej przestrzeni, by z niego mógł sądzić o potrzebie i wielkości dodatkowych regulacyjnych budowli, jak wały kierujące w. wodą, zasypanie starorzeczy, odprowadzenie koryta, umocowanie brzegów, pobudowanie opasek i t. p., by były one wystarczające do obliczenia ilości potrzebnych robót.

#### Projekt mostu.

Powyższych danych w zupełności wystarczy do sporządzenia projektu mostu, ponieważ z nich możemy określić główne elementy projektu, a mianowicie:

- 1) najmniejsze dopuszczalne światło,
- 2) głębokość posadowienia podpór i przyczółków,
- 3) wzniesienie dolnej krawędzi dźwigarów nad wodą,
- 4) najekonomiczniejsze rozstawienie przęseł i podpór,

Rozstaw podpór mostu.

Podział światła mostu na poszczególne przęsła i ich wielkości zależą od miejscowych warunków, a mianowicie: od głębokości rzeki, kierunku nurtu, rodzaju gruntu łóżyska rzeki, wreszcie od przyjętego systemu i materiału nośnej konstrukcji mostu.

Podpory mostu rozstawiamy tak, by nurt rzeki pozostawał swobodny dla żeglugi i spławu, a więc jeżeli nurt jest pośrodku rzeki, to ilość przęseł wypadnie nieparzysta. Prócz tego wielkość zeglownego przęsła winna uwzględniać szerokość, a w wielu wypadkach i długość parostatków, również tratław.

Zachodzą czasem wypadki, że niektóre podpory chcemy, lub musimy usytuować w określonych punktach ze względu na wygodne lub ekonomiczne założenie posadowień, wówczas wielkość przęseł określa się temi warunkami. Zwraca się uwagę, że nie ma potrzeby projektować wszystkich przęseł o jednakowej rozpiętości, można jedno, lub parę środkowych przęseł projektować o większej rozpiętości, resztę o małych rozpiętościach.

Przy wszystkich innych jednakowych warunkach, im przęsło większe, tem koszt jego (nośnej konstrukcji) większy, a koszt podpór mniejszy (ponieważ ilość ich jest mniejsza), — odwrotnie, im przęsło mniejsze, tem koszt nośnej konstrukcji mniejszy, a koszt podpór większy. Wobec tego, należy znaleźć takie rozwiązanie, aby ogólny koszt budowy był najmniejszy.

W mostach o żelaznych kratowych dźwigarach i kamiennych ke-sonowych podporach można powodować się następującymi kalkulacjami:

Jeżeli oznaczymy przez:

$l$  — światło mostu w  $m$ ,

$x$  — najekonomiczniejszą wielkość rozpiętości przęsła,

$p$  — cenę 1  $kg$  wagi nośnej konstrukcji,

$M$  — pełny koszt jednej podpory,

to ogólny koszt mostu będzie:

$$K = (\alpha \cdot x + F) \cdot l \cdot p + \left(\frac{l}{x} + 1\right) \cdot M$$

gdzie  $\alpha \cdot x + F$  — jest waga nośnej konstrukcji przęsła łącznie z wagą jezdni.

Maximum  $K$  otrzymamy gdy  $\frac{dK}{dx} = 0$

$$\frac{dK}{dx} = \alpha l p - M \cdot \frac{l}{x^2} = 0$$

$$\text{skąd } x = \sqrt{\frac{M}{\alpha \cdot p}}$$

Wielkość  $\alpha$  — zależy od wielkości przęseł, umieszczenia jezdni i systemu kraty dźwigaru.

## SZCZEGÓŁOWE PRZEPISY przy prowadzeniu hydrometrycznych i meteorologicznych dostrzeżeń w czasie powodzi i przejścia lodu na dużych rzekach.

### Obserwacyjne punkty.

Rejon rzeki podlegający badaniu, wraz z zalewową częścią jej doliny, wzdłuż osi przyszłych dojazdów do mostu, na przestrzeni paru kilometrów, dzielimy na sekcje, w których ustawiamy obserwacyjne punkty z wodowskazowymi łatami, wiatraczkami do określenia kierunku wiatru i wytyczonymi stałymi kierunkowymi linjami w poprzecznych przekrojach rzeki, które należy uwidocznic na generalnym planie miejsca przekroczenia rzeki.

### Wodowskazowe łaty.

Miejsce ustawienia wodowskazowych łat powinno być ochronione od falowania wody. Zera łat związane podwójną niwelacją między sobą i podłużnym profilem dojazdów.

Stróże wodowskazowi trzy razy dziennie powinni odnotować z łat stan wody: o godzinie 6-iej zrana, o 12-iej w południe, o 6-iej wieczorem, i odczyty zapisywać do wodowskazowej książki.

Wystarczająca dokładność odczytów jeden centymetr.

Jednocześnie winni odnotowywać wysokość fali.

### Wiatraczki do określenia kierunku wiatru.

Kierunek wiatru trzy razy dziennie również należy zapisywać do wodowskazowej książki.

Wiatraczki ustawia się nad poziomym limbusem, ustawionym według południka, podzielonym na osiem sektorów.

W jednym z obserwacyjnych punktów, ustawionym w otwartym miejscu odnotowuje się siłę wiatru za pomocą anemometru.

Stan pogody należy odnotować w wodowskazowej książce.

### Stałe kierunkowe linje.

Stałą kierunkową linią nazywamy linię wytyczoną czterema żerdkami po dwie z każdego brzegu, prostopadle do kierunku przepływu.



Każda para takich linii służy do określenia prędkości i kierunku pływaków.

Kierunkowe linje powinny różnić się kolorem chorągiewek, umieszczonych na wytycznych żerdkach, górne linje (w kierunku przepływu) jednego koloru, dolne innego.

Miejsca żerdek, względnie słupów, muszą być oznaczone na planie i w pikietarzu drogi, z podaniem odległości od osi projektowanego mostu.

#### Ruchome kierunkowe linje.

Ruchome kierunkowe linje w przecięciu ze stałymi kierunkowymi linjami określają stanowiska dla pomiarów prędkości przepływu wody młynkiem, lub oznaczają linje stanowisk dla określenia prędkości pływakiem (patrz schematyczny rysunek ruchomych kierunkowych linii).

Centralny słup tych linii powinien wyróżniać się od innych np. dwukolorową chorągwią.

Numerom kierunkowych ruchomych linii odpowiadają numera stanowisk.

Na uprzednio wymierzone i ponumerowane miejsca w ruchomych kierunkowych linjach, robotnik na dany mu sygnał, przez obserwatora znajdującego się w łodzi, ustawia pionowo przenośny słup ze zmieniającymi się dużymi chorągiewkami o różnym doborze kolorów.

Kombinacją kolorów i odpowiednim umieszczeniem chorągiewek można wypełnić całą tablicę numerów im odpowiadających.

Linja przechodząca przez słupy centralny i przenośny, tyczy ruchomą kierunkową określonego numeru, zgodnie z ułożoną tablicą zmiany chorągiewek.

#### Pły w a k i.

Jako pływak — mogą być użyte butelki.

W celu ułatwienia obserwacji pływającej butelki, szczególnie w czasie silnego falowania lub dużej odległości, w butelkę wstawia się lekki pręt lub małą chorągiewkę.

Pływaki bywają pojedyncze lub podwójne. Podwójny pływak składa się z dwu butelek przywiązanych do końców sznurka o długości równej około 0.6 głębokości tego miejsca w rzece, w którym puszcza się pływak.

Jedną z butelek napełnia się wodą, wobec czego zagłębia się ona w wodę, druga pływająca po powierzchni, podtrzymuje pierwszą przy pomocy sznurka.

Średnia prędkość przepływu potoku w pionowej blizka jest prędkości przepływu na 0.6 jego głębokości.

Spostrzeżoną prędkość podwójnego pływaka  $v_{2p}$  można przyjąć równą średniej arytmetycznej z prędkości pojedynczego pływaka i średniej prędkości w pionowej:



$$v_{2p} = \frac{v_{1p} + v_{sr}}{2}$$

skąd

$$v_{sr} = 2v_{2p} - v_{1p}$$

Jeżeli pomiędzy zaobserwowanymi prędkościami podwójnego i pojedynczego pływaków stosunek wyraża się:

$$v_{2p} > v_{1p},$$

to

$$v_{sr} > v_{1p},$$

a ponieważ  $v_{sr} < v$  na powierzchni, to w tym wypadku

$$v \text{ na powierzchni} > v_{1p}$$

Wypadek ten trafia się przy wstecznym wietrze i wówczas prędkości pojedynczego pływaka nie możemy przyjąć za prędkość na powierzchni.

Pływaki należy puszczać do wody o parę metrów wyżej górnego przekroju, a momenty przepływu pływaka przez górny i dolny przekroje oznajmiać machaniem ręczną chorągiewką.

Kiedy pływaki rzucone są wprost stanowisk na przecięciu się stałych i ruchomych kierunkowych linii, co należy jednocześnie czynić z pomiarem prędkości młynkiem, to odległości pływaków od linii stanowisk w obydwóch przekrojach, wzięte na oko, odnotowuje się w dzienniku, również odnotowuje się zmierzone głębokości w miejscach puszczenia pływaków.

#### Hydrauliczny młynek.

Miejsce w stojącej wodzie, wyznaczone dla określenia korekcyjnego współczynnika młynka (cechowania) powinno być oczyszczone od zarośli. Odległość między wytyczonymi na brzegu dwoma stałymi kierunkowymi linjami powinna wynosić od 40—50 *m*. Łódź wprowadza się w równomierny ruch z różną, za każdy raz, szybkością, za pomocą sznura naciągniętego między dwoma kołami.

Szybkości poruszania się łodzi powinny odpowiadać spostrzeżenom w korycie i na zalewie prędkościom.

Ilość przepływów z młynkiem powinna być dokonana około 100 razy, przyczem część przepływów powinna być przeprowadzona przed pomiarem prędkości młynkiem, aby na wypadek popsucia się młynka, lub utopienia go nie przepadły dokonane spostrzeżenia.

W celu uniknięcia zbytnej dokładności wyliczeń przy określeniu korekcyjnych współczynników danego młynka, nie odpowiadającej dokładności danych spostrzeżeń, w dzienniku cechowania młynka powinna być wskazana dokładność poszczególnych wyliczeń.

Każde pogrążenie młynka do wody przy spostrzeżeniach prędkości należy dokonywać z boku łodzi, krypy, lub parostatku za pomocą roz-

kręcania sznura dźwigarką, przymocowaną na wystającej około 0.75 m grubej desce.

Przed pogażeniem młynka należy sprawdzić umocowanie młynka i ciężarków do sznura, również sprawność połączeń oddzielnych części młynka.

Ilość spostrzeżeń na każdym stanowisku wyznacza się w zależności od głębokości rzeki w danym stanowisku.

W każdym stanowisku należy przeprowadzać spostrzeżenia na 0.6 głębokości, w której to głębokości prędkość przepływu prawie równa się średniej prędkości w pionowej.

Dla pomiaru głębokości sznur, na którym umocowany jest młynek, oznacza się co 20 cm różnokolorowymi gałgankami.

Przy falowaniu wody głębokość odnotowuje się z dokładnością nie większą niż 10 cm.

Do dziennika zapisuje się kąt odchylenia sznura od pionu w styczonym punkcie sznura z dźwigarką.

Dla uwzględnienia odchylenia sznura we wszystkich dokonanych pomiarach głębokości wprowadza się poprawkę.

Poprawiona głębokość może być wyliczona za pomocą następującego wzoru:

$$H = L \cdot \frac{6p^2}{6p^2 + 3Q^2 + 3QgH + g^2 \cdot H^2}$$

gdzie  $H$  — rzeczywista głębokość,

$L$  — głębokość po odchylonej linie,

$P$  — waga młynka i ciężarku w wodzie,

$Q$  — poziome ciśnienie wody na ciężarek i młynek.

$$Q = \varphi \frac{v_H^2 \cdot S \cdot \delta}{2g}$$

gdzie  $v_H$  — prędkość przepływu na głębokości  $H$ ,

$S$  — płaszczyna ciśnienia,

$\delta$  — waga 1 m<sup>3</sup> wody,

$g$  — przyspieszenie ziemskie = 9.81 m/sek.<sup>2</sup>,

$\varphi$  — współczynnik równy 1.5.

Jeżeli oznaczymy dalej przez

$q$  — poziome ciśnienie wody na 1 m. b. linki do zamykacza i elektrycznych przewodów (przyjmując je równe średniemu ciśnieniu na całej długości).

$$q = \varphi \cdot v_r^2 \cdot S^1 \cdot \delta$$

gdzie  $v_r$  — średnia prędkość w pionowej,

$S^1$  — płaszczyna ciśnienia na 1 m. b. linki do zamykacza i elektrycznych przewodów.

Podany wzór wyprowadzony został pod warunkiem, że najniższy element linki w miejscu przymocowania młynka i ciężarka jest w pionie.

W celu uniknięcia rozwiązywania równania o wyższych potęgach  $H$  w mianowniku,  $H$  — w mianowniku zamieniono przez  $L$ , co niewiele wpływa na ostateczny rezultat.

Wówczas wzór przybiera wyraz:

$$H = L \cdot \frac{6p^2}{6p^2 + 3Q^2 + 3Q \cdot q \cdot L + q^2 \cdot L^2}$$

albo

$$H = \frac{6p^2 L}{6p^2 + \frac{\varphi^2 S^2}{4g^2} \left[ 3v_H^4 \cdot S^2 + 3v_H^2 \cdot v_{sr} \cdot S^2 \cdot S_1^2 L + v_{sr}^4 \cdot S_1^2 \cdot L^2 \right]}$$

po wprowadzeniu do wzoru liczbowych wartości dla każdego młynka i zamianie średniej prędkości  $v_{sr}$  przez dostrzeżoną prędkość  $v_{0.6}$ , — wzór przyjmie wyraz:

$$H = \frac{1}{1 + C \cdot v_H^4 - C_1 \cdot v_H^2 \cdot v_{0.6} \cdot L + C_2 \cdot v_{0.6}^4 \cdot L^2}$$

gdzie  $C$ ,  $C_1$  i  $C_2$  — współczynniki stałe.

Przy nieznaczących odchyleniach linki (do  $15^\circ$ ) poprawki głębokości są znikome, wobec czego można je nie przyjmować pod uwagę.

Błąd ( $L-H$ ) pełnej głębokości rozrzuca się proporcjonalnie głębokościom w różnych punktach jednej pionowej.

W celu uniknięcia splątania się elektrycznych przewodów przy podejmowaniu młynka, przewody zwija się na drewniane szpulki.

#### Ręczne chorągiewki.

W czasie przeprowadzania zdjęć i pomiarów na wodzie porozumienie między obserwatorem, a jego pomocnikami uskutecznia się za pomocą nmówionych sygnałów, podawanych ręcznymi chorągiewkami; wszystkie sygnały sprowadzają się do następujących prawideł:

1) krótkie machanie chorągiewką w pionowej płaszczyźnie w kierunku obserwatora oznacza: „spełniono“, albo pływak w kierunkowej linii.

2) machanie w jedną stronę w prawo lub w lewo oznacza: „przesunąć się w prawo lub w lewo“

3) machanie w obydwie strony oznajmia: „spozstrzeżenie nie udało się, trzeba powtórzyć nanowo“.

#### T u b a.

Prócz chorągiewek w celu porozumiewania się w czasie dokonywania spozstrzeżeń używa się tub.



### Chronometr.

Chronometr należy zawsze nosić na łańcuszku, lub sznurku dla uniknięcia zgubienia go.

### Sekstant.

Gdy ze względu na stan pogody, jak mgła, lub trudności ustawienia łodzi, kropy lub parostatku przy silnem falowaniu wody, nie możemy posiłkować się przy pomiarach młynkiem lub pływakiem wytyczonemi na lądzie kierunkowemi linjami, zmuszeni jesteśmy posiłkować się w tym celu sekstantem ze stanowisk, wizując na punkty krańcowe bazy, uprzednio wybranej i obliczonej na brzegu.

Za bazę najlepiej przyjąć prostopadłą linię do kierunku kierunkowej linii w poprzecznym przekroju rzeki, w której wyznaczono stanowiska, baza ta może przechodzić przez krzyż wieży kościelnej, fabryczny kcmín lub inny widoczny punkt.

Kąty, określone sekstantem, wpisujemy do dziennika spostrzeżeń. Z tych kątów i bazy wyliczamy odległość pomiędzy stanowiskami.

Użycie sekstantu należy stosować tylko w razie niemożności korzystania z kierunkowych linii wytyczonych wzdłuż osi przekroczenia rzeki.

### Prędkość i ilość przepływu wody.

Prędkości, określone na wszystkich stanowiskach za pomocą młynka i pływaków, wpisuje się do specjalnego wykazu.

Dla stanowisk w głównym korycie przepływu rzeki obliczamy ilość przepływu według wzoru podanego w wykazie.

W wykazie zaznacza się dokładność przeprowadzenia wyliczeń.

### Ogólny wykaz zestawień.

Wszystkie codzienne spostrzeżenia poziomów stanu wody, spadki zwierciadła wody, obliczone prędkości i ilości przepływu wody, stan pogody, wszystko to wpisuje się do wykazu.

