

GOSPODARKA WODNA

**Kwartalnik poświęcony sprawom
budownictwa wodnego, dróg
wodnych, portów, sił wodnych,
meljoracji oraz zagadnieniom
ekonomicznym i prawnym
z dziedziny gospodarki wodnej**

Nr. 3 – Warszawa, Lipiec – Wrzesień 1935 r.

GOSPODARKA WODNA

KWARTALNIK

Prenumerata roczna wynosi zł. 10 z przesyłką pocztową.

Dla członków Stowarzyszenia Gospodarki Wodnej, którzy opłacili składkę za r. 1935 – prenumerata roczna wynosi zł. 4.– z przesyłką pocztową.

Numer pojedynczy kosztuje zł. 3

Należność za prenumeratę lub ogłoszenia wpłacać można na konto czekowe Stow. Czł. Kongr. Gosp. Wodnej w P.K.O. Nr. 24390

Wszelką korespondencję należy kierować
pod adresem Redaktora odp. inż. WŁADYSŁAWA KOLLISA
Warszawa, ul. Złota Nr. 38, m. 23

Artykuły i notatki uprasza się nadsyłać przepisane na maszynie, lub odręcznie w sposób bardzo czytelny, bezwzględnie jednostronnie.

Rękopisów ani maszynopisów redakcja nie zwraca. Redakcja zastrzega sobie prawo czynienia drobnych zmian w nadesłanych artykułach.

CENY OGŁOSZEŃ:

Przed tekstem i na ostatniej stronie okładki		za tekstem	
1 strona	zł. 300	1 strona	zł. 250
1/2 strony	170	1/2 strony	150
1/4 -	100	1/4 -	80

„GÓRNOSTEPHAN“

Budowa Szybów i Roboty Górniczo-Wiertnicze

Spółka z ogr. odp.

K A T O W I C E

Rok założenia 1874/1907

Plac Wolności 11

Kapitał zakł. zł. 500.000

Telefon 335-47

DZIAŁ GORNICZY

Głębianie szybów wszelkimi metodami z zamrażaniem łącznie.

Roboty górnicze jak przekopy, komory, podszybia.

Obudowa szybów, przekopów, komór: – murowa, betonowa, żelazobetonowa, stalowa.

Reparacje obudowy, cementowanie mokrych szybów.

DZIAŁ WIERTNICZY

Wiercenia płytkie i głębokie, udarowe i obrotowe.

Wiercenie studzien artezyjskich.

Dostawa filtrów studziennych.

DZIAŁ BUDOWLANY

Roboty ziemne, wykopy.

Budowa tuneli.

Badania gruntu pod budowle.

PAŃSTWOWE ZAKŁADY INŻYNIERJI

W A R S Z A W A

Terespolska Nr. 34/36, tel. 5.48-10 (centrala)

SAMOCCHODY „Polski Fiat” i „Polski Saurer” – budowane w kraju, specjalnie przygotowane na drogi polskie.
MOTOCYKLE „C. W. S.” – jedno- i dwucylindrowe.

ZESPOŁY NAPEŁDOWE – do wagonów motorowych.

ZESPOŁY oświetleniowe i pompowe.

SILNIKI SPALINOWE od 4 – 1000 KM. – przemysłowe, rolnicze i morskie.

SILNIKI lotnicze.

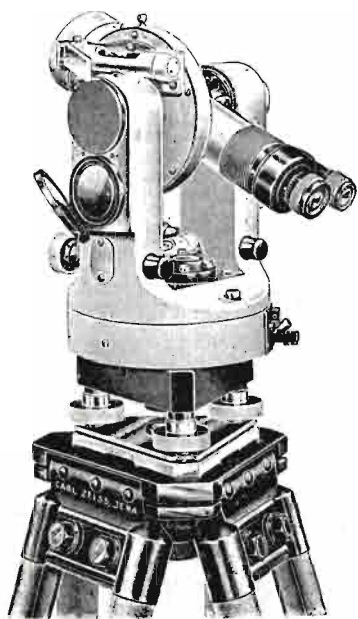
STATKI i MOTORÓWKI.

ODLEWY i ODKUCIA z żeliwa i metali pólslachetnych.

ARMATURA do wody, pary i gazu.

ŁĄCZNIKI SZCZEPKOWE dla Straży Pożarnych.

ZEISS



KATASTRALNY TEODOLIT IV dla TACHYMETRII, POLIGONIZACJI, TRASOWANIA I TRYGONOMETRYCZNYCH WYZNACZEŃ PUNKTÓW NIŻSZEGO RZĘDU

Powiększenie lunety 28x. Równoczesne odczytywanie kąt poziomego i pionowego przy pomocy mikroskopu, umieszczonego tuż koło lunety z dokładnością 1/10, (przez szacowanie). Bardzo proste urządzenie oświetleniowe dla obserwacji dziennych i nocnych. Uproszczone urządzenie repetycyjne. Możliwość posługiwania się nasadkami libelami: rurkową i kolistą oraz precyzyjnym odległościomierzem.

TEODOLITY, NIWELATORY, TACHYMETRY REDUKCYJNE

posiada stale na składzie

JENERALNA



REPREZENTACJA

Dom Techniczno-Handlowy

J. SEGALOWICZ, WARSZAWA, MONIUSZKI 2 tel. 657-54, 657-55
oraz f. prowadzące instrumenty geodezyjne ZEISSA

Katalogi wysyła bezpłatnie oraz informacji udziela zarówno CARL ZEISS JENA jak i repr. w Warszawie

RYCHŁOWSKI i S-KA

Sp. z o. o.

BIURO HYDROLOGICZNO-INŻYNIERSKIE

Warszawa, ul. Krucza Nr. 24 – Tel. 810-24 i 965-15

Firma egzystuje od roku 1894.

Najwyższe odznaczenie na Międzynarodowej Wystawie 1927 r.
DYPLOM HONOROWY

SPECJALNOŚĆ: Budowa studzien artezyjskich
i badania gruntów pod budowlę

LABORATORJUM GRUNTOZNAWCZE.

Analizy fizyko - mechaniczne gruntów.

WARSZAWSKA
WYTWÓRNIA
PAPIERÓW
ŚWIATŁOCZUŁYCH
„NEGAPOZYT”

Sp. z o. o.

WARSZAWA

Fabryka: Dworska 24

Biuro: Warecka 11

Telefon 235-12

PRZEDSIĘBIORSTWO

WIERTNICZE

I. PRZEŹDZIECKI

WARSZAWA – WOLA

ul. Jana Kazimierza 13

Telefon 650-24

WIERCENIE STUDZIEN

BADANIE GRUNTU

APARATY BADAWCZE



WODOWSKAZY

WSZELKICH TYPÓW

Limnigrafy pływakowe
elektryczne
i pneumatyczne,

do obserwacji wahań zwierciadła wód
gruntowych i powierzchniowych, także z
urządzeniami alarmowymi i regulującymi.

Wodomierze dla jazów przelewowych, pomp
łtokowych i odśrodkowych.

Dilatermomierze do badania naprężeń w bu-
dowlach betonowych i żelbetowych.

Przyrządy elektryczne do badań ciśnień
na grunt

Bezpłatne prospekty i informacje przesyła:

R. FUESS – Berlin-Steglitz

Jeneralne Przedstawicielstwo na Polskę

D/H. A. GANTZ

Warszawa, Szpitalna 5. Tel. 628-47

ŁATY NIWELACYJNE rozłączane

konstrukcji inż. Z. Grabowskiego poleca E. Witkowski, Warszawa, Wspólna 13

CENNIKI WYSYŁA SIĘ NA ŻĄDANIE.

GOSPODARKA WODNA

KWARTALNIK

Rok I

Warszawa, Lipiec – Wrzesień 1935 r.

Nr. 3

Przedruk artykułów i reprodukcja zdjęć bez podania źródła wzbronione

T R E Ś Ć:

Od redakcji.
Ludkiewicz Z., prof. Inwestycje wodne a kryzys gospodarczy.
Romański E., inż. Rozważania o programie w dziedzinie prac wodnych.
Zubrzycki T., inż. O możliwościach prognozy wezbrań.
Pareński A., inż., dr. Publiczna gospodarka energetyczna w Szwecji.
Wóycicki K., inż., dr. Zjawisko kawitacji i jego wpływ niszczący na urządzenia w budowlach wodnych.
Decyusz J., inż. Parowiec „Normandie”.
Szołhenow J., inż. O racjonalnym profilu wałów ochronnych.
Dębski K., inż. Zarys akcji ochrony przed powodzią.
Kwiatkowski J. Wezbrania Wisły pod Sandomierzem.
Z literatury technicznej.
Wiadomości gospodarcze i prawne.
Życie techniczne.
Z żałobnej karty.
Bibliografia.