Wszystkie poprzeczne przekroje przepływu rzeki, zdjęte przed przejściem lodów, winny być porównane z temiż przekrojami zdjętymi po opadzie wiosennej w. wody w celu określenia zmienności dna i brzegów rzeki.

W ciągu całego trwania studjów, w czasie przejścia lodów i wielkiej wody, powinny być odnotowywane wszystkie wypadki ze statkami, o ile takowe miały miejsce w pobliżu projektowanego miejsca przekroczenia rzeki mostem, również wszystkie wypadki rozmycia brzegów.



## W Y K A Z

przedmiotów wyposażenia każdego obserwacyjnego hydrometrycznego punktu w czasie wiosennych spozrzeń na dużych rzekach.

### I. Na brzegach

1. Wodowskazowa łąta, przybita do słupa . . . . . szt. 1
2. słupy z chorągiewkami o dwóch kolorach dla ruchomych kierunkowych linji . . . . . „ 8
3. centralny słup z dużą dwu lub trzy kolorową chorągwią dla ruchomych kierunkowych linji . . . . . „ 1
4. wysokie, przenoszone tyki dla ruchomych kierunkowych linji . . . . . „ 2
5. komplet różnobarwnych chorągiewek, przywiązywanych sznurkiem do tyk . . . . . „ 5
6. numerowane słupki, wbijane w miejscach ustawiania przenoszonych tyczek . . . . . „

### II. Na dużej łodzi (krypie lub parostatku).

1. wiosel . . . . . par 3
2. kotwic na dziobie o wadze około 35 *klg* . . . . . szt. 1
3. „ „ „ i rufie o mniejszej wadze . . . . . „ 2
4. linki do kotwic długości po 100 *m* . . . . . „ 3
5. ratunkowy pas z długim sznurem . . . . . „ 1
6. siekiera, gwoździe i żelazny drut
7. gruba i szeroka deska, przymocowana w poprzek łodzi, wystającą poza łódź . . . . . „ 1
8. dźwigarka z korbą i zaszczepką . . . . . „ 1
9. rolka do stalowej linki . . . . . „ 1
10. stalowa linka długości 20 *m* grubości 5 *m/m* podzielona na metry, półmetry i co 10 *cm* różnokolorowymi gałgankami . . . . . „ 1
11. ciężarek, wagi około 30 *kg* z hakiem do przymocowania go z dołu młynka . . . . . „ 1
12. drewniane szpulki z nawiniętymi na nie elektrycznymi przewodami, połączonymi jednym końcem z młynkiem, a drugim z baterją elektryczną i dzwonkiem w skrzynce młynka . . . . . „ 1

13.	przy młynku winien być bloczek dla przymocowania go do stalowej linki; w skrzynce młynka powinny znajdować się: odkrętka, płaskie telegraficzne obciążki, oliwa do smarowania, gałganek do wycierania młynka, pilnik, drucziane kółko do przywieszania ciężarków, zapasowy miedziany drut dla elektrycznych przewodów i zapasowa sucha baterja dla elektrycznego prądu . . . . .	szt.	1
14.	tuba . . . . .	"	1
15.	sygnałowa ręczna chorągiewka . . . . .	"	1
16.	chronometry (jeden dla młynka, drugi dla pływaków) . . . . .	"	2
17.	lornetka na pasku . . . . .	"	1
18.	ekker dla wyznaczenia linii stanowisk prostopadłych do stałej kierunkowej linii dla puszczenia pływaków . . . . .	"	1
19.	kątownik z pionem i podziałką na stopnie do określenia kąta odchylenia stalowej linki od pionu . . . . .	"	1
20.	miarka metrowa . . . . .	"	1
21.	dzienniki spostrzeżeń prędkości przepływu za pomocą młynka . . . . .	"	1
22.	dzienniki spostrzeżeń prędkości przepływu za pomocą pływaków . . . . .	"	1
23.	blok-notes do wyliczeń . . . . .	"	1
24.	pinezki do przymocowania dzienników do deski w czasie wiatru . . . . .	"	1

III. Na małej łodzi.

1.	butelki z korkami do pływaków.		
2.	sznur dla podwójnych pływaków.		
3.	taśma zwijania do mierzenia . . . . .	"	1
4.	scyzoryk . . . . .	"	1
5.	ręczna sygnałowa chorągiewka . . . . .	"	1
6.	tuba . . . . .	"	1

## Etat personelu na każdym hydrometrycznym punkcie w czasie wiosennych obserwacji.

### I. Na brzegu.

1. przy wodowskazowej łacie — stróż . . . . . 1
2. przy ustawianiu tyczek z chorągiewkami na ruchomych kierunkowych linjach — robotnik . . . . . 1

### II. Na dużej łodzi (krypie lub parostatku).

1. obserwator . . . . . 1
2. jego pomocnik . . . . . 1
3. starszy robotnik przy młynku . . . . . 1
4. przy wiosłach — trzy pary robotników . . . . . 6
5. sternik . . . . . 1
6. robotnik na dziobie przy kotwicy . . . . . 1

### III. Na małej łodzi

1. przy wiosle . . . . . 1
2. przy sterze . . . . . 1

## Wykaz wyposażenia każdej stacji dla cechowania młynka.

1. linka do naciągania równoległe do brzegu — długości nie mniejszej niż 80 *m* . . . . . szt. 1
2. cienkie żerdki dla dwóch kierunkowych linji . . . . . „ 4
3. łódka z parą wiosł i lejkiem . . . . . „ 1
4. krótki drewniany bosak dla młynka . . . . . „ 1
5. dziennik cechowania młynka . . . . . „ 1
6. chronometr na sznurku . . . . . „ 1
7. siekiera . . . . . „ 1

## Etat każdej stacji cechowania młynka.

1. obserwator . . . . . „ 1
2. jego pomocnik . . . . . „ 1
3. starszy robotnik przy młynku . . . . . „ 1
4. robotnicy na dziobie i rufie łodzi, którzy ciągną łódź wzdłuż sznura . . . . . „ 2

Nazwisko prowadzącego zapisy.....

Punkt №.....

№ sprostżeń	N I W E L E T A Z E R A W O D O W S K A						
	D a t a s p o s t r z e ń				P o z i o m z w l e r c i a d ł a w o d y		W y s o k o ść f a l i
	R o k	M i e s i ą c	D z i e ń	G o d z.	O d c z y t	N i w e l e t y	
					n a ł a c i e		
m e t r y							

D Z I E N N I K M E T E O R O L O G I C Z N Y C H

Nazwisko obserwatora.....

Punkt №.....

№ sprostżeń	D a t a s p o s t r z e ń				T e m p e r a t u r a w / g R é a u m u r a	
	R o k	M i e s i ą c	D z i e ń	G o d z.	W c i e n i u	W o d y w r z e c e



W O D O W S K A Z O W Y

Wodowskaz №.....

Z U .....

Stan pogody			U W A G I		
Temperat. w/g Réaumur	Pogodnie, pochmurnie, deszcz, śnieg lub burza	Kierunek wiatru	Czy lata wodowskazu w porządku	Czy uszkodzona lata, ponownie ustawiono	Czy nawlężano zero nowej lata

SPOSTRZEŻEŃ

Odczyty na barometrze aneroidzie w mm	OBSERWACJE WIATRU			Pogodnie, pochmurnie, deszcz, śnieg, lub burza
	Kierunek wiatru	Odczyty w/g anemometru w ciągu minuty	Prędkość wiatru w m/sek.	



# POMIARÓW

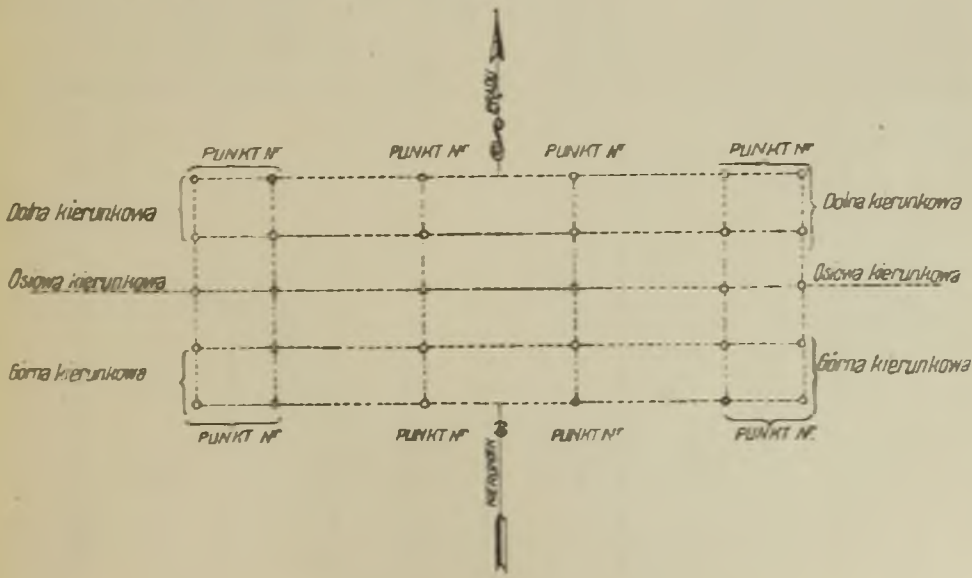
rzecze mierzonej pływakami

..... km.

..... m.

jekt. mostu.

P Ł Y W A K Ó W						Długość przepływu	Czas przejeżdża w min. i sek.	Prędkość w m/sek.	Wysokość fall	Kierunek wiatru	Niwaleta zw. wody na łacie J <sub>0</sub>	Pojedynczy czy podwójny pływak
sce	wej	linji	wej	Dolnej	ry							
Punkty №	Punkty №	Punkty №	Punkty №	Punkty №	Punkty №							





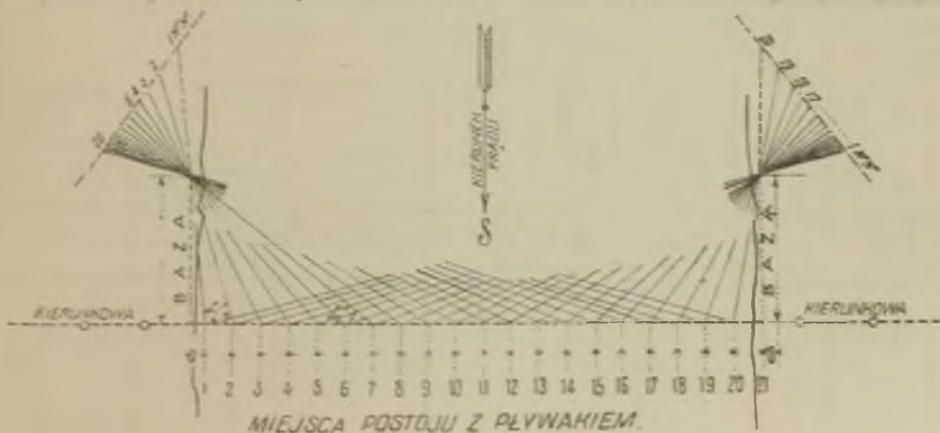


CECHOWANIA

Określenie korekcyjnych współczynników młynka				Wzór dla wyliczenia prędkości $v$ wody z czasu dla 100 obrotów młynka $t_{100}$
Iloczynny		Korekcyjne współczynniki		
$n = v$	$n^2$	$a =$	$b =$	
		$\frac{\sum U \cdot \Sigma n^2 - \Sigma n U \Sigma n}{m \Sigma n^2 - (\Sigma n)^2}$	$\frac{m \Sigma n \cdot v - \Sigma n \cdot \Sigma v}{m \cdot \Sigma n^2 - (\Sigma n)^2}$	$v = a + \frac{100 \cdot b}{t_{100}}$
Ważności wyliczeń				
0.001 $\frac{m}{sek}$	0.01 $\frac{1}{sek^2}$	0.0001 m sek.	0.00001 m.	0.001 m sek.

POMIARÓW  
pomocy hydrom. młynka

młynkiem №				Prędkości określone pływakami		Kierunek wiatru	Niwelacja zw. wody lacte №
opuszczania młynka		Zmierzone		Prostopadłe do zwilż. przekr.			
Zmierzona	Zkoregowana	Czas 100 obrotów młynka $t_{100}$ min. sek.	prędkości	Średn. prędk. w pionowych paskach	Średn. prędkości $v$	Wysokość fali	Niwelacja zw. wody lacte №
metrach		m sek.	$m^2$ sek.	$m^2$ sek.	$m^2$ sek.	m sek.	m



D Z I E N N I K  
prędkości wody pływakami z punktów stanowisk

Punkt №.....

№.№ pomiarów	Data pomiarów				Przejście									
	Rok	Miesiąc	Dzień	Godzina	Czas		Punkty							
					na kierunkowe		na kierun							
					górnj	dolnej	G ó r n e j							
							Wprost stanowiska №	Odległość linii stanowisk od zera kierunk.	Odchylenie pływaków ku praw ku lew brzeg. brzeg.		Głębok. wody w przejściu z kierunk.			
min i sek.		m e t r y												

Wzór wykazu prędkości i podliczenia ilości przepływu wody w dużych rzekach

Punkt №.....

Data pomiarów				Zwilżone przekroje			Prostopadłe do zwilż. przekr.		Ilości przepływu			Kierunek wiatru Niweleta poziomu zw. wody na facte №
Rok	Miesiąc	Dzień	Godzina	Odległość między pion pask.	Głębokość	Płascz. zwilżonego przekroju	Średnia prędkość na pionowych paskach	Płasczyczny prędkości	Poszczególne objętości			
									V =		Algebraiczna suma objętości	
									$\frac{\omega_1 + \omega_2}{2} \cdot d$	$\frac{(v_1 - v_2)(H_1 - H_2)}{6} \cdot d$		
dokładność danych i wyliczeń												
				1 m	0.05 m	1 m <sup>2</sup>	0.01 m'/sek.	0.05 m <sup>2</sup> /sek.	1 m <sup>3</sup> /sek.			









### Wzór do obliczenia otworu małych mostów.

Powiat .....	Poziom krawędzi nasypu..... <i>m</i>
Droga .....	Poziom dna przepustu..... "
Kilometr .....	Wysokość nasypu..... "
Nazwa strumienia.....	Szerokość otworu przepustu
.....	$l =$ .....
	Wysokość otworu $w =$ .....
Z tabl. Nr. 1 obieramy współczynnik $\alpha =$	Powierzchnia zlewni $F^z =$ ..... <i>km<sup>2</sup></i>
Z tabl. Nr. 2 obieramy współczynnik $\beta =$	Długość zlewni ..... <i>km</i>
Ilość wielkiej wody $Q = F^z \cdot \alpha \cdot \beta =$ <i>m<sup>3</sup>/sek.</i>	Powierzchnia lasów $F_l =$ ..... <i>km<sup>2</sup></i>
	Stopień zalesienia $\frac{F_l}{F^z} =$ .....

Zmierzony spadek łóżyska na długości 200 m. powyżej i poniżej przepustu  
 $i =$  .....

#### Poprzeczny profil łóżyska

Ustalony próbami poziom dopływającej wody .....	<i>m.</i>
Powierzchnia przekroju przepływu $f =$ .....	<i>m<sup>2</sup>.</i>
Zwilżony obwód $p =$ .....	<i>m.</i>
Promień hydrauliczny $r = \frac{f}{p} =$ .....	"
W tabl. № 8 na str. 62 znajdujemy współczynnik $K =$ .....	
Średnia szybkość przepływu $v = K \sqrt{ri} =$ .....	<i>m sek</i>
$v \cdot f =$ .....	<i>m<sup>3</sup>/sek</i>

Przyjęty poziom wody dopływającej należy uważać za właściwy wtedy gdy  
 $v \cdot f = \infty Q$

a różnica tych wielkości nie przekracza 2%.

Z profilu poprzecznego określamy największą głębokość

$$a = \dots \text{ m.}$$

Przed przystąpieniem do dalszego obliczenia należy rozstrzygnąć na podstawie warunków topograficznych i właściwości łóżyska pod przepustem i w jego sąsiedztwie (20 do 30 metrów powyżej i poniżej przepustu), czy spiętrzenie u wlotu do przepustu jest wogóle niedopuszczalne czy też można dopuścić pewną wielkość spiętrzenia.

Przypadek 1) Spiętrzenie jest niedopuszczalne.

Z tablicy Nr 4 znajdujemy współczynnik  $\mu =$  .....

$$\text{Potrzebny przekrój przepływu } f_0 = \frac{Q}{\mu v} \dots \text{ m}^2$$

$$\text{szerokość otworu (dla otworów prostokątnych) } l = \frac{f_0}{a} = \dots \text{ m}$$

Przyjęta wysokość otworu  $w =$  ..... *m.* czyni zadość wymaganiom przepisów o budowie i utrzymaniu mostów drogowych § 9 ustęp 6.

Przypadek 2) Można dopuścić pewne spiętrzzenie.