S O M M A I R E:

Avant-propos.
Ludkiewicz Z., prof. Travaux hydrotechniques pendant la période de la crise.
Romański E., ing. Considérations sur le programme des travaux hydrotechniques.
Zubrzycki T., ing. Sur la possibilité de la prévision des crues.
Pareński A., ing., dr. L'aménagement national d'énergie en Suède.
Wóycicki K., ing., dr. Le phénomène de cavitation et son influence destructive sur les constructions hydrotechniques.
Decyusz J., ing. Le paquebot „Normandie”.
Szołhenow J., ing. Sur les plus rationnelles profils des digues.
Dębski K., ing. Essai du programme de la protection contre les inondations.
Kwiatkowski J. Les crues de la Vistule près de Sandomierz.
Revue des publications techniques.
Informations économiques et juridiques.
Chronique.
Nécrologues.
Bibliographie.

Od Redakcji

Przywiązując wielką wagę do wyświetlenia roli i zadań gospodarki wodnej w ogólnej gospodarce narodowej, zwłaszcza w dobie obecnego kryzysu, Redakcja pragnie zestawić na ten temat jaknajwiększą ilość głosów najwybitniejszych naszych specjalistów, hydrotechników i ekonomistów. Opinie tych specjalistów stworzą niewątpliwie poważny materiał, który będzie mógł się stać podstawą przy opracowaniu przez czynniki powołane szeroko pojętego programu gospodarki wodnej w naszym Państwie.

Dyskusję na temat powyższy Redakcja zapoczątkowała, umieszczając w Nr. 1 „Gospodarki Wodnej” artykuł prof. inż. M. Rybczyńskiego, b. ministra Rob. Publ., o roli dróg wodnych w dobie kryzysu. W Nr. 2, w artykule wstępnym zabrał głos jeden z najwybitniejszych naszych hydrotechników prof. dr. M. Matakiewicz, b. minister Rob. Publ. W numerze bieżącym umieszczamy następne głosy, udzielając miejsca znanemu naszemu ekonomście, b. ministrowi Rolnictwa prof. Z. Ludkiewiczowi oraz Dyrektorowi Biura Dróg Wodnych, b. prof. inż. E. Romańskiemu.

Prof. Zdzisław Ludkiewicz

Inwestycje wodne a kryzys gospodarczy

Inwestycje wodne bywają bardzo różnorodne, jednak z punktu widzenia polityki gospodarczej należy je podzielić na dwa działy, mianowicie na inwestycje prywatne i publiczne. Cechą charakterystyczną obu rodzajów jest to, iż są one obliczone na długie lata, często na setki lat, lub wogóle na cały okres istnienia danego społeczeństwa.

Zjawia się pytanie, jak w takim razie jest związek inwestycji wodnych z kryzysem gospodarczym, względnie z całym cyklem konjunktury.

Jeżeli przyjmiemy, że t. zw. długi cykl konjunktury trwa lat około 30, w ciągu którego okresu występuje długotrwała depresja, to widzimy, że inwestycje wodne mogą przetrwać kilka, a może nawet i kilkadziesiąt fal takiej konjunktury. Słowem, powierzchownie sądząc, inwestycje wodne nie powinny zależeć od kryzysów gospodarczych. A jednak mimo wszystko istnieje ścisły związek między obu zjawiskami.

Jeżeli chodzi o inwestycje prywatne, to regułą powszechną jest to, iż ilość ich zmniejsza się w okre-

sie kryzysu i depresji gospodarczej, to znaczy prywatne przedsiębiorstwa inwestują wogóle mniej kapitałów, niż w wysokiej konjunkturze i przez to nie wykonywują tych inwestycji wodnych, które mogłyby wykonywać w normalnych czasach. Łącznie z tem stare inwestycje często są zaniedbywane, albo wręcz porzucane.

Inaczej przedstawia się sprawa z inwestycjami publicznymi. Tylko w wyjątkowych razach dawniejsze urządzenia mogą być zaniedbane. Normalnie są one podtrzymywane i w mniejszym lub większym stopniu eksploatowane. Co się tyczy nowych inwestycji, to skala ich wykonywania może być różna, może nawet zdarzać się, że w okresie depresji gospodarczej ilość wykonywanych inwestycji wodnych publicznych znacznie zwiększa się w porównaniu z okresem dobrej konjunktury.

Zastanówmy się, skąd pochodzą te zjawiska.

Wracam do inwestycji wodnych prywatnych. Okazuje się, iż w okresie złej konjunktury nieraz wcale się one nie opłacają, a zawsze opłacają się gorzej, niż przy wysokiej konjunkturze. Zwykle też występuje trudność zdobycia kredytu prywatnego długoterminowego. W związku z tamtymi zjawiskami, w okresie kryzysu i depresji gospodarczej, występuje zahamowanie przedsiębiorczości poszczególnych jednostek. Jest to czynnik psychiczny, który wywiera silny wpływ na sposoby lokowania kapitałów. W okresie depresji gospodarczej mogą się gromadzić olbrzymie kapitały prywatne, uciekają one jednak od wszelkich inwestycji długotrwałych i wogóle są niezmiernie bojaźliwe, przerzucają się z jednego kraju do drugiego, z jednego banku do drugiego, lub chowają się do skrytek. W dzisiejszym momencie niektórzy ekonomiści obliczają, że suma kapitałów wędrownych dosięga już olbrzymiej cyfry 50 miliardów franków złotych. Nie mniejsze są i kapitały zteauryzowane. Rzecz prosta, jeżeli taką ilość kapitału odjąć od normalnych inwestycji, to na te ostatnie pozostanie już za mało pieniędzy.

Jak ta rzecz wygląda w praktyce, możemy przekonać się, dajmy na to, na przykładzie rozwijania się drenowania gruntów.

Dajmy na to rolnictwo przeżywa okres tak dobrej konjunktury, iż drenowanie może być zamortyzowane w ciągu lat 5. Wszyscy rzucają się do wykonywania tej meljoracji i gotowi są płacić nawet wysokie odsetki od zaciąganych na nią pożyczek. Jeżeli istnieje tani kredyt, to tem chętniej rolnicy wykonywują drenowanie. Kto ma własne pieniądze, chętnie je lokuje w tych inwestycjach.

W złej konjunkturze drenowanie może być również inwestycją opłacającą się, ale oczywiście zamortyzuje się w lat 10 lub 15 dopiero. Często jednak w tych warunkach koszt tej meljoracji jest bardzo niski, a można na nią uzyskać kredyt publiczny bardzo tani. Np. dzisiaj w Polsce koszt drenowania jest trzy razy niższy, niż lat temu 6. Jeżeliby Bank Rolny udzielał taniego kredytu, to okazałoby się, że drenowanie jest dobrym przedsięwzięciem: w pewnych razach bezpośrednio dawałoby ono duże odsetki od wyłożonego kapitału i pozwalałoby na szybką amortyzację zaciągniętej pożyczki, w innych znowu razach pod wpływem drenowania gospodarstwo deficytowe zamieniałoby się w pewnym stopniu na dochodowe.

Rzecz prosta, trafiać się będą wypadki, gdzie meljoracja ta w okresie depresji gospodarczej zupełnie nie będzie się kalkulowała. Nie jest to jednak bynajmniej regułą.

Mimo takiego układu stosunków widzimy, że prywatne inwestycje wodne w okresie depresji gospodarczej bardzo silnie się zmniejszają, albo nawet zupełnie ustają. Przyczyną tego jest występowanie wyżej wspomnianego czynnika psychicznego. Poszczególni przedsiębiorcy, przedewszystkiem więc rolnicy, wpadają w depresję psychiczną, tracą swoją dawniejszą rzutkość i przedsiębiorczość, tracą zaufanie we własne siły, przedewszystkiem zaś nie mają zaufania do innych ludzi, do tego, co tamci mówią i do czego ich zachęcają. Jest to czynnik bardzo wielkiej wagi, wpływający na zahamowanie wykonywania inwestycji wodnych prywatnych.

Inwestycje wodne publiczne są zwykle obliczone na dłuższe jeszcze okresy czasu, niż prywatne. Do nich należą: budowanie kanałów żeglownych, regulacja i uspławianie rzek, zabudowanie potoków górskich, obwałowanie brzegów rzek, budowa wielkich zbiorników wodnych, wielkie meljoracje podstawowe w zakresie osuszania gruntów, jak np. osuszanie błot, albo wydzieranie terenów zalanych przez płytkie wody morskie i t. d. Inwestycje te wykonywane są albo bezpośrednio przez państwo, albo przez związki samorządowe lub spółki wodne przy wielkiem poparcie państwa.