Maksymalna wielkość spiętrzzenia na jaką pozwalają warunki topograficzne.

$$h_{max} = \dots m$$

Z tabelicy Nr. 3 oberamy średnią szybkość przepływu wody w przepuście

$$v_0 = \dots m \text{ sek.}$$

Potrzebny przekroj przepływu  $f_0' = \frac{Q}{v_0'} = \dots m^2$

Szerokość otworu (dla otworów prostokątnych)  $F = \frac{f_0'}{a} = \dots m$

Zaokrąglona szerokość otworu  $l = \dots m$

Wobec tego  $v_1 = \frac{Q}{al} = \dots m \text{ sek.}$

Powierzchnia przekroju przepływu  $f_1 = l \cdot a = \dots m^2$

Obwód zwilżony  $p_1 = l + 2a = \dots m$

Promień hydrauliczny  $r = \frac{f_1}{p_1} = \dots m$

W tabelicy Nr. 8 na str. 62 znajdujemy odpowiedni współczynnik  $K =$

Pochylenie dna przepustu  $i_0 = \frac{v_0^2}{K^2 r_0} = \dots$

Spiętrzzenie u wlotu do przepustu (pierwsze przybliżenie)  $h' = \frac{v_0^2 - v_1^2}{13,1} = \dots m$

Średnia szerokość spiętrzzenia wyznaczona z profilu poprzecznego  $b = \dots m$

Szybkość spiętrzonej wody u wlotu do przepustu

$$V_1 = \frac{Q}{f - bh'} = \dots m \text{ sek.}$$

Dokładna wielkość spiętrzzenia

$$h = \frac{v_0^2 - v_1^2}{13,1} = \dots m$$

Przyjęta szerokość otworu jest wystarczająca, ponieważ

$$h < h_{max}$$

Sprawdzenie obliczenia:

W tabelicy Nr. 4 znajdujemy współczynnik  $\alpha = \dots$

Wysokość odpowiadająca prędkości  $k = \frac{v_1^2}{19,6} = \dots m$

Ilość przepływu  $Q^1 = \alpha \cdot l \left( \frac{2}{3} h + a \right) \cdot v \sqrt{19,6(h+k)} = \dots m^3 \text{ sek.}$

Obliczenie jest poprawne ponieważ  $Q^1 \geq Q$

Przyjęta wysokość otworu  $\pi \dots m$  czyni zadość wymaganiom przepisów § 9 ust. 6 co do wzniesienia dolnej krawędzi konstrukcji ponad zwierciadłem wody (spiętrzonej).

**Tablica № 1.**  
Wartość współczynnika  $\alpha$ .

Długość dorzecza km.	TEREN ROZLEWNI		
	górzysty	pagórkowaty	płaski
1	70	5·6	35
3	58	46	29
5	48	38	24
7	40	32	20
10	30	24	15
15	20	16	10
20	14	11	07
25	10	08	05

Wartości pośrednie otrzymuje się przez interpolację liniową.

**Tablica № 2.**  
Wartość współczynnika  $\beta$

Stopień zalesienia	
0	1·0
1/4	0·9
1/2	0·8
3/4	0·7
1	0·6

**Tablica Nr. 3** Granice średniej szybkości przepływu dla różnych rodzajów względnie sposobów wzmocnienia łożyska.

Rodzaj i sposób wzmocnienia	Dopuszczalna średnia szybkość $V_0$ m/sek.
1. Drobnny piasek lub ziemie nawiane . . . . .	0·3 — 0·5
2. Gruby piasek, glina, torf zbity . . . . .	1·0 — 1·2
3. Zbity piasek, z gliną, drobnny żwir . . . . .	1·5
4. Gruby żwir lub il zwięzły . . . . .	1·8
5. Grunt kamienny lub wzmocniony brukiem podwójnym	2·5
6. Grunt skalisty lub wzmocniony brukiem podwójnym .	3·0
7. Lita skała zależnie od twardości . . . . .	3·5 — 6·0
8. Koryto wykładane kamieniem . . . . .	4·5

**Tablica Nr. 4.** Wartość współczynnika  $\mu$ .

Szerokość otworu $l$ metrów	$\mu$	Szerokość otworu $l$ metrów	$\mu$
1·00	0·73	6·00	0·77
2·00	0·74	7·00	0·78
3·00	0·75	8·00	0·78
4·00	0·76	9·00	0·79
5·00	0·76	10·00	0·80



### Wzór do obliczenia otworów przepustów.

Droga..... Kilometr..... Nazwa strumienia.....  
 Wysokość nasypu  $H = \dots\dots\dots m$  Przyjęty otwór przepustu  $l \dots\dots\dots m$ .  
 Powierzchnia dorzecza  $\Omega = \dots\dots\dots km^2$  Długość dorzecza  $N \dots\dots\dots km$ .  
 Średni spadek dorzecza od wododziału do przepustu  $i_0 = \dots\dots\dots$   
 Spadek łożyska na długości 200  $m$ , przed i za przepustem  $i = \dots\dots\dots$

Poprzeczny profil łożyska.

Poziom krawędzi nasypu.....  
 Ilość przepływu wody według wzoru Kōstlin'a  $Q = 16 \Omega k$   
 $m^3/sek.$ , (gdzie  $k^*$ ) współczynnik zależny od długości i spadku dorzecza).  
 Przyjęte  $k = \dots\dots\dots$ , wtedy  $Q = \dots\dots\dots m^3/sek.$

Dla tej ilości przepływu, przy danym spadku i przekroju łożyska, znajdujemy za pomocą prób poziom zwierciadła dopływającej wody = .....

Powierzchnia otrzymanego przekroju przepływu  $\omega = \dots\dots\dots m^2$   
 Zwężony obwód przekroju  $P = \dots\dots\dots m$ .

Hydrauliczny promień przekroju  $R = \frac{\omega}{P} = \dots\dots\dots m$ .

Według wzoru Darcy-Bazin'a średnia szybkość przepływu.

$$v = c \sqrt{i} \quad m/sek. \quad \text{gdzie } c = \frac{R}{\sqrt{\alpha R + \beta}}$$

Wartości współczynników  $\alpha$  i  $\beta$  zależne są od szorstkości koryta i wynoszą:

- 1) dla kanałów niewykładanych:  $\alpha_1 = 0.00028$ ;  $\beta_1 = 0.0006$ .
- 2) dla kanałów o ścianach z kamienia zwykłego:  $\alpha_2 = 0.00024$   
 $\beta_2 = 0.0006$ .

Dla  $R = \dots\dots\dots$  z załączonych tablic Nr. 1 lub Nr. 2 w zależności od rodzaju łożyska otrzymujemy  $c = \dots\dots\dots$  i  $v = c \sqrt{i} \dots\dots\dots$

Stąd ilość przepływu wody  $q = \omega v \dots\dots\dots$  co różni się niewiele od ilości przepływu  $Q = \dots\dots\dots m^3$ , określonego według

*) $k$ dla długości dorzecza $N$ do 35 kl.		$\left. \begin{array}{l} \frac{1}{3} \\ \frac{1}{4} \\ \frac{1}{16} \\ \frac{1}{3} \\ \frac{1}{16} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{O ile spadek dorzecza nie przewyższa} \\ \text{0.005 współczynnik } v \\ \text{może być dwukrotnie} \\ \text{zmniejszony.} \end{array}$
•	35—7	
•	7—10.5	
•	10.5—14	
•	14—17.5	

wzoru Köstlin'a, t. j. przyjęty powyżej poziom dopływającej wody uważany za odpowiedni.

Największa głębokość wody  $a = \dots\dots\dots m.$

Dopuszczając szybkość prądu na dnie łożyska przepustu  $w = \dots\dots\dots m./sek.$  przy wzmocnieniu takowego za pomocą  $\dots\dots\dots$  znajdujemy z tablicy Nr. 3 odpowiednią średnią szybkość przepływu wody w przepuście  $v_0 \dots\dots\dots$

Mając daną ilość przepływu  $Q = \dots\dots\dots m^3/sek.$  i dopuszczając średnią szybkość  $v_0 = \dots\dots\dots$ , znajdujemy według wzoru Bressa'a światło przepustu  $l_0 = \frac{10.9 Q}{v_0^3} = m,$  odpowiadające największej zdolności przepływowej przepustu.

Przyjmujemy ostatecznie otwór przepustu  $l = \dots\dots\dots m.$

Średnią szybkość przepływu wody w przepuście otrzymany z tegoż samego wzoru Bress'a wstawiając przyjęte  $l.$

$$v_1 = \frac{\sqrt[3]{10.9 \cdot Q}}{l} = \dots\dots\dots m.$$

Wysokość zwierciadła spiętrzonej wody nad dnem przepustu  $y = 0.1259 v_1^2 = \dots\dots\dots m.,$  t. j.  $y > a = \dots\dots\dots$

Wysokość od dna przepustu do klucza sklepienia  $H_1 = \dots\dots\dots m. y. >$

Znalezione wymiary przepustu odpowiadają największej zdolności przepływowej przy szybkości.

$$v_1 = \dots\dots\dots m./sek.$$

Wysokość warstwy wody przepływającej w przepuście

$$\eta = 0.10193 v_1^2$$

Potrzebny spadek  $i_1$  dna przepustu otrzymamy, stosując wzór Darcy-Bazin'a dla kanałów o ścianach z kamienia zwykłego:

$i_1 = \frac{v_1^2}{c^2},$  gdzie współczynnik  $c$  jest zależny od promienia hydraulicznego

$R_1$  przekroju przepływu wody w przepuście.

Dla  $R_1 = \frac{l \cdot \eta}{l + 2 \eta} = \dots\dots\dots$  z załączonej tablicy Nr. 2 otrzymamy

$$C = \dots\dots\dots \text{ t. j. } i_1 = \frac{v_1^2}{c^2} \dots\dots\dots$$

Gdyby przy przyjętej szybkości w przepuście wypadło, że

$$y < a$$

wtedy przyjmując, że poziom wody przepływającej w przepuście jest taki sam, jak przed przepustem t. j. szybkość przepływu pozostaje bez zmiany, wielkość otworu przepustu, obliczymy według wzoru:

$$l = \frac{Q}{\mu a v} = \frac{\omega}{\mu a} = 1.176 \frac{\omega}{a} \text{ (spółczynnik przepływu } \mu = 0.85; \frac{l}{\mu} = 1.176).$$



Wartości współczynnika  $c_2$  we wzorze Darcy-Bazin'a  
 Tablica № 2.  $v = c_2 \times \sqrt{V \bar{i}}$  dla łożysk o ścianach z kamienia zwykłego.

$$c_2 = \frac{R}{\sqrt{\alpha_2 R + \beta_2}} \quad \alpha_2 = 0.00024$$

$$\beta_2 = 0.00006$$

$R$	$c_2$	$R$	$c_2$	$R$	$c_2$	$R$	$c_2$	$R$	$c_2$
0.000	0.000	0.300	26.112	1.000	57.740	1.700	78.641	2.400	95.162
.010	1.266	.350	29.167	.050	59.153	1.750	79.809	.450	96.229
.020	2.484	.400	32.026	.100	61.111	1.800	81.154	.500	97.314
.030	3.659	.450	34.722	.150	62.739	1.850	82.405	.550	98.380
.040	4.796	.500	37.330	.200	64.364	1.900	83.700	.600	99.426
0.050	5.889	0.550	39.683	1.250	65.894	1.950	84.783	2.650	100.454
.060	5.953	.600	42.020	.300	67.393	2.000	86.210	.700	101.504
.070	7.991	.650	44.218	.350	68.878	2.050	87.334	.750	102.498
.080	8.989	.700	46.358	.400	70.352	2.100	88.421	.800	103.474
.090	9.967	.750	48.418	.450	71.782	2.150	89.583	.850	104.106
0.100	10.905	0.800	50.310	1.500	73.171	2.200	90.723	2.900	105.454
.150	15.306	.850	52.308	1.550	74.591	2.250	91.837	2.950	106.497
.200	19.240	.900	54.184	1.600	75.937	2.300	92.967	3.000	107.520
.250	22.831	.950	55.981	1.650	77.283	2.350	94.076		

Tablica № 3. Zależność pomiędzy średnią prędkością przepływu a prędkością na dnie łożyska według wzoru:

$$v_0 = 0.75w - 0.40 + 0.50 \sqrt{\frac{(w-1.59)^2}{2} + 3.15w}$$

Rodzaj i wzmocnienie łożyska	Dopuszczalna prędkość wody na dnie w $m$	Odpowiednia średnia prędkość $v_0$
1. Głina zwięzła z piaskiem . . . . .	0.90	1.140
2. Żwir gruboziarnisty . . . . .	1.500	1.810
3. Grunt kamienny lub wzmocniony pojedynczym brukiem . . . . .	2.100	2.470
4. Grunt skalisty lub wzmocniony podwójnym brukiem . . . . .	3.300	3.430
5. Koryto wykładane kamieniem . . . . .	4.200	4.680
6. Koryto drewniane . . . . .	6.000	6.540



TABLICE POMOCNICZE.



wielkości  $n^2$ ;  $n^3$ ;  $n^4$ ;  $n^5$ ;  $\sqrt[n]{n}$ ;

Tablica 49.

$n$	$n^2$	$n^3$	$n^4$	$n^5$	$\sqrt[n]{n}$
1	1	1	1	1	1
2	4	8	16	32	1,4142
3	9	27	81	243	1,7321
4	16	64	256	1024	2,0000
5	25	125	625	3125	2,2361
6	36	216	1296	7776	2,4495
7	49	343	2401	16807	2,6458
8	64	512	4096	32768	2,8284
9	81	729	6561	59049	3,0000
10	100	1000	10000	100000	3,1623
11	121	1331	14641	161051	3,3166
12	144	1728	20736	248832	3,4641
13	169	2197	28561	371293	3,6056
14	196	2744	38416	537824	3,7417
15	225	3375	50625	759375	3,8730
16	256	4096	65536	1048576	4,0000
17	289	4913	83521	1419857	4,1231
18	324	5832	104976	1889568	4,2426
19	361	6859	130321	2476099	4,3589
20	400	8000	160000	3200000	4,4721
21	441	9261	194481	4084101	4,5826
22	484	10648	234256	5153632	4,6904
23	529	12167	279841	6436343	4,7958
24	576	13824	331776	7962624	4,8990
25	625	15625	390625	9765625	5,0000
26	676	17576	456976	11881376	5,0990
27	729	19683	531441	14348907	5,1962
28	784	21952	614656	17210368	5,2915
29	841	24389	707281	20511149	5,3852
30	900	27000	810000	24300000	5,4772
31	961	29791	923521	28529151	5,5678
32	1024	32768	1048576	33554432	5,6569
33	1089	35937	1185921	39135393	5,7446
34	1156	39304	1336336	45435424	5,8310
35	1225	42875	1500625	52521875	5,9161
36	1296	46656	1679616	60466176	6,0000
37	1369	50653	1874161	69343957	6,0828
38	1444	54872	2085136	79235168	6,1644
39	1521	59319	2313441	90224199	6,2450
40	1600	64000	2560000	102400000	6,3246
41	1681	68921	2825761	115856201	6,4031
42	1764	74088	3111696	130691232	6,4807
43	1849	79507	3418801	147008443	6,5574
44	1936	85184	3748096	164916224	6,6332
45	2025	91125	4100625	184528125	6,7082
46	2116	97336	4477156	205962916	6,7823
47	2209	103828	4879681	229345007	6,8557
48	2304	110592	5308416	254803968	6,9282
49	2401	117649	5764801	282475249	7,0000
50	2500	125000	6250000	312500000	7,0711

$\sqrt[3]{n}$ ;  $\sqrt[5]{n}$ ;  $n^{3/2}$ ;  $n^{5/2}$ ; 1000 : n;  $\pi n$  i  $\frac{\pi n^2}{4}$  dla szeregu liczb nat. od 1 do 200

n = 1 ÷ 50

n	$\sqrt[3]{n}$	$\sqrt[5]{n}$	$n^{3/2}$	$n^{5/2}$	$\frac{1000}{n}$	$\pi n$	$\frac{\pi n^2}{4}$
1	1	1	1	1	1000,00	3,142	0,7854
2	1,2599	1,1482	2,8284	5,6568	500,00	6,283	3,1416
3	1,4422	1,2457	5,1961	15,5883	333,333	9,425	7,0686
4	1,5874	1,3195	8,0000	32,0000	250,000	12,566	12,5664
5	1,7100	1,3797	11,180	55,900	200,000	15,708	19,6350
6	1,8171	1,4310	14,697	88,182	166,667	18,850	28,2743
7	1,9129	1,4758	18,520	129,640	142,857	21,991	38,4845
8	2,0000	1,5157	22,627	181,016	125,000	25,133	50,2655
9	2,0801	1,5519	27,000	243,000	111,111	28,274	63,6173
10	2,1544	1,5849	31,623	316,230	100,000	31,416	78,5398
11	2,2240	1,6154	36,483	401,313	90,9091	34,558	95,0332
12	2,2894	1,6438	41,569	498,828	83,3333	37,699	113,097
13	2,3513	1,6703	46,872	609,336	76,9231	40,841	132,732
14	2,4101	1,6952	52,383	733,362	71,4286	43,982	153,938
15	2,4662	1,7188	58,094	871,410	66,6667	47,124	176,715
16	2,5198	1,7411	64,000	1024,00	62,5000	50,265	201,062
17	2,5713	1,7624	70,092	1191,56	58,8235	53,407	226,980
18	2,6207	1,7826	76,367	1374,61	55,5556	56,549	254,469
19	2,6684	1,8020	82,819	1574,47	52,6316	59,690	283,529
20	2,7144	1,8206	89,443	1788,86	50,0000	62,832	314,159
21	2,7589	1,8384	96,234	2020,91	47,6190	65,973	346,361
22	2,8020	1,8556	103,19	2270,18	45,4545	69,115	380,133
23	2,8439	1,8722	110,30	2536,90	43,4783	72,257	415,476
24	2,8845	1,8882	117,57	2821,68	41,6667	75,398	452,389
25	2,9240	1,9037	125,00	3125,00	40,0000	78,540	490,874
26	2,9625	1,9186	132,57	3446,82	38,4615	81,681	530,929
27	3,0000	1,9332	140,29	3787,83	37,0370	84,823	572,555
28	3,0366	1,9473	148,16	4148,48	35,7143	87,965	615,752
29	3,0723	1,9610	156,17	4528,93	34,4828	91,106	660,520
30	3,1072	1,9743	164,32	4929,60	33,3333	94,248	706,858
31	3,1414	1,9873	172,60	5350,60	32,2581	97,389	754,768
32	3,1748	2,0000	181,02	5792,64	31,2500	100,531	804,248
33	3,2075	2,0123	189,57	6255,81	30,3030	103,673	855,299
34	3,2396	2,0244	198,25	6740,50	29,4118	106,814	907,920
35	3,2711	2,0362	207,06	7247,10	28,5714	109,956	962,113
36	3,3019	2,0477	216,00	7776,00	27,7778	113,097	1017,88
37	3,3322	2,0589	225,06	8327,22	27,0270	116,239	1075,21
38	3,3620	2,0700	234,24	8901,12	26,3158	119,381	1134,11
39	3,3912	2,0807	243,55	9498,45	25,6410	122,522	1194,59
40	3,4200	2,0913	252,98	10119,20	25,0000	125,66	1256,64
41	3,4482	2,1016	262,53	10763,73	24,3902	128,81	1320,25
42	3,4760	2,1118	272,19	11431,98	23,8095	131,95	1385,44
43	3,5034	2,1217	281,97	12124,71	23,2558	135,09	1452,20
44	3,5303	2,1315	291,86	12841,84	22,7273	138,23	1520,53
45	3,5569	2,1411	301,87	13584,15	22,2222	141,37	1590,43
46	3,5830	2,1506	311,99	14346,94	21,7391	144,51	1661,90
47	3,6088	2,1598	322,22	15145,24	21,2766	147,65	1734,94
48	3,6342	2,1690	332,55	15962,40	20,8333	150,80	1809,56
49	3,6593	2,1779	343,00	16807,00	20,4082	153,94	1885,74
50	3,6840	2,1867	353,55	17677,50	20,0000	157,08	1963,50

Wielkości  $n^2$ ;  $n^3$ ;  $n^4$ ;  $n^5$ ;  $\sqrt{n}$ ;

Tablica 49.

$n$	$n^2$	$n^3$	$n^4$	$n^5$	$\sqrt{n}$
51	26 01	132 651	676 5201	3450 25251	7,1414
52	27 04	140 608	731 1616	3802 04032	7,2111
53	28 09	148 877	789 0481	4181 95493	7,2801
54	29 16	157 464	850 3056	4591 65024	7,3485
55	30 25	166 375	915 0625	5032 84375	7,4162
56	31 36	175 616	983 4496	5507 31776	7,4833
57	32 49	185 193	1055 6001	6016 92057	7,5498
58	33 64	195 112	1131 6495	6563 56768	7,6158
59	34 81	205 379	1211 7361	7149 24299	7,6811
60	36 00	216 000	1296 0000	7776 00000	7,7460
61	37 21	226 981	1384 5841	8445 96301	7,8102
62	38 44	238 328	1477 6336	9161 32832	7,8740
63	39 69	250 047	1575 2961	9924 36543	7,9373
64	40 96	262 144	1677 7216	10737 41824	8,0000
65	42 25	274 625	1785 0625	11602 90625	8,0623
66	43 56	287 496	1897 4736	12523 30576	8,1249
67	44 89	300 763	2015 1121	13501 25107	8,1854
68	46 24	314 432	2138 1376	14539 33568	8,2462
69	47 61	328 509	2266 7121	15640 31349	8,3066
70	49 00	343 000	2401 0000	16807 00000	8,3666
71	50 41	357 911	2541 1681	18042 29351	8,4261
72	51 84	373 248	2687 3856	19349 17632	8,4853
73	53 29	389 017	2839 8241	20730 71593	8,5440
74	54 76	405 224	2998 6576	22190 06624	8,6023
75	56 25	421 875	3164 0625	23730 46875	8,6603
76	57 76	438 976	3336 2176	25355 25376	8,7178
77	59 29	456 533	3515 3041	27067 84177	8,7750
78	60 84	474 552	3701 5056	28871 74368	8,8318
79	62 41	493 039	3895 0081	30770 56399	8,8882
80	64 00	512 000	4096 0000	32768 00000	8,9443
81	65 61	531 441	4304 6721	34867 84401	9,0000
82	67 24	551 368	4521 2176	37073 98432	9,0554
83	68 89	571 787	4745 8321	39390 40643	9,1104
84	70 56	592 704	4978 7136	41821 19424	9,1652
85	72 25	614 125	5220 0625	44370 53125	9,2195
86	73 96	636 056	5470 8016	47042 70176	9,2736
87	75 69	658 503	5728 9761	49842 09207	9,3274
88	77 44	681 472	5996 9536	52773 19168	9,3808
89	79 21	704 969	6274 2241	55840 59449	9,4340
90	81 00	729 000	6561 0000	59049 00000	9,4868
91	82 81	753 571	6857 4961	62403 21451	9,5394
92	84 64	778 688	7163 9296	65908 15232	9,5917
93	86 49	804 357	7480 5201	69668 83693	9,6437
94	88 36	830 584	7807 4896	73390 40224	9,6954
95	90 25	857 375	8145 0625	77378 09375	9,7468
96	92 16	884 736	8493 4656	81537 26976	9,7980
97	94 09	912 673	8852 9281	85873 40257	9,8489
98	96 04	941 192	9223 6816	90392 07968	9,8995
99	98 01	970 299	9605 9601	95099 00499	9,9499
100	1 00 00	1 000 000	1 0000 0000	1 00000 00000	10,0000
101	1 02 01	1 030 301	1 0406 0401	1 05101 00501	10,0499
102	1 04 04	1 061 208	1 0824 3216	1 10408 08032	10,0995



$$\sqrt[3]{n}; \sqrt[5]{n}; n^{3/2}; n^{5/2}; 1000 : n; \pi n; \pi n^2 : 4$$

n = 51 — 102

n	$\sqrt[3]{n}$	$\sqrt[5]{n}$	$n^{3/2}$	$n^{5/2}$	$\frac{1000}{n}$	$\pi n$	$\frac{\pi n^2}{4}$
51	3,7034	2,1954	364,21	18596,13	19,6078	160,22	2042,82
52	3,7325	2,2039	374,97	19498,44	19,2308	163,36	2123,72
53	3,7563	2,2123	385,85	20450,05	18,8679	166,50	2206,18
54	3,7798	2,2206	396,81	21427,74	18,5185	169,65	2290,22
55	3,8030	2,2288	407,89	22433,95	18,1818	172,79	2375,83
56	3,8259	2,2369	419,07	23467,92	17,8571	175,93	2463,01
57	3,8485	2,2448	430,34	24529,33	17,5439	179,07	2551,76
58	3,8709	2,2526	441,72	25628,76	17,2414	182,21	2642,08
59	3,8930	2,2603	453,19	26738,21	16,9492	185,35	2733,97
60	3,9149	2,2679	464,76	27885,60	16,6667	188,50	2827,43
61	3,9365	2,2755	476,43	29062,23	16,3944	191,64	2922,47
62	3,9579	2,2829	488,18	30267,16	16,1290	194,78	3019,07
63	3,9791	2,2902	500,04	31502,52	15,8730	197,92	3117,25
64	4,0000	2,2974	512,00	32768,00	15,6250	201,06	3216,99
65	4,0207	2,3045	524,04	34062,60	15,3846	204,20	3318,31
66	4,0412	2,3116	536,18	35387,88	15,1515	207,35	3421,19
67	4,0615	2,3185	548,41	36743,47	14,9254	210,49	3525,65
68	4,0817	2,3254	560,74	38130,32	14,7059	213,63	3631,68
69	4,1016	2,3322	573,16	39548,04	14,4928	216,77	3739,28
70	4,1213	2,3390	585,66	40996,20	14,2857	219,91	3848,45
71	4,1408	2,3456	598,26	42476,46	14,0845	223,05	3959,19
72	4,1602	2,3522	610,94	43987,68	13,8889	226,19	4071,50
73	4,1793	2,3586	623,70	45530,10	13,6986	229,34	4185,39
74	4,1983	2,3651	636,56	47105,44	13,5135	232,48	4300,84
75	4,2172	2,3714	649,51	48713,25	13,3333	235,62	4417,86
76	4,2358	2,3777	662,54	50353,04	13,1579	238,76	4536,46
77	4,2543	2,3840	675,68	52027,36	12,9870	241,90	4656,63
78	4,2727	2,3901	688,86	53731,08	12,8205	245,04	4778,36
79	4,2908	2,3962	702,18	55472,22	12,6582	248,19	4901,67
80	4,3089	2,4023	715,54	57243,20	12,5000	251,33	5026,55
81	4,3267	2,4082	729,00	59049,00	12,3457	254,47	5153,00
82	4,3445	2,4141	742,53	60887,46	12,1951	257,61	5281,02
83	4,3621	2,4200	756,17	62762,11	12,0482	260,75	5410,61
84	4,3795	2,4258	769,88	64669,92	11,9048	263,89	5541,77
85	4,3968	2,4315	783,67	66611,95	11,7647	267,04	5674,50
86	4,4140	2,4372	797,54	68588,44	11,6279	270,18	5808,80
87	4,4310	2,4429	811,48	70598,76	11,4943	273,32	5944,68
88	4,4480	2,4484	825,50	72644,00	11,3636	276,46	6082,12
89	4,4647	2,4540	839,63	74727,07	11,2360	279,60	6221,14
90	4,4814	2,4595	853,80	76842,00	11,1111	282,74	6361,73
91	4,4979	2,4649	868,08	78995,28	10,9890	285,88	6503,88
92	4,5144	2,4704	882,44	81184,48	10,8696	289,03	6647,61
93	4,5307	2,4757	896,85	83407,05	10,7527	292,17	6792,91
94	4,5468	2,4810	911,37	85668,78	10,6383	295,31	6939,78
95	4,5629	2,4862	925,94	87964,30	10,5263	298,45	7088,22
96	4,5789	2,4914	940,61	90298,56	10,4167	301,59	7238,23
97	4,5947	2,4966	955,33	92667,01	10,3093	304,73	7389,81
98	4,6104	2,5018	970,15	95074,70	10,2041	307,88	7542,96
99	4,6261	2,5069	985,05	97519,95	10,1010	311,02	7697,69
100	4,6416	2,5119	1000,0	100000	10,0000	314,16	7853,98
101	4,6570	2,5169	1015,0	102515	9,90099	317,30	8011,85
102	4,6723	2,5219	1030,1	105070,2	9,80392	320,44	8171,28

Wielkości  $n^2$ ;  $n^3$ ;  $n^4$ ;  $n^5$ ;  $\sqrt{n}$ ;

Tablica 49.

$n$	$n^2$	$n^3$	$n^4$	$n^5$	$\sqrt{n}$
103	1 06 09	1 092 727	1 1255 0881	1 15927 40743	10,1489
104	1 08 16	1 124 864	1 1698 5856	1 21665 29204	10,1980
105	1 10 25	1 157 625	1 2155 0625	1 27628 15675	10,2470
106	1 12 36	1 191 016	1 2624 7696	1 33822 55776	10,2956
107	1 14 49	1 225 043	1 3107 9601	1 40255 17307	10,3441
108	1 16 64	1 259 712	1 3604 8896	1 46932 80768	10,3923
109	1 18 81	1 295 029	1 4115 8161	1 53862 39549	10,4403
110	1 21 00	1 331 000	1 4641 0000	1 61051 00000	10,4881
111	1 23 21	1 367 631	1 5180 7041	1 68505 81551	10,5357
112	1 25 44	1 404 928	1 5735 1936	1 76234 16832	10,5830
113	1 27 69	1 442 897	1 6304 7361	1 84243 51793	10,6301
114	1 29 96	1 481 544	1 6889 6016	1 92541 45824	10,6771
115	1 32 25	1 520 875	1 7490 0625	2 01135 71875	10,7238
116	1 34 56	1 560 896	1 8106 3936	2 10034 16576	10,7703
117	1 36 89	1 601 613	1 8738 8721	2 19244 80357	10,8167
118	1 39 24	1 643 032	1 9387 7776	2 28775 77568	10,8628
119	1 41 61	1 685 159	2 0053 3921	2 38635 36599	10,9087
120	1 44 00	1 728 000	2 0736 0000	2 48832 00000	10,9545
121	1 46 41	1 771 561	2 1435 8881	2 59374 24601	11,0000
122	1 48 84	1 815 848	2 2153 3456	2 70270 81632	11,0454
123	1 51 29	1 860 867	2 2888 6641	2 81530 56813	11,0905
124	1 53 76	1 906 624	2 3642 1376	2 93162 50624	11,1355
125	1 56 25	1 953 125	2 4414 0625	3 05175 78125	11,1803
126	1 58 76	2 000 376	2 5204 7376	3 17579 69376	11,2250
127	1 61 29	2 048 383	2 6014 4641	3 30383 69407	11,2694
128	1 63 84	2 097 152	2 6843 5456	3 43597 38368	11,3137
129	1 66 41	2 146 689	2 7692 2881	3 57230 51649	11,3578
130	1 69 00	2 197 000	2 8561 0000	3 71293 00000	11,4018
131	1 71 61	2 248 091	2 9449 9921	3 85794 89651	11,4455
132	1 74 24	2 299 968	3 0359 5776	4 00746 42432	11,4891
133	1 76 89	2 352 637	3 1290 0721	4 16157 95893	11,5326
134	1 79 56	2 406 104	3 2241 7936	4 32040 03424	11,5758
135	1 82 25	2 460 375	3 3215 0625	4 48403 34375	11,6190
136	1 84 96	2 515 456	3 4210 2016	4 65258 74176	11,6619
137	1 87 69	2 571 353	3 5227 5361	4 82617 24457	11,7047
138	1 90 44	2 628 072	3 6267 3936	5 00490 03168	11,7473
139	1 93 21	2 685 619	3 7330 1641	5 18888 44690	11,7898
140	1 96 00	2 744 000	3 8416 0000	5 37824 00000	11,8322
141	1 98 81	2 803 221	3 9525 4161	5 57308 36701	11,8743
142	2 01 64	2 863 288	4 0658 6896	5 77353 39232	11,9164
143	2 04 49	2 924 207	4 1816 1601	5 97971 08943	11,9583
144	2 07 36	2 985 984	4 2998 1696	6 19173 64224	12,0000
145	2 10 25	3 048 625	4 4205 0625	6 40973 40625	12,0416
146	2 13 16	3 112 136	4 5437 1836	6 63382 90976	12,0830
147	2 16 09	3 176 523	4 6694 8881	6 86414 85507	12,1244
148	2 19 04	3 241 792	4 7978 5216	7 10082 11968	12,1655
149	2 22 01	3 307 949	4 9288 4401	7 34397 75749	12,2066
150	2 25 00	3 375 000	5 0625 0000	7 59375 00000	12,2474
151	2 28 01	3 442 951	5 1988 5601	7 85027 25751	12,2828
152	2 31 04	3 511 808	5 3379 4816	8 11368 12032	12,3288
153	2 34 09	3 581 577	5 4798 1281	8 38411 35993	12 3693
154	2 37 11	3 652 264	5 6244 8656	8 66170 93024	12,4097