Natężenie wykonywania tego typu robót wodnych może w okresie kryzysu i depresji gospodarczej poważnie się zmniejszyć. Głównie pochodzi to stąd, iż rząd ma trudności budżetowe. Dochód społeczny się kurczy, przez to się zmniejsza dopływ podatków i innych dochodów do kas skarbowych i komunalnych. Trzeba więc robić oszczędności w budżecie państwowym i komunalnym, zaś najłatwiej jest ścinać pozycje, przeznaczone na wszelkie wogóle inwestycje.

Wiąże się z tem czynnik psychiczny. Tam bowiem, gdzie mężczyźni stanu poddają się ogólnej depresji psychicznej, nie wierzą w siły swego społeczeństwa, pesymizm ten wywiera wpływ na rozwój inwestycji publicznych jaknajgorszy. Ustają one zupełnie, albo zmniejszają się kilkakrotnie.

Można jednak obserwować i zjawiska odwrotne. Pomimo ogólnej depresji psychicznej, kierownicy nauki państwowej nieraz nie tylko jej nie ulegają, lecz, przeciwnie, wykazują tem większą energję i przedsiębiorczość, im depresja społeczeństwa jest silniejsza. Skutkiem takiego nastroju będzie m. in. podejmowanie wielkich robót publicznych. Chodzi o zatrudnienie bezrobotnych i o ożywienie życia gospodarczego.

W tych warunkach publiczne inwestycje wodne mogą przybrać wielkie rozmiary, dotychczas nawet niespotykane. Zjawiają się wtedy projekty śmiałe i wielkie, większe, niż w okresie dobrej konjunktury. Np. w Niemczech w okresie dobrej konjunktury mówiono o potrzebie budowy kanałów żeglownych dla przewozu statków o pojemności 1.000 t., dzisiaj zaś mówi się o potrzebie budowy kanałów dla statków 1.500 tonnowych. We Francji poważnie się mówi o potrzebie zatrudnienia bezrobotnych przy budowie kanału morskiego z Bordeaux przez Tuluzę do morza Śródziemnego. Takie gigantyczne projekty zjawiają

się w umysłach mężów stanu i polityków w okresie ogólnej depresji.

Najważniejszym jednak jest nie projekt, lecz jego wykonanie, a przynajmniej znalezienie sposobu jego wykonania. Zwykle jednak, nawet w okresie najgorszej konjunktury, wykonanie takich projektów nie jest niemożliwe, a co najdziwniejsze, jest tem łatwiejsze, im program inwestycji publicznych jest większy, rzecz prosta, do pewnych granic.

Żeby zrozumieć dlaczego tak jest, odsuńmy się na pewną odległość, ażeby widzieć cały obraz dzisiejszej sytuacji kryzysowej w przestrzeni i w czasie. Spójrzmy w ten sposób na stosunki polskie.

Polska posiada olbrzymie ilości rąk roboczych, ma też wielu zdolnych i wogóle należyte wykwalifikowanych inżynierów oraz posiada dostateczną ilość surowców. Wszystkie te czynniki istnieją w ogromnej ilości i czekają tylko aż się zjawi czynnik twórczy, organizujący. I oto wyobraźmy, iż rząd organizuje wielkie roboty publiczne.

Jest tylko jeden sposób finansowania tych robót w okresie kryzysu, mianowicie zadłużanie się Skarbu Państwa. Rozpoczyna się to od pewnej reflacji, czyli od powiększenia ilości tego lub innego rodzaju znaków płatniczych, a później zaciąga się pożyczki od społeczeństwa bezpośrednio, a jeszcze więcej pośrednio przez kasy oszczędności i banki. Tutaj zaś gromadzą się tem większe sumy, im większe są roboty publiczne. Jest to metoda wypróbowana, chociaż mało jeszcze przemyślana przez ekonomistów.

Powiedzmy, że tak trwa wykonywanie robót publicznych w ciągu lat 25, a suma długu publicznego z tego powodu wzrasta do cyfry 25 miliardów złotych. Być może nie trzeba będzie czekać tak długo, aż wejdziemy w okres wysokiej konjunktury, liczymy jednak, że naprawdę potrzeba na to aż całego pokolenia.

Gdy nastąpi wysoka konjunktura, ilość rozporządzalnych wolnych rąk roboczych będzie znacznie mniejsza. Być może wcale bezrobotnych nie będzie. W takim razie wielkie roboty publiczne będą musiały być przekształcone na normalne inwestycje publiczne, których życie bezpośrednio i pilnie wymaga.

Jeżeli wszyscy w Polsce będą produkcyjnie pracować, to, nie biorąc pod uwagę przyrostu ludności kraju, będziemy mieli dochód społeczny kilkakrotnie wyższy, niż dzisiaj. Zamiast więc dzisiejszych 9 miliardów rocznego dochodu, społeczeństwo polskie będzie rozporządzało 30, 40 lub może nawet 50 miliardami. Oprocentowanie i amortyzacja zaciągniętego na wielkie roboty publiczne długu będzie wynosiła około 1 miljarda złotych rocznie. Będzie to stanowiło 2 do 3% ogólnego dochodu społecznego. Normalne jednak wydatki państwowe i komunalne, przy tak wielkim dochodzie społecznym, będą zabierały procentowo znacznie mniej, niż dzisiaj w okresie silnej depresji gospodarczej. W rezultacie więc obciążenie obywateli będzie małe i będzie mogło być nawet powiększone wtedy, ażeby szybciej zamortyzować owe 25 miliardów. Jeżeli w ciągu całych tych lat 25 uda się utrzymać walutę na pożądanym poziomie, to cała sprawa będzie w 100% wygrana.

Patrząc na dany spłot zjawisk i stosunków z perspektywy czasu, możemy być pewni, że zawsze doj-

dziemy do okresu lepszej konjunktury, w której będziemy mogli amortyzować zaciągane pożyczki. Tymczasem same wielkie roboty publiczne na tyle ożywiają życie gospodarcze w okresie złej konjunktury, że nawet mogą zniwelować depresję gospodarczą. Możemy nawet sztucznie stworzyć dobrą konjunkturę. Na to jednak potrzebna jest wielka odwaga kierowników polityki gospodarczej większości krajów i porozumienie międzynarodowe.

Wkraczam tutaj w dziedzinę mało badaną, mianowicie w dziedzinę **polityki wielkich robót publicznych**. Jest to rzecz nowa, a obowiązkiem ekonomistów jest gruntowne przemyślenie i zbadanie tego zjawiska i danie odpowiednich wskazówek mężom stanu i politykom.

Moje własne badania dały mi dosyć jasny pogląd, z którego wynika, iż zachodzi ścisły związek wzajemny między polityką wielkich robót publicznych, a polityką finansową. Umiejętnie pokierowana polityka wielkich robót publicznych daje do rąk Ministrowi Skarbu olbrzymie sumy, które w dalszym ciągu mogą być zużywane na prowadzenie raz podjętej akcji. Wiąże się z tem jednak zagadnienie odplywu pieniądza z danego kraju zagranicę i temu trzeba umieć się przeciwstawić. Opanowując to zjawisko, można śmiało rozszerzać zakres robót publicznych, a finansowanie ich będzie tem łatwiejsze, im na większą skalę będą wykonywane.

Są to zagadnienia nietylko nowe, ale i trudne do zwięzłego przedstawienia. W artykule niniejszym nie mam miejsca na ich omówienie, wróć więc chyba do tego zagadnienia innym razem.

Ze wszystkich inwestycji publicznych, jakie mogą być wykonywane w okresie depresji gospodarczej, najlepsze są roboty ziemne, a więc inwestycje wodne i drogowe. Pochodzi to stąd, iż zatrudnia się przy tych pracach bardzo dużo niewykwalifikowanych pracowników. Depresja gospodarcza zmusza specjalistów do chwytania się wszelkich prac, byleby tylko przeżyć. Trzeba więc wtedy mieć dużo roboty dla niewykwalifikowanych robotników, gdyż dajmy na to ślusarz lub kowal, niezatrudniony w swoim fachu, a szukający pracy jakiegobądź, jest tak samo niewykwalifikowanym robotnikiem, jak i robotnik rolny, niemający zajęcia w swoim zawodzie. Dać mu łopatę lub kilof do ręki, albo kazać mu pchać po szynach wózek napełniony ziemią, będzie on to robił, może bez entuzjazmu, ale z dobrym skutkiem.

Pozatem roboty ziemne nie wymagają zwykle sprowadzania ani maszyn, ani surowców z zagranicy, to więc ułatwia ich finansowanie.