$$\sqrt[3]{n}; \sqrt{n}; n^{3/2}; n^{5/2}; 1000:n; \pi n; \frac{\pi n^2}{4}$$

n = 103 — 154

<i>n</i>	$\sqrt[3]{n}$	$\sqrt[5]{n}$	$n^{3/2}$	$n^{5/2}$	$\frac{1000}{n}$	$\pi n$	$\frac{\pi n^2}{4}$
103	4,6875	2,5268	1045,3	107665,9	9,70874	323,58	8332,29
104	4,7027	2,5317	1060,6	110302,4	9,61538	326,73	8494,87
105	4,7177	2,5365	1075,9	112969,5	9,52381	329,87	8659,01
106	4,7326	2,5413	1091,4	115688,4	9,43396	333,01	8824,73
107	4,7475	2,5461	1106,8	118427,6	9,34579	336,15	8992,02
108	4,7622	2,5508	1122,4	121219,2	9,25926	339,29	9160,88
109	4,7769	2,5556	1138,0	124042,0	9,17431	342,43	9331,32
110	4,7914	2,5602	1153,7	126907,0	9,09091	345,58	9503,32
111	4,8059	2,5648	1169,4	129803,4	9,00901	348,72	9676,89
112	4,8203	2,5695	1185,3	132753,6	8,92857	351,86	9852,03
113	4,8346	2,5741	1201,2	135735,6	8,84956	355,00	10028,7
114	4,8488	2,5786	1217,2	138760,8	8,77193	358,14	10207,0
115	4,8629	2,5831	1233,3	141829,5	8,69565	361,28	10386,9
116	4,8770	2,5876	1249,4	144930,4	8,62069	364,42	10568,3
117	4,8910	2,5920	1265,6	148075,2	8,54701	367,57	10751,3
118	4,9049	2,5965	1281,8	151252,4	8,47458	370,71	10935,9
119	4,9187	2,6008	1298,2	154485,8	8,40336	373,85	11122,0
120	4,9324	2,6052	1314,5	157740,0	8,33333	376,99	11309,7
121	4,9461	2,6095	1331,0	161051,0	8,26446	380,13	11499,0
122	4,9597	2,6138	1347,5	164395,0	8,19672	383,27	11689,9
123	4,9732	2,6181	1364,2	167796,6	8,13008	386,42	11882,3
124	4,9866	2,6223	1380,8	171219,2	8,06452	389,56	12076,3
125	5,0000	2,6265	1397,5	174687,5	8,00000	392,70	12271,8
126	5,0133	2,6307	1414,3	178201,8	7,93651	395,84	12469,0
127	5,0265	2,6349	1431,2	181762,4	7,87402	398,98	12667,7
128	5,0397	2,6390	1448,2	185369,6	7,81250	402,12	12868,0
129	5,0528	2,6431	1465,2	189010,8	7,75194	405,27	13069,8
130	5,0658	2,6472	1482,2	192556,0	7,69231	408,41	13273,2
131	5,0788	2,6512	1499,4	196421,4	7,63359	411,55	13478,2
132	5,0916	2,6553	1516,5	200178,0	7,57576	414,69	13684,8
133	5,1045	2,6593	1533,8	203995,4	7,51880	417,83	13892,9
134	5,1172	2,6633	1551,1	207847,4	7,46269	420,97	14102,6
135	5,1299	2,6673	1568,5	211747,5	7,40741	424,12	14313,9
136	5,1426	2,6712	1586,0	215696,0	7,35294	427,26	14526,7
137	5,1551	2,6751	1603,6	219693,2	7,29927	430,40	14741,1
138	5,1676	2,6790	1621,1	223711,8	7,24638	433,54	14957,1
139	5,1801	2,6829	1638,8	227793,2	7,19424	436,68	15174,7
140	5,1925	2,6868	1656,5	231910,0	7,14286	439,82	15393,8
141	5,2048	2,6905	1674,3	236076,3	7,09220	442,96	15614,5
142	5,2171	2,6944	1692,1	240278,2	7,04225	446,11	15836,8
143	5,2293	2,6982	1710,0	244530,0	6,99301	449,25	16060,6
144	5,2415	2,7019	1728,0	248832,0	6,94444	452,39	16286,0
145	5,2536	2,7056	1746,1	253184,5	6,89655	455,53	16513,0
146	5,2656	2,7094	1764,1	257558,6	6,84932	458,67	16741,5
147	5,2776	2,7129	1782,3	261998,1	6,80272	461,81	16971,7
148	5,2896	2,7168	1800,5	266474,0	6,75676	464,96	17203,4
149	5,3015	2,7204	1818,8	271001,2	6,71141	468,10	17436,6
150	5,3133	2,7241	1837,1	275565,0	6,66667	471,24	17671,5
151	5,3251	2,7277	1855,5	280180,5	6,62252	474,38	17907,9
152	5,3368	2,7313	1874,0	284848,0	6,57895	477,52	18145,8
153	5,3485	2,7349	1892,5	289552,5	6,53595	480,66	18385,4
154	5,3601	2,7384	1911,1	294309,4	6,49351	483,81	18626,5



Wielkości  $n^2$ ;  $n^3$ ;  $n^4$ ;  $n^5$ ;  $\sqrt{n}$ ;

Tablica 49.

$n$	$n^2$	$n^3$	$n^4$	$n^5$	$\sqrt{n}$
155	2 40 25	3 723 875	5 7720 0625	8 94660 96875	12,4499
156	2 43 36	3 796 416	5 9224 0896	9 23895 79776	12,4900
157	2 46 49	3 869 893	6 0757 3207	9 53889 92557	12,5300
158	2 49 64	3 944 312	6 2320 1296	9 84658 04768	12,5698
159	2 52 81	4 019 679	6 3912 8961	10 16215 04799	12,6095
160	2 56 00	4 096 000	6 5536 0000	10 43576 00900	12,6491
161	2 59 21	4 173 281	6 7189 8241	10 81756 16801	12,6886
162	2 62 44	4 251 528	6 8874 7536	11 15771 00832	12,7279
163	2 65 69	4 330 747	7 0591 1761	11 51636 17043	12,7671
164	2 68 96	4 410 944	7 2339 4816	11 86367 49824	12,8062
165	2 72 25	4 492 125	7 4120 0625	12 22981 03125	12,8452
166	2 75 56	4 574 296	7 5933 3136	12 60493 00576	12,8841
167	2 78 89	4 657 463	7 7779 6321	12 98949 85607	12,9228
168	2 82 24	4 741 632	7 9659 4176	13 38278 21568	12,9615
169	2 85 61	4 826 809	8 1573 0721	13 78584 91849	13,0000
170	2 89 00	4 913 000	8 3521 0000	14 19857 00000	13,0384
171	2 92 41	5 000 211	8 5503 6081	14 62111 69851	13,0767
172	2 95 84	5 088 448	8 7532 8256	15 05366 45632	13,1149
173	2 99 29	5 177 717	8 9616 0241	15 49838 21693	13,1529
174	3 02 76	5 268 024	9 1663 6176	15 94946 94624	13,1909
175	3 06 25	5 359 375	9 3789 0625	16 41308 59375	13,2288
176	3 09 76	5 451 776	9 5951 2576	16 88742 13376	13,2665
177	3 13 29	5 545 233	9 8150 6241	17 37266 04657	13,3041
178	3 16 84	5 639 752	10 0387 5856	17 86899 02368	13,3417
179	3 20 41	5 735 339	10 2662 5681	18 37659 96899	13,3791
180	3 24 00	5 832 000	10 4976 0000	18 89568 0 000	13,4164
181	3 27 61	5 929 741	10 7328 3121	19 42642 44901	13,4536
182	3 31 24	6 028 568	10 9719 9376	19 96902 86432	13,4907
183	3 34 89	6 128 487	11 2151 3121	20 52369 01143	13,5277
184	3 38 56	6 229 504	11 4622 8736	21 09060 87424	13,5647
185	3 42 25	6 331 625	11 7135 0625	21 66998 65629	13,6015
186	3 45 96	6 434 856	11 9688 3216	21 11002 78176	13,6382
187	3 49 69	6 539 203	12 2283 0961	22 86693 89707	13,6748
188	3 53 44	6 644 672	12 4919 8336	23 48492 87168	13,7113
189	3 57 21	6 751 269	12 7598 9841	24 11620 79949	13,7477
190	3 61 00	6 859 000	13 0321 0000	24 76099 00000	13,7840
191	3 64 81	6 967 871	13 3086 3361	25 41949 01951	13,8203
192	3 68 64	7 077 888	13 5895 4496	26 09192 63232	13,8564
193	3 72 49	7 189 057	13 8748 8001	26 77851 84193	13,8924
194	3 76 36	7 301 384	14 1646 8496	27 47948 88224	13,9284
195	3 80 25	7 414 875	14 4590 0625	28 19506 21875	13,9642
196	3 84 16	7 529 536	14 7578 9056	28 92546 54976	14,0000
197	3 88 09	7 645 373	15 0613 8481	29 67092 80757	14,0357
198	3 92 04	7 762 392	15 3695 3616	30 43168 15968	14,0712
199	3 96 01	7 880 599	15 6823 9201	31 20796 00999	14,1067
200	4 00 00	8 000 000	16 0000 0000	32 00000 00000	14,1421
10	100	1000	10 000	100 000	3,1623
100	10 000	1 000 000	100 000 000	10 000 000 000	10,000
1000	1 000 000	1 000 000 000	1 000 000 000 000	1000 000 000 000 000	31,623



$$\sqrt[3]{n}; \sqrt[5]{n}; n^{3/2}; n^{5/2}; 1000:n; \pi n; i; \pi n^2:4$$

n = 155 — 200

n	$\sqrt[3]{n}$	$\sqrt[5]{n}$	$n^{3/2}$	$n^{5/2}$	$\frac{1000}{n}$	$\pi n$	$\frac{\pi n^2}{4}$
155	5,3717	2,7420	1929,7	299103,5	6,45161	486,95	18869,2
156	5,3832	2,7455	1948,4	303950,4	6,41026	490,09	19113,4
157	5,3947	2,7490	1967,2	308850,4	6,36943	493,23	19359,3
158	5,4061	2,7525	1986,0	313788,0	6,32911	496,37	19606,7
159	5,4175	2,7560	2004,9	318779,1	6,28931	499,51	19855,7
160	5,4288	2,7594	2023,9	323824,0	6,25000	502,65	20166,2
161	5,4401	2,7629	2042,9	328906,9	6,21118	505,80	20358,3
162	5,4514	2,7663	2061,9	334027,8	6,17284	508,94	20612,0
163	5,4626	2,7697	2081,0	339203,0	6,13497	512,08	20867,2
164	5,4737	2,7731	2100,2	344432,8	6,09756	515,22	21124,1
165	5,4848	2,7765	2119,4	349701,0	6,06061	518,36	21382,5
166	5,4959	2,7798	2138,8	355040,8	6,02410	521,50	21642,4
167	5,5069	2,7832	2158,2	360419,4	5,98802	524,65	21904,0
168	5,5178	2,7865	2177,5	365820,0	5,95238	527,79	22167,1
169	5,5288	2,7898	2197,0	371293,0	5,91716	530,93	22431,8
170	5,5397	2,7931	2216,5	376805,0	5,88235	534,07	22698,0
171	5,5505	2,7964	2236,2	382390,2	5,84795	537,21	22965,8
172	5,5613	2,7997	2255,8	387997,6	5,81395	540,35	23235,2
173	5,5721	2,8029	2275,5	393661,5	5,78035	543,50	23506,2
174	5,5828	2,8061	2295,2	399364,8	5,74713	546,64	23778,7
175	5,5934	2,8094	2315,1	405142,5	5,71429	549,78	24052,8
176	5,6041	2,8125	2334,9	410942,4	5,68182	552,92	24328,5
177	5,6147	2,8157	2354,8	416799,6	5,64972	556,06	24605,7
178	5,6252	2,8189	2374,8	422714,4	5,61798	559,20	24884,6
179	5,6357	2,8221	2394,8	428669,2	5,58659	562,35	25164,9
180	5,6462	2,8252	2414,9	434682,0	5,55556	565,49	25446,9
181	5,6567	2,8284	2435,1	440753,1	5,52486	568,63	25730,4
182	5,6671	2,8315	2455,3	446864,6	5,49451	571,77	26015,5
183	5,6774	2,8346	2475,6	453034,8	5,46448	574,91	26302,2
184	5,6877	2,8377	2495,9	459245,6	5,43478	578,05	26590,4
185	5,6980	2,8407	2516,3	465515,5	5,40541	581,19	26880,3
186	5,7083	2,8438	2536,7	471826,2	5,37634	584,34	27171,6
187	5,7185	2,8469	2557,2	478196,4	5,34759	587,48	27464,6
188	5,7287	2,8499	2577,8	484626,4	5,31915	590,62	27759,1
189	5,7388	2,8529	2598,3	491078,7	5,29101	593,76	28055,2
190	5,7489	2,8559	2618,9	497591,0	5,26316	596,90	28352,9
191	5,7590	2,8590	2639,7	504182,7	5,23560	600,04	28652,1
192	5,7690	2,8619	2660,4	510796,8	5,20833	603,19	28952,9
193	5,7790	2,8649	2681,3	517490,9	5,18135	606,33	29255,3
194	5,7890	2,8679	2702,1	524207,4	5,15464	609,47	29559,2
195	5,7989	2,8709	2723,0	530985,0	5,12821	612,61	29864,8
196	5,8088	2,8738	2744,1	537843,6	5,10204	615,75	30171,9
197	5,8186	2,8767	2765,0	544705,0	5,07614	618,89	30480,5
198	5,8285	2,8796	2786,1	551647,8	5,05051	622,04	30790,7
199	5,8383	2,8825	2807,2	558632,8	5,02513	625,18	31102,6
200	5,8480	2,8854	2828,4	565680,0	5,00000	628,32	31415,9
10	2,1544	1,5849	31,6228	316,23	100,000	31,416	78,5398
100	4,6416	2,5119	1000,00	100000	10,000	314,16	7853,98
1000	10,0000	3,9811	31623	31623000	1,000	3141,6	785398

$$n = 0,129 \quad n^{3/2} = \frac{129^{3/2}}{1000^{3/2}} = \frac{1465,2}{31623} = 0,04605$$

**Tablica 50.**

Funkcija	Numer	Logarytm	Funkcija	Numer	Logarytm
$\pi$	3,1415926	0,4971499	$1: \sqrt{\pi}$	0,56419	0,75143—1
$2\pi$	6,28318	0,79818	$\sqrt{1:\pi}$	0,56419	0,75143—1
$3\pi$	9,42478	0,97427	$\sqrt{\pi:2}$	1,25331	0,09806
$4\pi$	12,56637	1,09921	$\sqrt{2:\pi}$	0,79788	0,90194—1
$\pi:2$	1,57080	0,19612	$\sqrt{\pi:3}$	1,02329	0,01001
$\pi:3$	1,04720	0,02003	$\sqrt{3:\pi}$	0,97721	0,98998—1
$\pi:4$	0,78540	0,89509—1	$\sqrt[3]{\pi}$	1,46459	0,16572
$\pi:6$	0,52360	0,71900—1	$\sqrt[3]{\pi^2}$	2,14503	0,33143
$\pi:180$	0,01745	0,24188—2	$\sqrt[3]{2\pi}$	1,84526	0,26606
$1:\pi$	0,31831	0,50285—1	$\pi \sqrt{\pi}$	4,60115	0,66287
$1:2\pi$	0,15915	0,20182—1	$\sqrt[3]{1:\pi}$	0,68278	0,83428—1
$1:3\pi$	0,10610	0,02573—1	$\sqrt[3]{3:4\pi}$	0,62035	0,79264—1
$1:4\pi$	0,07960	0,90099—2	$\sqrt[3]{\pi:2}$	1,16245	0,06537
$2:\pi$	0,63662	0,80388—1	$\sqrt[3]{2:\pi}$	0,86025	0,93463—1
$3:\pi$	0,95493	0,97997—1	$\sqrt[3]{\pi:3}$	1,01549	0,00667
$4:\pi$	1,27323	0,10491	$\sqrt[3]{3:\pi}$	0,98475	0,99332—1
$6:\pi$	1,90986	0,28100	$\sqrt[3]{\pi:4}$	0,92263	0,96503—1
$180:\pi$	57,29578	1,75812	$\sqrt[3]{\pi:6}$	0,80610	0,90633—1
$2\pi:3$	2,09430	0,32126	$g$ (45°)	9,80617	0,991499
$3:2\pi$	0,47746	0,67894—1	$1:g$	0,10195	0,00850—1
$4:3\pi$	0,42441	0,62779—1	$1:2g$ (g=9,81)	0,05097	0,70730—2
$\pi^2$	9,86960	0,99430	$1:3g$ (g=9,81)	0,03399	0,53139—2
$\pi^3$	31,00628	1,49145	$g^2$ (g=9,81)	96,16097	1,982998
$\pi^4$	97,40909	1,98860	$1:g^2$ (g=9,81)	0,10399	0,01700—1
$\pi^5$	306,01969	2,48575	$\sqrt{g}$ (g=9,81)	3,13209	0,49583
$1:\pi^2$	0,10132	0,00570—1	$2: \sqrt{g}$ (g=9,81)	6,26418	0,79686
$1:\pi^3$	0,03225	0,58855—2	$\sqrt{2g}$ (g=9,81)	4,42945	0,6,635
$1:\pi^4$	0,01140	0,01140—2	$\pi: \sqrt{g}$ (g=9,81)	9,83976	0,99298
$1:\pi^5$	0,00327	0,51425—3	$\pi: \sqrt{2g}$ (g=9,31)	13,91536	1,14350
$\sqrt{\pi}$	1,77245	0,24857	$\pi: \sqrt{g}$ (g=9,81)	1,00303	0,00132
$\sqrt{2\pi}$	2,50663	0,39909	$\pi: \sqrt{2g}$ (g=9,81)	0,70925	0,85080—1
$\sqrt{3\pi}$	3,07000	0,48714	$e$	2,7182818	0,43429
$\sqrt{4\pi}$	3,54495	0,54961	$e^2$	7,38906	0,86859
$\pi \sqrt{2}$	4,44288	0,64766	$1:e$	0,3678794	0,56571—1
$\pi \sqrt{\pi}$	5,56833	0,74572	$1:e^2$	0,13533	0,13141—1
$\log.\text{nat.}\pi$		1,14473	$\sqrt{e}$	1,64872	0,21715
			$\sqrt[3]{e}$	1,39561	0,14476
			$1: \sqrt{e}$	0,60653	0,78285—1
			$1: \sqrt[3]{e}$	0,71654	0,85524—1
			$e\pi$	23,14383	1,36454
$\sigma=3,14\ 159\ 265\ 358\ 979\dots$			$e=2,718\ 281\ 828\ 459\ 045\dots$		

Tablica 51.