Można wyliczyć długi szereg zalet ziemnych robót publicznych, kwalifikujących je najbardziej do wykonywania w okresie depresji gospodarczej. Byłoby to jednak wyłamywaniem drzwi otwartych, wiemy o tem wszyscy bardzo dobrze.

Konkluzja artykułu niniejszego jest następująca: Każde społeczeństwo może i powinno oczekiwać od rządu wielkiego wysiłku w zakresie zorganizowania tem większych robót publicznych, im bardziej pogłębia się depresja gospodarcza. Polityka finansowa rządu musi być prowadzona wtedy w ten sposób, ażeby stworzyć możliwość wykonywania robót na skalę, potrzebną do opanowania bezrobocia. Obliczyłem, że dla dzisiejszego momentu trzeba dać społeczeństwu

polskiemu 140 do 150 milionów dniówek pracy rocznie na robotach publicznych na placu. W takim razie nasze bezrobocie miejskie i wiejskie będzie już prawie zażegnane. Licząc na jedną dniówkę 3 do 4 zł. wynagrodzenia robotnika i tyleż wszelkich innych kosztów, musimy mieć na roboty publiczne około miljarда złotych rocznie.

Inż. Edward Romański

Rozważania o programie w dziedzinie prac wodnych

Kraj nasz przecina ogromna sieć rzek, szarpiących w swym nieuregulowanym biegu najbogatsze nieraz ziemię. To rujnowanie terenów postępuje ze wzrastającą szybkością, a nasze roboty wodne są zupełnie niewystarczające, by opanować ten żywioł lub chociażby nie dać mu się w jego niszczącej potędze rozrastać.

Sprawa przedstawia się wręcz rozpaczliwie wobec powtarzających się powodzi, które powodują już nie stopniowe uszkodzenia, lecz klęskę zniszczenia — nieraz doszczętnego — całego dorobku ludności na rozległych obszarach najbardziej żyznych naszych dolin, a ponadto niszczą środki komunikacyjne i osiedla ludzkie.

Wiele milionów hektarów ziemi wymaga uregulowania stosunków wodnych, które to uregulowanie (przeważnie odwodnienie) jest nieodzownym czynnikiem zwiększenia wartości terenów, jest pierwszym krokiem w kierunku ich opanowania i okultywowania.

Natura wytyczyła na terenie naszego Państwa główne kierunki szlaków wodnych o wielkim ekonomicznym i strategicznym znaczeniu, których nie możemy wykorzystać w pełni, gdyż prawie wcale nie prowadzimy robót regulacyjnych, a nawet nie konserwujemy w dostatecznym stopniu już wykonanych budowli.

Nie mówię o tem, że kwestja wyzyskania sił wodnych znajduje się u nas w pieleszach, jakgdyby dla kraju naszego zbyt dużą była energia.

Taki stan rzeczy nasuwa logiczny wniosek, że prawdziwe zagospodarowanie kraju musi być rozpoczęte od uporządkowania gospodarki wodnej, a w pierwszym rzędzie od opanowania wód i przeciwdziałania ich szkodliwym wpływom.

Tego wymaga nasze rolnictwo, komunikacje, przemysł, bezpieczeństwo, zdrowotność.

Nie ulega wobec tego najmniejszej wątpliwości, że niezależnie od tego, czy społeczeństwo całe już dobrze rozumie nasze zagadnienia wodne, czy nie, one są aktualne.

Nie ulega również najmniejszej wątpliwości, że roboty wodne muszą być u nas prowadzone i będą prowadzone na większą skalę, bo przecież nie możemy dopuścić świadomie do zniszczenia majątku społecznego, do niszczenia dorobku całych pokoleń. A gdybyśmy nawet nie mieli świadomości potrzeby tych robót, to i wtedy byłyby one prowadzone, bo zwyczajny strach przed ostatecznym zniszczeniem zmusiłby nas do obrony. W tym ostatnim wypadku roboty prowadzone byłyby oczywiście bardzo nieracjonalnie.

Na szczęście świadomość potrzeby robót wodnych szybko wzrasta w najszerzych warstwach społeczeństwa, a stąd wypływa, że nie dopuścimy do systema-

Prof. Matakiewicz w ostatnim numerze „Gospodarki Wodnej” poruszył zagadnienie potrzeby stworzenia programu gospodarstwa wodnego w Polsce. Nasi czołowi technicy wodni powinni zabrać się istotnie do opracowania tego programu, powinni oni jednak wziąć pod uwagę zagadnienie związku jego z kryzysem gospodarczym.

tycznego dziczenia naszych rzek i potoków, że już wkrótce rozpoczniemy planową walkę z żywiołem wodnym, by go ujarzmić i siłę jego na korzyść ludzką obrócić.

Przystąpienie do tej akcji wymaga opracowania programu robót.

Mamy wprawdzie szereg prac, dotyczących robót wodnych w postaci projektów regulacji Wisły, projektów wielkich kanałów, w postaci częściowych programów etc., lecz nie stanowią te prace w sumie opracowanego jednolicie nowszego, ramowego programu robót wodnych.

Mówimy o ramowym programie robót wodnych lub, jeśli kto woli, o ogólnym (czy też generalnym) programie gospodarki wodnej z tego powodu, że nie byłoby naszym zdaniem celowym ograniczać się do stworzenia poszczególnych, niezwiązanych ze sobą programów dla różnych gałęzi gospodarki wodnej, jak meljoracje, regulowanie rzek, wyzyskanie sił wodnych etc.

I owszem takie programy mogą, a nawet powinny istnieć, ale jeśli opracujemy, naprz., program regulacji naszych rzek, to zobaczymy, że poruszamy przez to jednocześnie i kwestje meljoracyjne i sprawy żeglugi, w innych zaś wypadkach kwestje sił wodnych, ochronę od zalewów osiedli, ochronę środków komunikacyjnych etc. Przychodzimy więc do wniosku, że poszczególne programy w dziedzinie gospodarki wodnej muszą być między sobą uzgodnione, a razem muszą stanowić jako całość — ogólny program gospodarki wodnej.

Jest kwestją podstawową, w jakich ramach ten program musi być zakreślony, czy ma objąć podstawy wszystkich robót wodnych w kraju, czy też musi być szerszy i odpowiadać realnym możliwościom w najbliższej przyszłości. Takich mniejszych programów opracowano było już dość dużo tak w dziedzinie meljoracji, jak w dziedzinie budownictwa wodnego wogóle.

Były tu i dwuletnie, i sześcioletnie, i dziesięcioletnie programy. W tych mniejszych programach, często opracowywanych w bardzo krótkim czasie, nie udawało się oczywiście uwzględnić wszystkich potrzeb. Z konieczności całe kompleksy robót musiały być opuszczane z tego powodu, że środki nie pozwalają na ich wykonanie, rozpoczęcie zaś robót wodnych bez widoków na wykończenie ich jest niecelowe. Wobec tego podobny zmniejszony sztucznie program nie odzwierciedla całości potrzeb Państwa, zaspokajając jedynie chwilowe potrzeby robót dla zatrudnienia bezrobotnych, drużyn ochotniczych etc.

Przychodzimy do wniosku, że należy opracować ramowy program gospodarki wodnej, wykonanie którego będzie obliczone na dłuższy okres czasu, program,

uwzględniający możliwie całokształt potrzeb w tej dziedzinie. W programie tym układać się będą mniejsze, poszczególne programy. Długość okresu robót programowych zależy jest, oczywiście, od realnych możliwości, nie można jednak bez zastrzeżeń założyć długość jego, jako funkcję rocznych możliwych wydatków, można byłoby bowiem w tym wypadku przyjść do absurdu, bo zbyt długi okres byłby nierealnym ze względów możliwości finansowych (a czasami również technicznych).

Nie możemy wykonać, naprz., całego naszego programu wodnego w ciągu 3 lat, nie możemy również rozciągać na 200 lat, bo to jest prawie (praktycznie biorąc) nieskończoność, bo już pierwsze budowle byłyby zniszczone, lub conajmniej przestarzałe z chwilą ukończenia ostatnich budowli. Dlatego mówi się często o programach 30, 50, 60-letnich i dłuższych. Osobiście, przyjmując pod uwagę właśnie realne możliwości, nie uważałbym za możliwe wykonanie zasadniczego programu wodnego w okresie krótszym, niż 50 — 60 lat, i to przy intensywnej pracy.

Powstałoby pytanie, czy jesteśmy w stanie przerobić celowo rocznie znaczniejsze sumy w budownictwie wodnym.