Wielkości  $h^{3/2}$ , i  $v = \sqrt{2gh}$

$h$	$h^{3/2}$	$\frac{v}{\sqrt{2gh}}$	$h$	$h^{3/2}$	$\frac{v}{\sqrt{2gh}}$	$h$	$h^{3/2}$	$\frac{v}{\sqrt{2gh}}$	$h$	$h^{3/2}$	$\frac{v}{\sqrt{2gh}}$
0,01	0,001	0,443	0,21	0,096	2,030	0,41	0,263	2,836	0,61	0,476	3,459
0,02	0,003	0,626	0,22	0,103	2,078	0,42	0,272	2,870	0,62	0,488	3,488
0,03	0,005	0,767	0,23	0,110	2,127	0,43	0,282	2,904	0,63	0,500	3,516
0,04	0,008	0,886	0,24	0,118	2,170	0,44	0,292	2,938	0,64	0,512	3,543
0,05	0,011	0,990	0,25	0,125	2,215	0,45	0,302	2,971	0,65	0,524	3,571
0,06	0,015	1,085	0,26	0,133	2,259	0,46	0,312	3,004	0,66	0,536	3,598
0,07	0,019	1,172	0,27	0,140	2,301	0,47	0,322	3,037	0,67	0,548	3,625
0,08	0,023	1,253	0,28	0,148	2,344	0,48	0,332	3,069	0,68	0,561	3,652
0,09	0,027	1,329	0,29	0,156	2,385	0,49	0,343	3,100	0,69	0,573	3,679
0,10	0,032	1,401	0,30	0,164	2,426	0,50	0,354	3,132	0,70	0,586	3,706
0,11	0,036	1,468	0,31	0,173	2,466	0,51	0,364	3,163	0,71	0,598	3,732
0,12	0,042	1,534	0,32	0,181	2,506	0,52	0,375	3,194	0,72	0,611	3,758
0,13	0,047	1,597	0,33	0,190	2,542	0,53	0,386	3,224	0,73	0,624	3,784
0,14	0,052	1,657	0,34	0,198	2,587	0,54	0,397	3,253	0,74	0,636	3,810
0,15	0,058	1,715	0,35	0,207	2,620	0,55	0,408	3,285	0,75	0,649	3,836
0,16	0,064	1,772	0,36	0,216	2,658	0,56	0,419	3,314	0,76	0,662	3,861
0,17	0,070	1,826	0,37	0,225	2,694	0,57	0,430	3,344	0,77	0,676	3,886
0,18	0,076	1,879	0,38	0,234	2,730	0,58	0,442	3,373	0,78	0,689	3,911
0,19	0,083	1,931	0,30	0,244	2,766	0,59	0,453	3,402	0,79	0,702	3,936
0,20	0,089	1,981	0,40	0,253	2,801	0,60	0,465	3,431	0,80	0,715	3,961



Tablica 52.

a lub b	3.10	3.00	2.90	2.80	2.70	2.60	2.50	2.40	2.30	2.20	2.10	2.00	1.90	1.80	1.70	1.60
3.30	4.528	4.460	4.393	4.328	4.264	4.201	4.140	4.080	4.022	3.966	3.912	3.859	3.808	3.759	3.712	3.667
3.20	4.455	4.386	4.319	4.252	4.187	4.123	4.061	4.000	3.941	3.883	3.828	3.774	3.722	3.672	3.624	3.578
3.10	4.384	4.314	4.245	4.177	4.111	4.046	3.982	3.920	3.860	3.801	3.744	3.689	3.636	3.585	3.536	3.489
3.00	—	4.243	4.173	4.104	4.036	3.970	3.905	3.841	3.780	3.720	3.662	3.606	3.551	3.499	3.448	3.400
2.90	—	—	4.101	4.032	3.962	3.895	3.829	3.764	3.701	3.640	3.581	3.523	3.467	3.413	3.362	3.312
2.80	—	—	—	3.960	3.890	3.821	3.754	3.688	3.624	3.561	3.500	3.441	3.384	3.329	3.276	3.225
2.70	—	—	—	—	3.818	3.748	3.680	3.613	3.547	3.483	3.421	3.360	3.302	3.245	3.191	3.138
2.60	—	—	—	—	—	3.677	3.607	3.538	3.471	3.406	3.342	3.280	3.220	3.162	3.106	3.053
2.50	—	—	—	—	—	—	3.536	3.466	3.397	3.330	3.265	3.202	3.140	3.081	3.023	2.968
2.40	—	—	—	—	—	—	—	3.394	3.324	3.256	3.189	3.124	3.061	3.000	2.941	2.884
2.30	—	—	—	—	—	—	—	—	3.253	3.183	3.114	3.048	2.983	2.921	2.860	2.802
2.20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3.111	3.041	2.973	2.907	2.843	2.780	2.720
2.10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2.970	2.900	2.832	2.766	2.720	2.640
2.00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2.828	2.759	2.691	2.625	2.561
1.90	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2.687	2.617	2.550	2.484
1.80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2.546	2.476	2.408
1.70	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2.404	2.335
1.60	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2.263
1.50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Przy obliczaniu długości obwodu zwilżonego spotykamy wyraz  $\sqrt{a^2 + b^2}$ , w którym jedną z podpierwiastkowych liczb jest odległość między punktami przełomu profilu, drugą — różnica wysokości tych punktów; posługując się niniejszą tablicą odnajdujemy większą z liczb w pionowej rubryce, mniejszą — w poziomej, wielkość wyrazu otrzymamy w przecięciu się rubryk.

W wypadku, gdy choć jedna z podpierwiastkowych liczb jest większą niż 3.30, bierzemy każdą z nich w połowie jej wielkości, a otrzymany z tablicy rezultat

$$\text{zdwojamy: } \sqrt{a^2 + b^2} = 2 \sqrt{\left(\frac{a}{2}\right)^2 + \left(\frac{b}{2}\right)^2}$$

Również posługować się można i tablicą 53.



S C I  $\sqrt{a^2 + b^2}$

1.50	1.40	1.30	1.20	1.10	1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	0.40	0.30	0.20	0.10	0.05	0.00	a lub b
3.625	3.585	3.547	3.511	3.479	3.448	3.421	3.396	3.373	3.354	3.338	3.324	3.314	3.306	3.302	3.300	3.300	3.30
3.534	3.493	3.454	3.418	3.384	3.353	3.324	3.299	3.276	3.256	3.239	3.225	3.214	3.206	3.202	3.200	3.200	3.20
3.444	3.402	3.362	3.324	3.288	3.259	3.228	3.202	3.178	3.158	3.140	3.126	3.114	3.106	3.102	3.100	3.100	3.10
3.316	3.311	3.270	3.231	3.195	3.162	3.132	3.105	3.081	3.059	3.041	3.027	3.015	3.007	3.002	3.000	3.000	3.00
3.265	3.220	3.178	3.138	3.102	3.068	3.036	3.008	2.983	2.961	2.942	2.927	2.915	2.907	2.902	2.900	2.900	2.90
3.177	3.131	3.087	3.046	3.008	2.973	2.941	2.912	2.886	2.864	2.844	2.828	2.816	2.807	2.802	2.800	2.800	2.80
3.089	3.041	2.997	2.955	2.915	2.879	2.846	2.816	2.789	2.766	2.746	2.729	2.717	2.707	2.702	2.700	2.700	2.70
3.002	2.953	2.907	2.864	2.823	2.786	2.751	2.720	2.693	2.668	2.648	2.631	2.617	2.608	2.602	2.600	2.600	2.60
2.915	2.865	2.818	2.773	2.731	2.693	2.657	2.625	2.596	2.571	2.550	2.532	2.518	2.508	2.502	2.500	2.500	2.50
2.830	2.778	2.729	2.683	2.640	2.600	2.564	2.530	2.500	2.474	2.452	2.433	2.419	2.408	2.402	2.401	2.400	2.40
2.746	2.693	2.642	2.594	2.550	2.508	2.470	2.435	2.404	2.377	2.354	2.335	2.319	2.309	2.302	2.301	2.300	2.30
2.663	2.608	2.555	2.506	2.460	2.417	2.377	2.341	2.309	2.280	2.256	2.236	2.220	2.209	2.202	2.201	2.200	2.20
2.581	2.524	2.470	2.419	2.371	2.326	2.285	2.247	2.214	2.184	2.159	2.138	2.121	2.110	2.102	2.101	2.100	2.10
2.500	2.441	2.385	2.332	2.283	2.236	2.193	2.154	2.119	2.088	2.062	2.040	2.022	2.010	2.002	2.001	2.000	2.00
2.421	2.360	2.302	2.247	2.195	2.147	2.102	2.062	2.025	1.992	1.965	1.942	1.924	1.910	1.903	1.901	1.900	1.90
2.343	2.280	2.220	2.163	2.110	2.059	2.012	1.970	1.931	1.897	1.868	1.844	1.825	1.811	1.803	1.801	1.800	1.80
2.267	2.202	2.140	2.081	2.025	1.972	1.924	1.879	1.838	1.803	1.772	1.746	1.726	1.712	1.703	1.701	1.700	1.70
2.193	2.126	2.062	2.000	1.942	1.887	1.836	1.789	1.747	1.709	1.676	1.649	1.628	1.612	1.603	1.601	1.600	1.60
2.121	2.052	1.985	1.921	1.860	1.803	1.749	1.700	1.655	1.616	1.581	1.552	1.530	1.513	1.503	1.501	1.500	1.50
—	1.980	1.910	1.844	1.780	1.720	1.664	1.612	1.565	1.523	1.487	1.456	1.432	1.414	1.403	1.401	1.400	1.40
—	—	1.838	1.769	1.703	1.640	1.581	1.526	1.476	1.432	1.393	1.360	1.334	1.315	1.304	1.301	1.300	1.30
—	—	—	1.697	1.628	1.562	1.500	1.442	1.389	1.342	1.300	1.265	1.237	1.217	1.204	1.201	1.200	1.20
—	—	—	—	1.556	1.487	1.421	1.360	1.304	1.253	1.208	1.170	1.140	1.118	1.104	1.101	1.100	1.10
—	—	—	—	—	1.414	1.345	1.281	1.221	1.166	1.118	1.077	1.044	1.020	1.005	1.001	1.000	1.00
—	—	—	—	—	—	1.273	1.204	1.140	1.082	1.030	0.985	0.949	0.922	0.906	0.901	0.900	0.90
—	—	—	—	—	—	—	1.131	1.063	1.000	0.943	0.894	0.854	0.825	0.806	0.802	0.800	0.80
—	—	—	—	—	—	—	—	0.990	0.922	0.860	0.806	0.762	0.728	0.707	0.702	0.700	0.70
—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.849	0.781	0.721	0.671	0.632	0.608	0.602	0.600	0.60
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.707	0.640	0.583	0.539	0.510	0.502	0.500	0.50
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.566	0.500	0.447	0.412	0.403	0.400	0.40
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.424	0.361	0.316	0.304	0.300	0.30
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.283	0.224	0.206	0.200	0.20
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.141	0.112	0.100	0.10
1.50	1.40	1.30	1.20	1.10	1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	0.40	0.30	0.20	0.10	0.05	0.00	a lub b

Tablica 53.

$\frac{a}{1+b}$	3.10	3.00	2.90	2.80	2.70	2.60	2.50	2.40	2.30	2.20	2.10	2.00	1.90	1.80	1.70	1.60	1.50
3.30	1.228	1.160	1.093	1.028	0.964	0.901	0.840	0.780	0.722	0.666	0.612	0.559	0.508	0.459	0.412	0.367	0.325
3.20	1.245	1.186	1.119	1.052	0.987	0.923	0.861	0.800	0.741	0.683	0.628	0.574	0.522	0.472	0.424	0.378	0.334
3.10	1.284	1.214	1.145	1.077	1.011	0.946	0.882	0.820	0.760	0.701	0.644	0.589	0.536	0.485	0.436	0.389	0.344
3.00	—	1.243	1.173	1.104	1.036	0.970	0.905	0.841	0.780	0.720	0.662	0.606	0.551	0.499	0.448	0.400	0.316
2.90	—	—	1.201	1.132	1.062	0.995	0.929	0.864	0.801	0.740	0.681	0.623	0.567	0.513	0.462	0.412	0.365
2.80	—	—	—	1.160	1.090	1.021	0.954	0.888	0.824	0.761	0.700	0.641	0.584	0.529	0.476	0.425	0.377
2.70	—	—	—	—	1.118	1.048	0.980	0.913	0.847	0.783	0.721	0.660	0.602	0.545	0.491	0.438	0.389
2.60	—	—	—	—	—	1.077	1.007	0.938	0.871	0.806	0.742	0.680	0.620	0.562	0.506	0.453	0.402
2.50	—	—	—	—	—	—	1.036	0.966	0.897	0.830	0.765	0.702	0.640	0.581	0.523	0.468	0.415
2.40	—	—	—	—	—	—	—	0.994	0.924	0.856	0.789	0.724	0.661	0.600	0.541	0.484	0.430
2.30	—	—	—	—	—	—	—	—	0.953	0.883	0.814	0.748	0.683	0.621	0.560	0.502	0.446
2.20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.911	0.841	0.773	0.707	0.643	0.580	0.520	0.463
2.10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.870	0.800	0.732	0.666	0.602	0.540	0.481
2.00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.828	0.759	0.691	0.625	0.561	0.500
1.90	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.787	0.717	0.650	0.584	0.521
1.80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.746	0.676	0.608	0.543
1.70	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.704	0.635	0.567
1.60	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.663	0.593
1.50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.621
1.40	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
$\frac{a}{1+b}$	3.10	3.00	2.90	2.80	2.70	2.60	2.50	2.40	2.30	2.20	2.10	2.00	1.90	1.80	1.70	1.60	1.50

Przy obliczeniu długości obwodu zwilżonego z danych: odległości między punktami przetomu profilu i różnicy ich wysokości, większą z liczb przyjmujemy  $=a$ , mniejszą  $=b$ ; znalezionej z tablicy wielkość dodajemy do  $a$  i otrzymujemy  $\sqrt{a^2+b^2}$ .

Tablica 53 o tyle jest wygodniejszą od tab. 52, że prawie nie potrzebujemy dokonywać interpolacji linowej.