Profesor Dr. M. Matakiewicz (Nr. 2 „Gospodarki Wodnej“) przychodzi do wniosku, że budżet roczny robót wodnych musi wynosić 100 milj. zł. Nie wdaję mi się ta cyfra za wielką, a zdanie swoje opieram na obecnych pracach, przy których roboty wodne tylko Ministerstwa Komunikacji wynoszą około 25 milj. zł. Jeżeli roboty Ministerstwa Rolnictwa i Reform Rolnych ocenię na 15 milj. zł., to mielibyśmy do przerobienia w roku bieżącym na roboty wodne (i meljoracyjne) około 40 milj. zł. Zupełnie jest jasnym, że z 40 milj. zł. przejść w ciągu stosunkowo krótkiego nawet okresu czasu na 100-miljonowy budżet jest pod względem technicznym i organizacyjnym zupełnie możliwe, czyli kwota 100 milj. zł. rocznie pod tym względem nie jest za wielką. Opracowanie całego programu i jego podsumowanie wykaże nam czy się mieścimy przy tem założeniu w 50, czy też w 60 latach (które zakłada Prof. Dr. M. Matakiewicz).

Jestem stanowczym przeciwnikiem ustalenia zbyt szczyptych kwot rocznych na budowle wodne.

Przedewszystkiem należy zupełnie odseparować roczny normalny budżet na utrzymanie dróg wodnych i normalną konserwację budowli od budżetu inwestycyjnego. Możliwym to będzie wtedy, gdy normalny roczny budżet będzie wystarczający, nie będzie wtedy tendencji pokrycia wydatków na utrzymanie ze środków inwestycyjnych.

Wogóle trudno mówić poważnie o inwestycjach, jeśli niema pieniędzy na utrzymanie już istniejących budowli. Dlatego też, jeśli normalne potrzeby budżetowe wynosiłyby, dajmy na to, — 20 milj. zł. rocznie, to nie można mówić, że przeznaczamy na budżet normalny 5 milj. zł., na inwestycje zaś programowe 15 milj. zł.

100 milj. zł. rocznie na inwestycje wodne — jest kwotą realną i nawet przy naszych skromnych budżetach nie jest za wielką.

Wydawanie zbyt małych sum na budownictwo wodne prowadzi w końcowym wyniku do wielkich strat w majątku narodowym.

Technik jest odpowiedzialny za zagadnienia swojego fachu i musi uświadomić sfery miarodajne i społeczeństwo o celowości, o konieczności robót wodnych, musi ostrzegać przed zaniedbaniem tej dziedziny, przed lekceważeniem, przed straceniem gospodarki wodnej na ostatni plan.

Dziś być może mamy sprzyjający moment dla rozpoczęcia wielkich robót inwestycyjnych, bo musimy zatrudnić dużo roboczych rąk, a zatrudnienie ich w budownictwie wodnym, niezależnie od czasów, krajów i rządów, uznane jest powszechnie za najbardziej celowe. Niema tu żadnego ryzyka: każdy kilometr uregulowanej rzeki, każdy kilometr wału, każdy zmeljorowany hektar ziemi, każdy kilowat wydobytej z wody energii — wzbogaca kraj.

Po kilkunastu latach, kiedy kryzys minie, okaże się, że kraj uzyskał za czasów „kryzysowych“ wielkie nowe obszary dla kolonizacji, najtańszy środek lokomocji w postaci drogi wodnej, zabezpieczył się zapomocą wałów i zbiorników od klęski powodzi, uzyskując nadto nowe źródła taniej energii. Czyli za czasów kryzysu potrafił nietylko złagodzić klęskę bezrobocia, lecz stworzył nowe podstawy dla walki ekonomicznej, która bezwzględnie będzie zaostrzona w dobie „wysokiej konjunktury“. Słowem za czasów kryzysowych kraj się wzmocnił i wzbogacił. Są to cele doniosłe i ponętne i tą drogą musimy pójść.

I tu nam jest również potrzebny wspomniany wyżej program gospodarki wodnej. Nic nie szkodzi, że stworzymy program taki, który w chwili obecnej wyda się nam za obszerny. Prace, obliczone na dziesiątki lat, prace, skutki których odbijają się na szeregu pokoleń, takie prace nie mogą być wykonywane na podstawie programu dzisiejszego dnia, a chociażby programu paruletniego. Trzeba znaleźć w programie właściwą perspektywę przyszłości, która prowadzić ma całe pokolenia do celu.

Z tego wielkiego programu czerpać będziemy materiały dla robót w mniejszym zakresie, dla programów poszczególnych, dla różnych robót lokalnych. To nas ochroni od marnowania środków, od wielokrotnych przeróbek już wykonanych robót, przekształceń i dopasowań poszczególnych programów, które to bezużyteczne roboty, musiałyby mieć miejsce, gdyby nie był opracowany program generalny.

Nie mam zamiaru omawiać tu szczegółów programu gospodarki wodnej — ograniczam się jedynie do luźnych uwag, oczywiście niewyczerpujących.

Pragnąłbym dodać jeszcze, że, mojem zdaniem, program taki nie powinien być zbyt szczegółowy, oparty jednak musi być na możliwie sprawdzonych technicznych i ekonomicznych danych. Szczególnie dotyczyłoby to robót kapitalnych, jak regulacja Wisły, jak program zbiorników retencyjnych, jak droga wodna Bałtyk — Czarne Morze etc.

Te wielkie naprawdę zagadnienia nie mogłyby wejść do ogólnego programu bez odpowiedniego uprzedniego przepracowania.

Pomimo dużych trudności przy ułożeniu wspomnianego generalnego programu musi być on opracowany w krótkim czasie, gdyż w przeciwnym wypadku powstrzymałby mógł rozwój robót wodnych.

Praca nad tym programem musi być rozpoczęta jeszcze w roku bieżącym.

O możliwościach prognozy wezbrań

UWAGI WSTĘPNE

Katastrofa powodzi, która w lipcu 1934 r. nawiedziła dorzecze górnej Wisły, obudziła również zainteresowanie sprawą służby informacyjno - ostrzegawczej wogóle, a prognoz powodziowych w szczególności. Dające się słyszeć w tym kierunku głosy dowiodły jednak, że sprawa powyższa w gruncie rzeczy znaną jest tylko szczupłemu gronu fachowców, zajmujących się nią bezpośrednio — i że poza tym poglądy na tę ważną kwestję są niedostatecznie skrytalizowane.

Tem potrzebniejszą więc rzeczą staje się rozpozszechnienie znajomości warunków, w jakich się działalność powyższej służby odbywa, zaś najwłaściwszym tłem tego przedstawienia rzeczy będzie obszar, który ostatnio stał się widownią kłęski powodzi; rozgałęziona sieć jego wód dostarcza bowiem najobszerniejszego materiału spostrzeżeń i doświadczeń, zarazem zaś — ze względu na daleko sięgające skutki przyboru tych wód — zasługuje na szczególną uwagę z punktu widzenia sygnalizacji i prognozy wezbrań.

W pierwszym rzędzie uwzględniono przytem powodzie letnie (deszczowe), których gwałtowność wymaga szczególnie sprawnego działania sygnalizacji; warunki prognozy powodzi wiosennych (roztopowych) omówiono oddzielnie.

DORZECZE WISŁY, JAKO PRZYKŁAD ZŁOŻONEGO PRZEBIEGU WEZBRAŃ RZEK GÓRSKICH

Proces kształtowania się fali wezbrania Wisły przy ujściu każdego z dopływów położonych na wschód od Skawy (wyjąwszy San — o czym niżej) charakteryzuje się tem, że nadpływająca zgóry fala Wisły jeszcze przed osiągnięciem swej wysokości kulminacyjnej natrafia na kulminację dopływu. Ponieważ zaś fala rzeki głównej, niezasilana na pewnym odcinku, traci stopniowo część energii i okazuje tendencję obniżenia i spłaszczenia swego wierzchołka, podczas gdy szczyty fal dopływów odznaczają się bardzo silnym i nagłym wzniesieniem — więc o momencie pojawienia się kulminacji Wisły w punkcie jej zbiegu z dopływem decyduje w regule kulminacja dopływu. Zasadniczo ma się na górnej Wiśle do czynienia z dwiema oddzielnymi falami: z falą połączonych wód Soły i Skawy (przy mniejszym udziale Małej Wisły) — i z falą, powstającą pod wpływem następnej grupy dopływów, obejmującej Rabę, Dunajec i Wisłokę, z wyraźną przewagą Dunajca.

Wobec tego, kulminacyjna objętość przepływu Wisły np. przy ujściu Dunajca składać się będzie w regule: z objętości odpowiadającej pewnemu punktowi rosnącej fali górnego odcinka Wisły — i z kulminacyjnej objętości Dunajca.

Naturalnie już sama różnorodność zjawisk opadowych wskazuje na to, że stosunek udziału Wisły i udziału dopływu w objętości sumarycznej może się wahać w dość szerokich granicach: przy silniejszych (względnie także wcześniejszych) opadach w zachodniej części dorzecza udział górnego biegu Wisły np. przy ujściu Raby będzie stosunkowo większy, zaś przy

skoncentrowaniu opadów w części środkowej — stosunkowo mniejszy. W pierwszym z tych wypadków zdarzyć się może, że szczyt fali wiślanej minie ujście Raby, nie doznając zwykłego przyspieszenia; nie zdarza się to natomiast nigdy przy ujściu Dunajca.

San odgrywa w wezbraniach Wisły rolę odmienną, niż pozostałe górskie dopływy: fala jego, zdążając ku ujściu do Wisły z odległych obszarów karpackich, natrafia w dolnej części biegu na rozległy obszar nizinny, co wstrzymuje jej postęp i obniża wysokość; wskutek tego kulminacja Sanu dociera do Wisły już po przejściu szczytu fali wiślanej, wytworzonego przy ujściu Dunajca, a przyspieszonego jeszcze czasem przez Wisłokę. San nie posiada więc wpływu na t e r m i n pojawienia się kulminacji Wisły, zaś jego oddziaływanie na w y s o k o ś ć tej kulminacji zależy od poziomu, jaki w danym momencie zdążył już osiągnąć jego opóźniony przybór.

Już z tego krótkiego przedstawienia rzeczy wynika, że przebieg wezbrania Wisły wzdłuż jej górnego biegu nie jest wcale we wszystkich wypadkach jednolity, zaś jego rozmiar może wzmacniać się lub słabnąć z biegiem rzeki, zależnie od udziału poszczególnych części dorzecza.

Tak np. powódź 1903 r., która wywołała pamiętny wylew Wisły w Krakowie, była w zachodniej części dorzecza o wiele silniejsza od następnej wielkiej powodzi r. 1909; natomiast Dunajec, a w jeszcze wyższym stopniu San i Wisłoka, wezbrały w r. 1909 znacznie silniej, niż w 1903. W związku z tem kulminacyjne odczyty w r. 1909, rosnąc wzdłuż biegu Wisły, zrównały się ze stanami w r. 1903 przy ujściu Wisłoki, a przewyższyły je przy ujściu Sanu: najwyższy stan 1903 r., poniżej ujścia Skawy (w Tyńcu) w y ś s z y o 124 cm od najw. stanu 1909, był poniżej ujścia Sanu (w Chwałowicach) o 20 cm od niego n i ż s z y.

Wahania, analogiczne do zmian wysokości kulminacyjnych wzdłuż biegu Wisły, dają się też obserwować wzdłuż jej górskich dopływów. Na przebieg powodzi składa się więc szereg zmiennych czynników, nie dających się ująć w jednolity schemat.

PROGNOZA WEZBRAŃ NA PODSTAWIE DAT WODOWSKAZOWYCH

Prognoza stanów wody, oparta na sygnalizacji dat wodowskazowych polega w najprostszym wypadku, — iak wiadomo — na tem, że z szeregu obserwacji oznaczamy wzajemny związek, jaki zachodzi pomiędzy stanami wód mierzonemi w dwu stacjach wodowskazowych A i B oraz — długość czasu (t), w jakim szczyt fali wezbrania przebywa odległość od A do B.

Tego rodzaju związek istnieje jednak w odniesieniu do dwóch stacyj wodowskazowych jedynie wówczas, gdy na dzielącej je przestrzeni proces wezbrania nie ulega zmianie, czyli — gdy stacje te nie są rozdzielone dopływem, zmieniającym rozmiar i przebieg powodzi. W przeciwnym razie poziom rzeki głównej poniżej ujścia dopływu zależy nietylko od jej

poziomu w odcinku poprzednim, lecz także — od stanu dopływu; może więc być przewidziany jedynie na podstawie kombinacji dat sygnalizowanych z górnych odcinków obydwu rzek.

Aby przewidzieć np. najwyższy poziom, jaki przy obserwowanym wezbraniu osiągnie Wisła przy ujściu Raby, należy zgóry oznaczyć:

moment, w którym szczyt fali Raby znajdzie się przy jej ujściu do Wisły, oraz — przypuszczalną wysokość tego szczytu,

wysokość, jaką w tymże momencie i punkcie osiągnie fala Wisły, postępująca od ujścia Skawy ku ujściu Raby,

efekt, jaki wyniknie ze spotkania się dwu oznaczonych powyższym sposobem poziomów — rzeki głównej i jej dopływu.

Na wybór stacji, sygnalizujących stan wody dopływu, wpływa względem dwójki: z jednej strony stacja taka, aby dać wiadomość jaknajszyszą, powinna leżeć możliwie daleko od ujścia, z drugiej zaś — powinna obejmować dorzecze dość wielkie i tak ukształtowane, aby z dostarczonych przez nią dat można było wnioskować o przebiegu fali w końcowym odcinku dopływu. Przy rozgałęzionej sieci wód (jak np. w dorzeczu górnej Wisły) stwarza to dodatkową komplikację, gdyż dopływ drugorzędny oddziałuje na dopływ pierwszorzędny w sposób podobny, jak tenże pierwszorzędny dopływ na rzekę główną. Typowy przykład pod tym względem stanowi rz. Biała, która w pewnych warunkach może podnieść kulminację Dunajca o kilkadziesiąt cm i przyspieszyć ją o kilka godzin; oddziaływanie to powinno być oczywiście wzięte w rachubę przy przewidywaniu wpływu wezbrania Dunajca na falę Wisły. Poza to wysokość wezbrania Dunajca zależy od stanu wody Popradu — nasilenie powodzi na Wisłocze zmienia się również z biegiem rzeki, w zależności od rozkładu opadów — i t. p. Stany wody, sygnalizowane z górnej partji dopływu, nie są więc jeszcze ostatecznie miarodajne dla jego oddziaływania na przybór rzeki głównej.

Powyżej ograniczono się do prognozy stanów kulminacyjnych. W praktyce wymaganym jest jednak wydawanie ostrzeżeń w miarę postępu wezbrania, przed osiągnięciem jego kulminacji, co wymaga szczegółowej analizy wzajemnych związków stanów wody w rozmaitych fazach wezbrania. Związki te nie dadzą się przedstawić w kształcie jednej linii i układają się podczas wzrostu fali odmiennie, niż podczas jej opadania¹⁾.

W tych warunkach samo ustalenie zasad prognozy dla pewnej sieci wód stanowi z natury rzeczy w każdym oddzielnym wypadku przedmiot gruntownego studjum, zaś wprowadzenie w życie takiego systemu ostrzeżeń wymaga prócz utworzenia odpowiednio gęstej sieci sygnalizacyjnej, także wyszkolenia personelu, rozmieszczonego po stacjach zbiorczych i przygotowanego do wyciągnięcia wniosków z dat napływających w miarę postępu powodzi.

PROGNOZA, OPARTA NA WARTOŚCIACH OBJĘTOŚCI PRZEPŁYWU.

Znając związek pomiędzy stanami wody a sekundowymi objętościami przepływu w trzech sta-

¹⁾ Por. referat **Inż. St. Siebauera**, wygłoszony na Konferencji powodziowej Stowarzyszenia Członków Kongresów Gospodarki Wodnej (Gospodarka Wodna, Nr. 2 z 1935 r.)

acjach: a) na rzece głównej powyżej ujścia dopływu, b) na dopływie w pobliżu ujścia, c) na rzece głównej poniżej ujścia dopływu — można na podstawie stanów wody, sygnalizowanych ze stacji a) i b) oznaczyć przewidywany stan wody w stacji c) na podstawie równania:

$$Q_a + Q_b = Q_c$$

w którym: Q_a , Q_b i Q_c oznaczają sekundowe objętości przepływu w odnośnych profilach przy stanach korespondujących¹⁾, oznaczonych przez: H_a , H_b i H_c .

Na podstawie sygnalizowanych stanów: H_a i H_b oznacza się na odnośnych krzywych konsumcyjnych wartości Q_a i Q_b , następnie odszukuje się na krzywej konsumcyjnej (c) stan H_c odpowiadający wartości $Q_c = Q_a + Q_b$. Znajomość chyżości postępu fali na odnośnych odcinkach rzecznych pozwala określić również termin pojawienia się danego stanu wody.