Gdy jedna z podpierwiastkowych liczb jest większą niż 3.30, to postępujemy w ten że sposób, jak objaśniono w tablicy 52

$$\sqrt{a^2 + b^2} - a, \text{ gdy } a > b$$

1.40	1.30	1.20	1.10	1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	0.40	0.30	0.20	0.10	0.05	0.00	b lub a
0.285	0.247	0.211	0.179	0.148	0.121	0.096	0.073	0.054	0.038	0.024	0.014	0.006	0.002	0.000	0.000	3.30
0.293	0.254	0.218	0.184	0.153	0.124	0.099	0.076	0.056	0.030	0.025	0.014	0.006	0.002	0.000	0.000	3.20
0.302	0.262	0.224	0.188	0.159	0.128	0.102	0.078	0.058	0.040	0.026	0.014	0.006	0.002	0.000	0.000	3.10
0.311	0.270	0.231	0.195	0.162	0.132	0.105	0.081	0.059	0.041	0.027	0.015	0.007	0.002	0.000	0.000	3.00
0.320	0.278	0.238	0.202	0.168	0.136	0.108	0.083	0.061	0.042	0.027	0.015	0.007	0.002	0.000	0.000	2.90
0.331	0.287	0.246	0.208	0.173	0.141	0.112	0.086	0.064	0.044	0.028	0.016	0.007	0.002	0.000	0.000	2.80
0.341	0.297	0.255	0.215	0.179	0.146	0.116	0.089	0.065	0.046	0.029	0.017	0.007	0.002	0.000	0.000	2.70
0.353	0.307	0.264	0.223	0.186	0.151	0.120	0.093	0.068	0.048	0.031	0.017	0.008	0.002	0.000	0.000	2.60
0.365	0.318	0.273	0.231	0.193	0.157	0.125	0.096	0.071	0.050	0.032	0.018	0.008	0.002	0.000	0.000	2.50
0.378	0.329	0.283	0.240	0.200	0.163	0.130	0.100	0.074	0.052	0.033	0.019	0.008	0.002	0.001	0.000	2.40
0.393	0.342	0.294	0.250	0.208	0.170	0.135	0.104	0.077	0.054	0.035	0.019	0.009	0.002	0.001	0.000	2.30
0.408	0.355	0.306	0.260	0.217	0.177	0.141	0.109	0.080	0.056	0.036	0.020	0.009	0.002	0.001	0.000	2.20
0.424	0.370	0.319	0.271	0.226	0.185	0.147	0.114	0.084	0.059	0.038	0.021	0.010	0.002	0.001	0.000	2.10
0.441	0.385	0.332	0.283	0.236	0.193	0.154	0.119	0.088	0.062	0.040	0.022	0.010	0.002	0.001	0.000	2.00
0.460	0.402	0.347	0.295	0.247	0.202	0.162	0.125	0.092	0.065	0.042	0.024	0.010	0.003	0.001	0.000	1.90
0.480	0.420	0.363	0.310	0.259	0.212	0.170	0.131	0.097	0.068	0.044	0.025	0.011	0.003	0.001	0.000	1.80
0.502	0.440	0.381	0.325	0.272	0.224	0.179	0.138	0.103	0.072	0.046	0.026	0.012	0.003	0.001	0.000	1.70
0.526	0.462	0.400	0.342	0.287	0.236	0.189	0.147	0.109	0.076	0.049	0.028	0.012	0.003	0.001	0.000	1.60
0.552	0.480	0.421	0.360	0.303	0.249	0.200	0.155	0.116	0.081	0.052	0.030	0.013	0.003	0.001	0.000	1.50
0.580	0.510	0.444	0.380	0.320	0.264	0.212	0.165	0.123	0.087	0.056	0.032	0.014	0.003	0.001	0.000	1.40
—	0.538	0.469	0.403	0.340	0.281	0.226	0.176	0.132	0.093	0.060	0.034	0.015	0.004	0.001	0.000	1.30
—	—	0.497	0.428	0.362	0.300	0.242	0.189	0.142	0.100	0.065	0.037	0.017	0.004	0.001	0.000	1.20
—	—	—	0.496	0.387	0.321	0.260	0.204	0.153	0.108	0.070	0.040	0.018	0.004	0.001	0.000	1.10
—	—	—	—	0.414	0.345	0.281	0.221	0.166	0.118	0.077	0.044	0.020	0.005	0.001	0.000	1.00
—	—	—	—	—	0.373	0.304	0.240	0.182	0.130	0.085	0.049	0.022	0.005	0.001	0.000	0.90
—	—	—	—	—	—	0.331	0.263	0.200	0.143	0.094	0.054	0.025	0.006	0.002	0.000	0.80
—	—	—	—	—	—	—	0.290	0.222	0.160	0.106	0.062	0.028	0.007	0.002	0.000	0.70
—	—	—	—	—	—	—	—	0.249	0.181	0.121	0.071	0.032	0.008	0.002	0.000	0.60
—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.207	0.140	0.083	0.039	0.010	0.002	0.000	0.50
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.166	0.100	0.047	0.012	0.003	0.000	0.40
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.124	0.061	0.016	0.004	0.000	0.30
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.083	0.024	0.006	0.000	0.20
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.041	0.012	0.000	0.10
1.40	1.30	1.20	1.10	1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	0.40	0.30	0.20	0.10	0.05	0.00	a lub b



Przy obliczeniu powierzchni zwilżonego przekroju otrzymujemy wyraz  $\omega = \frac{\pi b_1}{2} +$   
 mnożymy przez przyległe wysokości  $b$  i dzielimy przez 2. Wielkości  $\frac{ab}{2}$  otrzymujemy  
 Jeżeli krańcowe wysokości  $b_1$  i  $b_n$  lub jedna z nich = 0, to i odpowiadając

Tablica 54.

a lub b	3.00	2.90	2.80	2.70	2.60	2.50	2.40	2.30	2.20	2.10	2.00	1.90	1.80	1.70	1.60	1.50
0.50	0.750	0.725	0.700	0.675	0.650	0.625	0.600	0.575	0.550	0.525	0.500	0.475	0.450	0.425	0.400	0.375
0.49	0.735	0.710	0.686	0.661	0.637	0.612	0.588	0.563	0.539	0.514	0.490	0.465	0.441	0.416	0.392	0.368
0.48	0.720	0.696	0.672	0.648	0.624	0.600	0.576	0.552	0.528	0.504	0.480	0.456	0.432	0.408	0.384	0.360
0.47	0.705	0.681	0.658	0.634	0.611	0.587	0.564	0.540	0.517	0.493	0.470	0.446	0.423	0.399	0.376	0.353
0.46	0.690	0.667	0.644	0.621	0.598	0.575	0.552	0.529	0.506	0.483	0.460	0.437	0.414	0.391	0.368	0.345
0.45	0.675	0.652	0.630	0.607	0.585	0.562	0.540	0.517	0.495	0.472	0.450	0.427	0.405	0.382	0.360	0.338
0.44	0.660	0.638	0.616	0.594	0.572	0.550	0.528	0.506	0.484	0.462	0.440	0.418	0.396	0.374	0.352	0.330
0.43	0.645	0.623	0.602	0.580	0.559	0.537	0.516	0.494	0.473	0.451	0.430	0.408	0.387	0.365	0.344	0.323
0.42	0.630	0.609	0.588	0.567	0.546	0.525	0.504	0.483	0.462	0.441	0.420	0.399	0.378	0.357	0.336	0.315
0.41	0.615	0.594	0.574	0.553	0.533	0.512	0.492	0.471	0.451	0.430	0.410	0.389	0.369	0.348	0.328	0.307
0.40	0.600	0.580	0.560	0.540	0.520	0.500	0.480	0.460	0.440	0.420	0.400	0.380	0.360	0.340	0.320	0.300
0.39	0.585	0.565	0.546	0.526	0.507	0.487	0.468	0.448	0.429	0.409	0.390	0.370	0.351	0.331	0.312	0.293
0.38	0.570	0.551	0.532	0.513	0.494	0.475	0.456	0.437	0.418	0.399	0.380	0.361	0.342	0.323	0.304	0.285
0.37	0.555	0.536	0.518	0.499	0.481	0.462	0.444	0.425	0.407	0.388	0.370	0.351	0.333	0.314	0.296	0.277
0.36	0.540	0.522	0.504	0.486	0.468	0.450	0.432	0.414	0.396	0.378	0.360	0.342	0.324	0.306	0.288	0.270
0.35	0.525	0.507	0.490	0.472	0.455	0.437	0.420	0.402	0.385	0.367	0.350	0.332	0.315	0.297	0.280	0.262
0.34	0.510	0.493	0.476	0.459	0.442	0.425	0.408	0.391	0.374	0.357	0.340	0.323	0.306	0.289	0.272	0.255
0.33	0.495	0.478	0.462	0.445	0.429	0.412	0.396	0.379	0.363	0.346	0.330	0.313	0.297	0.280	0.264	0.247
0.32	0.480	0.464	0.448	0.432	0.416	0.400	0.384	0.368	0.352	0.336	0.320	0.304	0.288	0.272	0.256	0.240
0.31	0.465	0.449	0.434	0.418	0.403	0.387	0.372	0.356	0.341	0.325	0.310	0.294	0.279	0.263	0.248	0.233
0.30	0.450	0.435	0.420	0.405	0.390	0.375	0.360	0.345	0.330	0.315	0.300	0.285	0.270	0.255	0.240	0.225
0.29	0.435	0.420	0.406	0.391	0.377	0.362	0.348	0.333	0.319	0.304	0.290	0.275	0.261	0.246	0.232	0.217
0.28	0.420	0.406	0.392	0.378	0.364	0.350	0.336	0.322	0.308	0.294	0.280	0.266	0.252	0.238	0.224	0.210
0.27	0.405	0.391	0.378	0.364	0.351	0.337	0.324	0.310	0.297	0.283	0.270	0.256	0.243	0.229	0.216	0.202
0.26	0.390	0.377	0.364	0.351	0.338	0.325	0.312	0.299	0.286	0.273	0.260	0.247	0.234	0.221	0.208	0.194
0.25	0.375	0.362	0.350	0.337	0.325	0.312	0.300	0.287	0.275	0.262	0.250	0.237	0.225	0.212	0.200	0.188
0.24	0.360	0.348	0.336	0.324	0.312	0.300	0.288	0.276	0.264	0.252	0.240	0.228	0.216	0.204	0.192	0.180
0.23	0.345	0.333	0.322	0.310	0.299	0.287	0.276	0.264	0.253	0.241	0.230	0.218	0.207	0.195	0.184	0.172
0.22	0.330	0.319	0.308	0.297	0.286	0.275	0.264	0.253	0.242	0.231	0.220	0.209	0.198	0.187	0.176	0.165
0.21	0.315	0.304	0.294	0.283	0.273	0.262	0.252	0.241	0.231	0.220	0.210	0.199	0.189	0.178	0.168	0.157
0.20	0.300	0.290	0.280	0.270	0.260	0.250	0.240	0.230	0.220	0.210	0.200	0.190	0.180	0.170	0.160	0.150
0.19	0.285	0.275	0.266	0.256	0.247	0.237	0.228	0.218	0.209	0.199	0.190	0.180	0.171	0.161	0.152	0.143
0.18	0.270	0.261	0.252	0.243	0.234	0.225	0.216	0.207	0.198	0.189	0.180	0.171	0.162	0.153	0.144	0.135
0.17	0.255	0.246	0.238	0.229	0.221	0.212	0.204	0.195	0.187	0.178	0.170	0.161	0.153	0.144	0.136	0.127
0.16	0.240	0.232	0.224	0.216	0.208	0.200	0.192	0.184	0.176	0.168	0.160	0.152	0.144	0.136	0.128	0.120
0.15	0.225	0.217	0.210	0.202	0.195	0.187	0.180	0.172	0.165	0.157	0.150	0.142	0.135	0.127	0.120	0.111
0.14	0.210	0.203	0.196	0.189	0.182	0.175	0.168	0.161	0.154	0.147	0.140	0.133	0.126	0.119	0.112	0.104
0.13	0.195	0.188	0.182	0.175	0.169	0.162	0.156	0.149	0.143	0.136	0.130	0.123	0.117	0.110	0.104	0.097
0.12	0.180	0.174	0.168	0.162	0.156	0.150	0.144	0.138	0.132	0.126	0.120	0.114	0.108	0.102	0.096	0.090
0.11	0.165	0.159	0.154	0.148	0.143	0.137	0.132	0.126	0.121	0.115	0.110	0.104	0.099	0.093	0.088	0.082
0.10	0.150	0.145	0.140	0.135	0.130	0.125	0.120	0.115	0.110	0.105	0.100	0.095	0.090	0.085	0.080	0.075
0.09	0.135	0.130	0.126	0.121	0.117	0.112	0.108	0.103	0.099	0.094	0.090	0.085	0.081	0.076	0.072	0.066
0.08	0.120	0.116	0.112	0.108	0.104	0.100	0.096	0.092	0.088	0.084	0.080	0.076	0.072	0.068	0.064	0.060
0.07	0.105	0.101	0.098	0.094	0.091	0.087	0.084	0.080	0.077	0.073	0.070	0.066	0.063	0.059	0.056	0.052
0.06	0.090	0.087	0.084	0.081	0.078	0.075	0.072	0.069	0.066	0.063	0.060	0.057	0.054	0.051	0.048	0.044
0.05	0.075	0.072	0.070	0.067	0.065	0.062	0.060	0.057	0.055	0.052	0.050	0.047	0.045	0.042	0.040	0.037
0.04	0.060	0.058	0.056	0.054	0.052	0.050	0.048	0.046	0.044	0.042	0.040	0.038	0.036	0.034	0.032	0.030
0.03	0.045	0.043	0.042	0.040	0.039	0.037	0.036	0.034	0.033	0.031	0.030	0.028	0.027	0.025	0.024	0.022
0.02	0.030	0.029	0.028	0.027	0.026	0.025	0.024	0.023	0.022	0.021	0.020	0.019	0.018	0.017	0.016	0.015
0.01	0.015	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009	0.009	0.008	0.008	0.007
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
a lub b	3.00	2.90	2.80	2.70	2.60	2.50	2.40	2.30	2.20	2.10	2.00	1.90	1.80	1.70	1.60	1.50



Ś C I       $\frac{a|b}{2}$

$\frac{a_1 b_1}{2} + \frac{a_2 b_2}{2} + \frac{a_3 b_3}{2} \dots + \frac{a_n b_n}{2} + 1$  t. j. każdą odległość między punktami  $a$  bezpośrednio z tablicy.

im wielkości  $\frac{a_1 b_1}{2}$  lub  $\frac{a_n b_n}{2}$  również = 0.

1.40	1.30	1.20	1.10	1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	0.40	0.30	0.20	0.10	0.05	0.00	a lub b
0.350	0.325	0.300	0.275	0.250	0.225	0.200	0.175	0.150	0.125	0.100	0.075	0.050	0.025	0.013	0.000	0.50
0.343	0.318	0.294	0.269	0.245	0.220	0.196	0.171	0.147	0.122	0.098	0.073	0.049	0.025	0.012	0.000	0.49
0.336	0.312	0.288	0.264	0.240	0.216	0.192	0.168	0.144	0.120	0.096	0.072	0.048	0.024	0.012	0.000	0.48
0.329	0.305	0.282	0.258	0.235	0.211	0.188	0.164	0.141	0.117	0.094	0.070	0.047	0.024	0.012	0.000	0.47
0.322	0.299	0.276	0.253	0.230	0.207	0.184	0.161	0.138	0.115	0.092	0.069	0.046	0.023	0.012	0.000	0.46
0.315	0.292	0.270	0.247	0.225	0.202	0.180	0.157	0.135	0.112	0.090	0.067	0.045	0.023	0.011	0.000	0.45
0.308	0.286	0.264	0.242	0.220	0.198	0.176	0.154	0.132	0.110	0.088	0.066	0.044	0.022	0.011	0.000	0.44
0.301	0.279	0.258	0.236	0.215	0.193	0.172	0.150	0.129	0.107	0.086	0.064	0.043	0.022	0.011	0.000	0.43
0.294	0.273	0.252	0.231	0.210	0.189	0.168	0.147	0.126	0.105	0.084	0.063	0.042	0.021	0.011	0.000	0.42
0.287	0.266	0.246	0.225	0.205	0.184	0.164	0.143	0.123	0.102	0.082	0.061	0.041	0.021	0.010	0.000	0.41
0.280	0.260	0.240	0.220	0.200	0.180	0.160	0.140	0.120	0.100	0.080	0.060	0.040	0.020	0.010	0.000	0.40
0.273	0.253	0.234	0.214	0.195	0.175	0.156	0.136	0.117	0.097	0.078	0.058	0.039	0.020	0.010	0.000	0.39
0.266	0.247	0.228	0.209	0.190	0.171	0.152	0.133	0.114	0.095	0.076	0.057	0.038	0.019	0.010	0.000	0.38
0.259	0.240	0.222	0.203	0.185	0.166	0.148	0.129	0.111	0.092	0.074	0.055	0.037	0.019	0.009	0.000	0.37
0.252	0.234	0.216	0.198	0.180	0.162	0.144	0.126	0.108	0.090	0.072	0.054	0.036	0.018	0.009	0.000	0.36
0.245	0.227	0.210	0.192	0.175	0.157	0.140	0.122	0.105	0.087	0.070	0.052	0.035	0.018	0.009	0.000	0.35
0.238	0.221	0.204	0.18	0.170	0.153	0.136	0.119	0.102	0.085	0.068	0.051	0.034	0.017	0.009	0.000	0.34
0.231	0.214	0.193	0.181	0.165	0.148	0.132	0.115	0.099	0.082	0.066	0.049	0.033	0.017	0.008	0.000	0.33
0.224	0.208	0.192	0.176	0.160	0.144	0.128	0.112	0.096	0.080	0.064	0.048	0.032	0.016	0.008	0.000	0.32
0.217	0.201	0.186	0.170	0.155	0.139	0.124	0.108	0.093	0.077	0.062	0.046	0.031	0.016	0.008	0.000	0.31
0.210	0.195	0.180	0.165	0.150	0.135	0.120	0.105	0.090	0.075	0.060	0.045	0.030	0.015	0.008	0.000	0.30
0.203	0.188	0.174	0.159	0.145	0.130	0.116	0.101	0.087	0.072	0.058	0.043	0.029	0.015	0.007	0.000	0.29
0.196	0.182	0.168	0.154	0.140	0.126	0.112	0.098	0.084	0.070	0.056	0.042	0.028	0.014	0.007	0.000	0.28
0.189	0.175	0.162	0.148	0.135	0.121	0.108	0.094	0.081	0.067	0.054	0.040	0.027	0.014	0.007	0.000	0.27
0.182	0.169	0.156	0.143	0.130	0.117	0.104	0.091	0.078	0.065	0.052	0.039	0.026	0.013	0.007	0.000	0.26
0.175	0.162	0.150	0.137	0.125	0.112	0.100	0.087	0.075	0.062	0.050	0.037	0.025	0.013	0.006	0.000	0.25
0.168	0.156	0.144	0.132	0.120	0.108	0.096	0.084	0.072	0.060	0.048	0.036	0.024	0.012	0.006	0.000	0.24
0.161	0.149	0.138	0.129	0.115	0.103	0.092	0.080	0.069	0.057	0.046	0.034	0.023	0.012	0.006	0.000	0.23
0.164	0.143	0.132	0.121	0.110	0.099	0.088	0.077	0.066	0.055	0.044	0.033	0.022	0.011	0.006	0.000	0.22
0.147	0.136	0.126	0.115	0.105	0.094	0.084	0.073	0.063	0.052	0.042	0.031	0.021	0.011	0.005	0.000	0.21
0.140	0.130	0.120	0.110	0.100	0.090	0.080	0.070	0.060	0.050	0.040	0.030	0.020	0.010	0.005	0.000	0.20
0.133	0.123	0.114	0.104	0.095	0.085	0.076	0.066	0.057	0.047	0.038	0.028	0.019	0.010	0.005	0.000	0.19
0.126	0.117	0.108	0.099	0.090	0.081	0.072	0.063	0.054	0.045	0.036	0.027	0.018	0.009	0.005	0.000	0.18
0.119	0.110	0.102	0.093	0.085	0.076	0.068	0.059	0.051	0.042	0.034	0.025	0.017	0.009	0.004	0.000	0.17
0.112	0.104	0.096	0.088	0.080	0.072	0.064	0.056	0.048	0.040	0.032	0.024	0.016	0.008	0.004	0.000	0.16
0.105	0.097	0.090	0.082	0.075	0.067	0.060	0.052	0.045	0.037	0.030	0.022	0.015	0.008	0.004	0.000	0.15
0.098	0.091	0.084	0.077	0.070	0.063	0.056	0.049	0.042	0.035	0.028	0.021	0.014	0.007	0.004	0.000	0.14
0.091	0.084	0.078	0.071	0.065	0.058	0.052	0.045	0.039	0.032	0.026	0.019	0.013	0.007	0.003	0.000	0.13
0.084	0.078	0.072	0.066	0.060	0.054	0.048	0.042	0.036	0.030	0.024	0.018	0.012	0.006	0.003	0.000	0.12
0.077	0.071	0.066	0.060	0.055	0.049	0.044	0.038	0.033	0.027	0.022	0.016	0.011	0.006	0.003	0.000	0.11
0.070	0.065	0.060	0.055	0.050	0.045	0.040	0.035	0.030	0.025	0.020	0.015	0.010	0.005	0.003	0.000	0.10
0.063	0.058	0.054	0.049	0.045	0.040	0.036	0.031	0.027	0.022	0.018	0.013	0.009	0.005	0.002	0.000	0.09
0.056	0.052	0.048	0.044	0.040	0.036	0.032	0.028	0.024	0.020	0.016	0.012	0.008	0.004	0.002	0.000	0.08
0.049	0.045	0.042	0.038	0.035	0.031	0.028	0.024	0.021	0.017	0.014	0.010	0.007	0.004	0.002	0.000	0.07
0.042	0.039	0.036	0.033	0.030	0.027	0.024	0.021	0.018	0.015	0.012	0.009	0.006	0.003	0.002	0.000	0.06
0.035	0.032	0.030	0.027	0.025	0.022	0.020	0.017	0.015	0.012	0.010	0.007	0.005	0.003	0.001	0.000	0.05
0.028	0.026	0.024	0.022	0.020	0.018	0.016	0.014	0.012	0.010	0.008	0.006	0.004	0.002	0.001	0.000	0.04
0.021	0.019	0.018	0.016	0.015	0.013	0.012	0.010	0.009	0.007	0.006	0.004	0.003	0.002	0.001	0.000	0.03
0.014	0.013	0.012	0.011	0.010	0.009	0.008	0.007	0.006	0.005	0.004	0.003	0.002	0.001	0.001	0.000	0.02
0.007	0.006	0.006	0.005	0.005	0.004	0.004	0.003	0.003	0.002	0.002	0.001	0.001	0.001	0.000	0.000	0.01
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
1.40	1.30	1.20	1.10	1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	0.40	0.30	0.20	0.10	0.05	0.00	a lub b