Sposób ten, w zasadzie idealnie prosty, napotyka w praktyce na duże trudności — przedewszystkiem dlatego, że ustalenie krzywych konsumcyjnych w miarodajnych profilach aż do stanów najwyższych jest zadaniem, dającym się zrealizować tylko w szczególnie sprzyjających warunkach, zaś usystematyzowanie prognozy tego typu w rozgałęzionej sieci wód wymagałoby znajomości całego szeregu takich krzywych, ustalonych i stale kontrolowanych. Poza to metoda ta da się zastosować jedynie do przekrojów regularnych i możliwie zwartych, w których proces napełniania i opróżniania obszarów inundacyjnych nie zakłóca stałości związku pomiędzy stanem wody a objętością przepływu.

PROGNOZA NA PODSTAWIE DAT OPADOWYCH

Trudność, jaką dla dostatecznie szybkiego przesyłania ostrzeżeń powodziowych wódł rzeki przedstawia gwałtowność przyboru wód górskich, nasuwa automatycznie myśl wykorzystania dla celów prognozy, w miejsce dat wodowskazowych — dat wysokości opadu. Wsuwane jednak w tym kierunku ogólnikowe projekty nie wchodzą naogół bliżej w kwestję zrealizowania prognozy tego rodzaju; co najwyżej mówią o sygnalizowaniu dobowych opadów, przekraczających pewną konwencjonalną normę, np. 50 cm.

Że takie przyjęcie byłoby bezwzględnie niewystarczającym, tego dowodzi chociażby świeży przykład powodzi 1934 r.

W dniu 15 lipca 1934, na całym obszarze dorzecza górnej Wisły zaledwie kilka stacji zanotowało opad, przenoszący — i to nieznacznie — 50 mm; na obszarze najgroźniejszym z punktu widzenia wezbrania, to jest w górskim dorzeczu Dunajca, ani jedna stacja nie zanotowała w dniu tym opadu wyższego nad kilkanaście mm. Norma została przekroczona dopiero w ciągu następnej doby, t. j. dn. 16.VII, w którym to dniu opad osiągnął od razu wyjątkową wysokość — tak, że w przeciągu kilkunastu godzin klęska powodzi objęła dorzecze o obszarze kilkadziesiąt tysięcy km². Ponieważ zaś opad danego dnia jest mierzony dopiero następnego dnia rano, więc na po-

¹⁾ Przy ustalaniu równań tego typu należy oczywiście uwzględnić różnice czasu, potrzebne do przebycia przez falę drogi od a do c, jak również zasilenie objętości przepływu, odpowiadające przyrostowi dorzecza pomiędzy punktami a i c, oraz b i c.

wyższej zasadzie np. Nowy Sącz pierwszą wiadomość o przekroczeniu granicznej wysokości opadu otrzymałby dopiero w kilka godzin po przejściu kulminacji fali Dunajca, którą obserwowano tam dn. 17.VII o 5 rano.

W tym stanie rzeczy nie zmieniłoby nic także obniżenie normy do 40 mm, lub nawet do 30 mm — które w innych wypadkach byłoby często powodem fałszywych alarmów. Nie można też zapominać, że ten sam opad może w różnych warunkach wywołać zupełnie rozmaite skutki.

Zatem, nie mówiąc narazie o właściwej prognozie ilościowej, należy stwierdzić, że nawet najogólniejsze ostrzeżenie o groźbie nadciągającej (względnie — możliwej) powodzi wymagałoby sygnalizowania opadów, przekraczających określone natężenie w określonej ilości godzin — tem mniejszej, im mniejszy obszar obejmowałoby dorzecze, zasilające dany dopływ lub jego odcinek, przytem, wobec niejednorodnego rozkładu opadu w górach, tylko dostatecznie duża ilość punktów sygnalizujących mogłaby dać właściwy obraz sytuacji.

Przejsię od takiego ogólnego obrazu do właściwej prognozy powodziowej wymagałoby rozstrzygnięcia, jaki stan wody (względnie — sekundo-objętość przepływu) w danym punkcie rzeki odpowiada skonstruowanej wysokości opadu na zasilającym ten odcinek obszarze.

Związek pomiędzy opadem a odpływem określa się zazwyczaj, porównując ilość opadów pewnego okresu z ilością odpływu w odpowiednim okresie. Przy obliczaniu odpływu wezbranych wód można zestawiać np. opad kilku- lub kilkunastodniowego okresu, wyznaczony na podstawie izohjet, z całkowitą objętością fali przepływu, przedstawioną jako powierzchnia odpowiednio skonstruowanego djagramu. Tym sposobem otrzymuje się współczynnik odpływu powierzchniowego dla danego okresu. Natomiast obliczenie maksymalnego odpływu sekundowego (względnie — odpowiadającego mu stanu wody) musi opierać się na mniej lub więcej dowolnych założeniach i może nawet w najlepszym razie dać tylko pewne przybliżenie. Skoro zaś obliczenia, oparte na sprawdzonych wynikach obserwacyjno - pomiarowych nie dają jeszcze dostatecznej gwarancji pewności, to w jeszcze wyższym stopniu odnosi się to do obliczeń doraźnych, przeprowadzanych dla celów prognozy w pośpiechu, w miarę stopniowego napływania dat — bez możliwości osądzenia, czy chwilowy układ atmosferyczny nie zmieni się z godziny na godzinę, ewentualnie — w jakim kierunku. Nawet najogólniejsze zorientowanie się w możliwych skutkach sygnalizowanych opadów wymaga poprzedniego zanalizowania obserwowanych dawniej wezbrań, pod kątem widzenia związku pomiędzy opadem a odpływem — oddzielnie dla każdego dorzecza, przy uwzględnieniu różnorodnych warunków powstawania wezbrań na tle układu zjawisk atmosferycznych. Wnioski wysnute z analizy typowych zjawisk tej kategorii dałyby się następnie zastosować do prognozy drogą analogji — przyczem jednak ostateczny rezultat nie zawsze stałby w odpowiednim stosunku do nakładu pracy, potrzebnego przy przeprowadzeniu żmudnych i skomplikowanych obliczeń.

Praktyczne zastosowanie takich metod prognozy ograniczy się więc do tych wypadków, w których mały stosunkowo obszar dorzeczy, mała długość zbiegających się ścieków i niewystarczająca odległość chronionego obiektu od ogniska opadów, dają datom opadowym jako podstawie przewidywań powodziowych przewagę nad datami wodowskazowemi.

Bez względu na takie czy inne warunki, sygnalizacja opadowa zachowuje znaczenie dla ogólnych ostrzeżeń o możliwości powstania powodzi; jednak wnioskowanie o przypuszczalnych skutkach opadów o danym rozkładzie i natężeniu wymaga gruntownej znajomości rzeczy i bardzo starannego opracowania materiału.

ODRĘBNOŚĆ WYMAGAŃ PROGNOZY W ODNIESIENIU DO WEZBRAŃ WIOSENNYCH

Z punktu widzenia prognozy, wezbrania wiosenne (roztopowe) różnią się od letnich (deszczowych) głównie tem, że ich zasięg i nasilenie daje się w przybliżeniu ocenić już na dalszą metę, na podstawie obserwacji pogody w okresie zimowym. Biorąc najogólniej, każda ostra, długa i obfitująca w opady zima stwarza warunki, sprzyjające silnemu wezbraniu topniejących wód, na co wpływa przede wszystkim: grubość warstwy śniegu zalegającej dorzecze i jej wydajność (ekwiwalent wody), następnie — stopień zamarznięcia gruntu, oraz poziom i stan zamarznięcia rzek. Śledzenie przebiegu pogody ku końcowi zimy oraz meteorologiczne prognozy pozwalają ocenić również przypuszczalną porę wezbrania, wskutek czego można zgóry przygotować w ogólnych ramach środki bezpieczeństwa, nie przesądzać jeszcze rozmiaru powodzi. O rozmiarze tym decyduje bowiem ostatecznie — caeteris paribus — przebieg pogody w samym okresie odwilży: np. nagły i powszechny wzrost temperatury i równoczesne opady w części dorzecza zwiększają niebezpieczeństwo powodzi, podczas gdy powolne i nieregularne ocieplenie zmniejsza je niekiedy w bardzo znacznym stopniu.

W przeciwieństwie do powodzi letnich, powodzie wiosenne zagrażają przede wszystkim obszarom nizinnym i płaskowyżowym, gdzie odwilż ogarnia naraż wielkie obszary i pobudza do działalności całą sieć wodną. Przybór wody nie przenosi się miarowo zgóry wdół rzeki, lecz pozostaje pod wpływem procesu tajania w obszarach sąsiadujących bezpośrednio z danym odcinkiem rzeczonym i współdziałania większych i mniejszych ścieków danego obszaru — może więc osiągnąć kulminację w dolnej partji rzeki wcześniej, niż w górnej.