## S P I S R Z E C Z Y:

Pojęcia wstępne . . . . .	Str.
---------------------------	------

### Rozdział I.

Wybór miejsca mostu lub przepustu . . . . .	Str.	3
O dodatkowych czyli inudacyjnych mostach . . . . .	"	8
O wałach, kierujących prądem wielkiej wody . . . . .	"	11
Zabezpieczenie drogowych grobli i wzmocnienie skarp grobli i wałów, kierujących prądem w. w. . . . .	"	16
Uwagi dotyczące światła mostów na górskich rzekach . . . . .	"	33

### Rozdział II.

#### Obliczenie ilości $Q$ $m^3/sek.$ przepływu w. w.

I. <i>Obliczenie ilości przepływu w. w. przy dużych zlewniach</i> . . . . .	"	35
1. Obliczenie przepływu według zasady $Q = F \cdot v$ $m^3/sek.$ . . . . .	"	36
Bezpośrednie pomiary średniej prędkości wody . . . . .	"	"
1. pomiary prędkości w jednym lub kilku punktach poprzedniego przekroju . . . . .	"	37
<i>a)</i> pływakiem powierzchniowym . . . . .	"	"
<i>b)</i> pływakiem podwójnym . . . . .	"	39
<i>c)</i> pływakiem drążkowym . . . . .	"	"
2. Pomiar miejscowych prędkości w licznych punktach poprzedniego przekroju w pionowych pas- kach . . . . .	"	41
Rurki Pitot'a . . . . .	"	42
Hydrauliczne młynki . . . . .	"	43
Metody obliczenia objętości przepływu . . . . .	"	44
Empiryczne formuły, określające rozkład prędkości od zwierciadła do dna . . . . .	"	45
Empiryczne wzory na obliczenie średniej prędkości <i>v</i> $m/sek.$ . . . . .	"	49
1. Formuła Ganguillet'a i Kutter'a . . . . .	"	50
2.     "     Bazin'a . . . . .	"	61
3.     "     Hermanka . . . . .	"	64
4.     "     prof. M. Matakiewicza . . . . .	"	"
5.     "     inż. Grögera . . . . .	"	83
6.     "     Lingboeg'o . . . . .	"	86
Porównawczy przykład . . . . .	"	87
2. Obliczenie objętości przepływu $Q$ $m^3/sek.$ w. w. na podstawie wielkości i cech dorzeczy . . . . .	"	89

1. Wzór inż. Dr. A. Pareńskiego . . . . .	Str.	89
2. „ prof. Iszkowskiego . . . . .	„	93
3. „ inż. R. Lauterburga . . . . .	„	96
Wysokość warstwy średniego opadu $h$ . . . . .	„	97
Wielkość dorzecza $P$ . . . . .	„	101
Przykład porównawczy obliczenia ilości przepływu . . . . .	„	„
II) <i>Obliczenie ilości przepływu w w. przy małych zlewniach</i> . . . . .	„	102
Czynniki wpływające na ilość odpływu w. wody . . . . .	„	„
Wzory do obliczenia ilości odpływu $Q$ w. wody pochodzącej od deszczów nawalnych . . . . .	„	105

### Rozdział III.

#### Obliczenie wielkości światła obiektów drogowych.

I. <i>Obliczenie światła dużych mostów</i> . . . . .	Str.	111
A) gdy ze względu na rodzaj posadowienia podpór mostu zupełnie niedopuszczany, względnie dopuszczamy tylko bardzo nieznaczne wymycie dna łożyska rzeki . . . . .	„	114
1) Obliczenie niezbędnej powierzchni przekroju przepływu pod mostem . . . . .	„	116
Obliczenie współczynnika $\alpha$ hydraulicznej ekwiwalentności zalewu . . . . .	„	120
2) Obliczenie spiętrzenia . . . . .	„	122
a) Obliczenie światła mostu przy niewielkiem dopuszczalnym spiętrzeniu $h$ w. w. . . . .	„	124
Przykład . . . . .	„	128
b) Obliczenie światła mostu, gdy spiętrzenie w. w. jest niedopuszczalne . . . . .	„	133
Przykład . . . . .	„	134
B) Obliczenie wielkości światła mostu przy dopuszczalnym wymyciu dna łożyska rzeki do określonej głębokości . . . . .	„	135
Wyznaczenie prawdopodobnej wielkości $a$ oczekiwanego wymycia . . . . .	„	137
Wyznaczenie niezbędnej grubości $d$ warstwy gruntu przeciwdziałającej wyparciu go z pod posadowienia podpory . . . . .	„	142
Sprawdzenie ciśnienia na grunt, wywieranego podporą mostu . . . . .	„	152
Dopuszczalne ciśnienie na grunt . . . . .	„	„
Przykład 1 . . . . .	„	157
„ 2 . . . . .	„	159
„ 3 . . . . .	„	164
„ 4 . . . . .	„	170







### Spis tablic cyfrowych.

Tablica 1	Wartości współczynników $a$ , $b$ i $c$ wzoru Bazin'a . . . . .	Str.	38
2	Wartości $\frac{v}{v, max}$ dla rodzajów łożyska według tabl. I . . . . .		39
3	Wartości współczynnika szorstkości $n$ dla dużego wzoru Kutter'a i Frank'a . . . . .		51
4	Wartości współczynnika szorstkości $m$ dla małego wzoru Kutter'a . . . . .		52
5	Wartości $K$ według dużego wzoru Ganguillet i Kutter'a . . . . .		45
6	Wartość $K$ według małego wzoru Kutter'a . . . . .		56
7	Średnich prędkości $v$ w/g dużego wzoru Ganguillet'a i Kutter'a w $m/sec$ przy $n = 0.025$ . . . . .		59
8	Wartości $K$ według wzoru Bazin'a dla różnych rodzajów łożyska . . . . .		62
9	Średnich prędkości $v$ w $m/sec$ w/g wzoru prof. M. Mataksewicza . . . . .		65
10	Wartość wykładnika $m$ funkcji $v = 35.4 J^m t^{-0.2}$ dla rzek . . . . .		67
11	Wartości funkcji spadku $f(J) = 34 J^{-0.0449}$ . . . . .		68
12	Wartości funkcji głębokości $f(t) = 1.04 t^{0.7}$ . . . . .		71
13	Średnich prędkości $v$ dla rzek w $m/sec$ wg nowego wzoru prof. M. Matakiewicza . . . . .		74
14	Wartości wykładnika spadku $m$ dla łożysk sztucznych . . . . .		80
15	Wartości funkcji spadku $f(J) = 34 J^m$ . . . . .		83
16	Średnich prędkości $v$ w $m/sec$ w/g wzoru inż. Gröger'a . . . . .		85
17	Wartości współczynnika $m$ dla powierzchni dorzeczca we wzorze inż. Dr. A. Pareńskiego . . . . .		90
18	Wartości współczynnika $\mu$ we wzorze prof. Iszkowskiego . . . . .		94
19	Wartości współczynników $C_1$ i $C_n$ we wzorze prof. Iszkowskiego . . . . .		95
20	Wartości współczynnika $\nu$ we wzorze prof. Iszkowskiego . . . . .		96
21	Wartości współczynnika odpływu $\alpha$ we wzorze R. Lauterburga . . . . .		97
22	Wysokość średnich opadów dla dorzeczcy w Polsce za okres dwudziestoletni 1891/1910 . . . . .		98
23	Największych ulew . . . . .		103
24	Wartości współczynników $n_1$ , $n_2$ , $n_3$ i $n_4$ we wzorze na odpływ prof. Dr. inż. R. Wejraucha . . . . .		106
25	Wartości współczynnika $\alpha$ we wzorze na odpływ Saksońskich kolei . . . . .		107
26	Wartości współczynnika $\alpha$ we wzorze na odpływ Köstlina . . . . .		
27	Ilości odpływu w $m^3 z 1 km^2$ zlewni w sekundę według Trefenbacher'a . . . . .		

28	Wartości współczynników odpływu we wzorze prof. Nikolai . . . . .	Str.	108
29	Odpływu wód w $m^3/sek.$ z $km^2$ w/g wzoru P. M. K. Ż. . . . .	"	109
30	Wartości $\alpha$ we wzorze M. R. P. . . . .	"	"
31	Wartości $\beta$ we wzorze M. R. P. . . . .	"	"
32	Dopuszczalnych prędkości $v_1$ po dnie przy których wymyćie łożyska ustaje . . . . .	"	113
33	Dopuszczalnych prędkości $v_2$ , przy wzmożniem dnie, przy których wymyćie łożyska ustaje . . . . .	"	114
34	Wartości współczynn. kontrakcji zwężenia $\mu$ . . . . .	"	127
34a	" współczynnika $S$ we wzorze inż. Biełińskiego . . . . .	"	137
35	" $d$ , teoret głębokości założenia posadowień podpór w/g wzoru inż. Paucker'a . . . . .	"	147
36	Wartości współczynników statyczności $m$ i $m_1$ mostowych podpór . . . . .	"	150
37	Ciśnienie na grunt pod fundamentami filarów zapuszczonych na kesonach . . . . .	"	154
38	Ciśnienia na grunt pod podstawę posadowienia kamiennych przepustów, przy głębokości założenia posadowienia 2'00 $m$ . . . . .	"	"
39	Ciśnienia na grunt w $kg/cm^2$ pod przyczółkami żel. mostów kolejowych od wagi przyczółka, obciążeń ruchomych i stałych, oraz wagi nośnej konstrukcji przęsła . . . . .	"	155
40	Dopuszczalnych obciążeń gruntu (na powierzchni) . . . . .	"	156
41	Wielkości wysokości $F$ dla żel. kol. mostow . . . . .	"	178
42	Ilości przepływu w kamiennych przepustach w/g wzoru $Q = 0.09174. b v^3 m^3/sek.$ . . . . .	"	186
43	Dla wyznaczenia wielkości przepływów z ilości przepływu $Q$ . . . . .	"	188
44	Wartości współczynnika $\zeta_1$ . . . . .	"	197
45	46 Prędkości przepływu wody jeszcze nieszkodliwe dla danego gruntu ze względu na wymyćie . . . . .	199	200
	47 Nachylenie skarp . . . . .	"	201
	48 Wartości poszczególnych wymiarów najkorzystniejszych przekroi kanałów . . . . .	"	203
49	Wielkości $n^2, n^3, n^4, n^5; \sqrt[n]{n}; \sqrt[3]{n}; \sqrt[5]{n}; n^{3/2}; n^{5/2};$ 1000, $n; \pi n$ i $\pi n^2 : 4$ dla szeregu nat. liczb od 1 do 200 . . . . .	"	246
50	Funkcji $\pi$ . . . . .	"	254
51	Wielkość i $b^{3/2} v = \sqrt{2gh}$ . . . . .	"	255
52	" $\sqrt{a^2+b^2}$ . . . . .	"	256
35	" $\sqrt{a^2+b^2} - a$ . gdy $a > b$ . . . . .	"	258
54	" $\frac{ab}{2}$ . . . . .	"	260

## L I T E R A T U R A .

### P O L S K A .

- Inż. J. Cholewo* — Mosty kolejowe. Wilno 1923 r.  
 „ *W. Dziakiewicz* — Roboty wodne.  
 „ *R. Ingarden* — Rzeki i kanały żeglowne Kraków 1921 r.  
*Prof. K. Kühnel* — Drogi Lwów 1922 r.  
 „ *F. Kucharzewski* — Hydraulika Warszawa 1918 r.  
 „ *O. Nadolski* — Zakłady o sile wodnej. Lwów 1910 r.  
 „ *M. Matakiewicz* — Regulacja rzek „ 1921 r.  
 „ — Budowa jazów „ 1920 r.  
 — Ogólna formuła na średnią chyżość przepływu  
 w łożyskach rzecznych i kanałów  
 Lwów 1927 r.  
*J. Rychter* — Roboty wodne „ 1894 r.  
 Sprawozdanie z sieci Warszawskiej Stacji Meteorologicznej za okres  
 1891—1917 r.  
 Sprawozdanie Meteorologiczne na stacjach sieci Warszawskiej za okres  
 1904—1908 r.  
 Sprawozdanie Meteorologiczne na stacjach sieci Warszawskiej za okres  
 1901—1913 r.  
*A. T. Truskolański* — Hydromechanika Lwów 1925 r.  
 Tymczasowe przepisy budowy i utrzymania mostów drogowych M.R.P.  
 Warszawa 1920 r.  
*Prof. A. Wasiutyński* — Drogi żelazne Warszawa 1924—1925 r.  
*A. Kuczyński* — Podręcznik techniczny Warszawa 1916 r.  
 Czasopismo techniczne. Lwów.  
 Przegląd techniczny Warszawa.

### N I E M I E C K A .

- Dr. Inż. Prof. R. Weyrauch* — Hydraulisches Rechnen 4,5 aufl. Stuttgart  
 1921 r.  
*Rehbock* — Betrachtungen über Abfluss, Stau und  
 Walzenbildung bei fließenden Gewässern.  
 Berlin, 1917 r.  
*Forchheimer* — Grundris der Hydraulik für Bauingenieure  
 Leipzig 1920 r.  
*Tolman* — Über die Berechnung des Brückenstaus,  
 Prag 1917 r.  
*Tama* — Graphische Rechentafeln. Werkstatt-  
 Technik 1917. S. 1.  
*Hofmann* — Stau bei Flussbrücken, Stuttgart 1913 r.  
*Hütte* —







BG Politechniki Śląskiej  
nr inw.: 102 - 136587



**Dyr.1 136587**