Trudności, jakie dla prognozy wezbrań wiosennych przedstawia nieregularny przebieg wezbrań, potęguje niekiedy w znacznym stopniu powstawanie zatorów. Istnieją wprawdzie metody zapowiadania także stanów zatorowych¹⁾, lecz mnogość oddziaływających na te objawy czynników jest tak znaczna, zaś proces powstawania zatoru nieraz tak skomplikowany, że zapowiedziom tego rodzaju nie można stawiać zbyt wysokich wymagań. Wskazaniem jest tutaj jak-

¹⁾ Zob. inż. W. Kollis — „Nowe prądy w dziedzinie prognozy zjawisk hydrologicznych”. Biuletyn Towarzystwa Geofizyków w Warszawie — Zeszyt 9/10 — Warszawa, 1934.

najbardziej obserwowanie przebiegu zejścia lodów i ewentualnego gromadzenia się kry nie tylko przez obserwatorów wodowskazowych stacji sygnalizacyjnych, lecz przez służbę rzeczną w ogóle, a to zwłaszcza w tych miejscach, gdzie np. płycizny przekrojów, ich nieregularność, rozbiecie łóżyska na ramiona i wszelkie inne możliwości zatamowania spływu wód i lodów, wskazują na większe niż w innych odcinkach rzeki niebezpieczeństwo utworzenia się zatoru. Wszelkie informacje tego rodzaju powinny być naturalnie od razu komunikowane właściwym urzędom technicznym.

WNIOSKI

Powyższy rzut oka na warunki i wymagania sygnalizacji prowadzi do następujących wniosków.

Służba prognozy wezbrań stanowi część ogólnej sygnalizacji stanów wody, która — prócz ostrzeżeń powodziowych — ma na celu stałe informowanie władz i społeczeństwa o stanie wód płynących. Stałe informacje tego rodzaju, niezbędne dla potrzeb żeglugi, budowy, rybactwa i t. p., stanowią zarazem punkt wyjścia ostrzeżeń i prognoz powodziowych. Służba sygnalizacyjna powinna więc być tak zorganizowana, aby umożliwiała o każdym czasie ogólne zorientowanie się w chwilowym układzie stanów wody na całym obszarze Państwa. W tym celu pewna ilość stacji obserwacyjnych powinna sygnalizować codziennie stan wody, ewentualnie także wysokość opadu, a w miesiącach zimowych — grubość powłoki lodowej i warstwy śnieżnej.

W sygnalizacji powodziowej należy odróżnić ostrzeżenia (w szerszym znaczeniu słowa) od właściwych prognoz (ilościowych). Obserwacje opadu mają głównie wagę dla ostrzeżeń, podczas gdy prognozy opierają się przede wszystkim na obserwacjach stanu wody.

Przy tych przyjęciach system ostrzeżeń o groźącym niebezpieczeństwie powodzi przedstawiałyby się, jak następuje.

Stacje opadowe sygnalizują w okresie wezbrań letnich:

- 1) dobowe wysokości opadu, przekraczające pewną ustaloną normę („a”) — bez względu na natężenie deszczu w dniach poprzednich,
- 2) dobowe wysokości opadów, leżące poniżej normy „a”, lecz przekraczające pewną granicę niższą („b”) — w razie zarejestrowania opadu o tej wysokości przez trzy doby z rzędu,
- 3) opady o określonym natężeniu godzinnym.

Inż. Dr. Aleksander Pareński

Publiczna gospodarka energetyczna w Szwecji¹⁾

O g ó l n y p o g l ą d .

Aby należycie móc ocenić poniżej podane zestawienia cyfrowe oraz wykresy, należy przedtem podać

¹⁾ Ze sprawozdania inż. Yngwe Holm'a, umieszczonego w *Elektrotechnische Zeitschrift*, 1934, S. 421.

W miesiącach zimowych wybrane stacje opadowe podają w pewnych określonych odstępach czasu prócz grubości warstwy śnieżnej, także ekwiwalent wody.

Stacje wodowskazowe sygnalizują stacjom zbiorczym stan wody od chwili, w której wzniesie się on ponad pewien określony odczyt, aż do chwili, w której woda opadnie napowrót poniżej tegoż odczytu. Te „spozstrzeżenia nadzwyczajne” wykonywane są przez całą dobę, w określonych odstępach czasu, dostosowanych do gwałtowności wezbrań danej rzeki, względnie jej odcinka.

Jako stacje zbiorcze (ewentualnie podzielone na placówki I i II rzędu) fungują: Wojewódzkie Wydziały Dróg Wodnych, względnie Wydziały Komunikacyjno - Budowlane, oraz wyznaczone do tego Państwowe Zarządy Wodne. W każdym z odnośnych urzędów conajmniej jeden odpowiednio wyszkolony urzędnik przydzielony jest stale do tej służby. W okresie wezbrań personel powiększa się odpowiednio przez czasowy przydział sił technicznych i pomocniczych.

Prócz dat wodowskazowych ew. opadowych, nadsyłanych bądźto bezpośrednio ze stacji sygnalizacyjnych, bądźto za pośrednictwem stacji zbiorczych niższego rzędu, otrzymują stacje zbiorcze codziennie komunikat meteorologiczny, celem zorientowania się w ogólnym stanie pogody.

Stacje zbiorcze ostrzegają o pojawieniu się niebezpieczeństwa powodzi właściwe urzędy państwowe (ewentualnie także — stacje zbiorcze wyższego rzędu), zaś podczas powodzi przesyłają tym urzędom (względnie stacjom) wiadomość o jej przebiegu wraz z prognozą, w możliwie krótkich odstępach czasu. Główne stacje zbiorcze zawiadamiają o postępie powodzi centralną placówkę hydrograficzną, która dostarcza informację władzom centralnym.

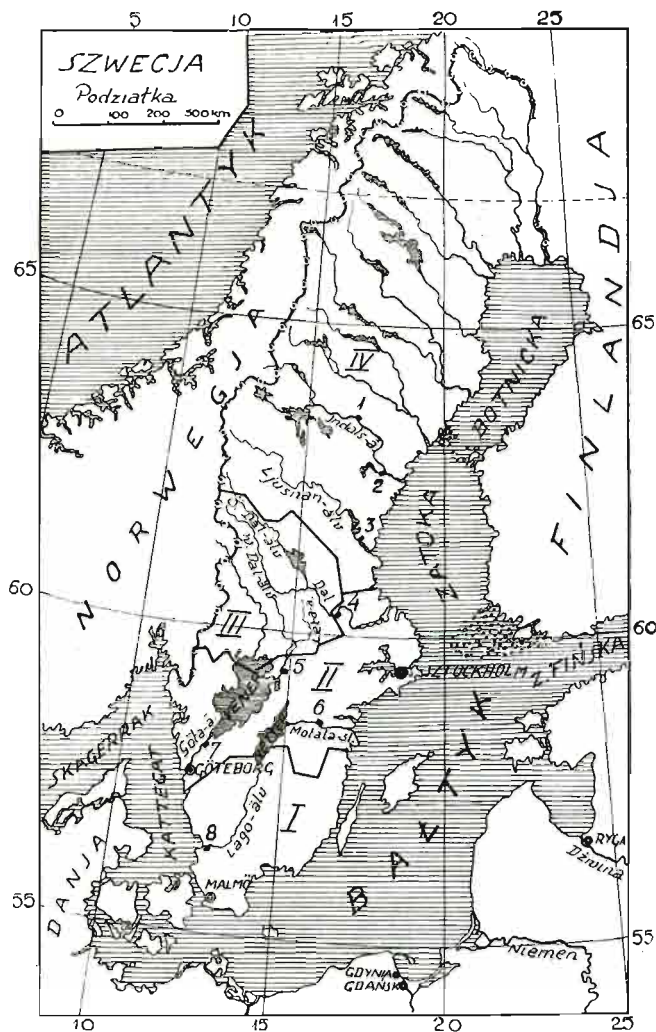
W ramach powyższych zasad ogólnych powinien być opracowany dla każdego dorzecza oddzielnie system ostrzeżeń i prognoz powodziowych, przyczem odrębnego traktowania wymagają dorzecza, nawiedzane przez gwałtowne wezbrania letnie. Wybór stacji sygnalizacyjnych musi uwzględniać rolę poszczególnych części sieci wodnej, zaś podstawę prognozy może stanowić jedynie analiza istniejącego materiału statystycznego.

Wynika z natury rzeczy, że opracowanie systemu prognoz dla całej sieci wód polskich wymagałoby ogromnego nakładu pracy, zaś wprowadzenie go w życie byłoby związane z bardzo znacznym kosztem — na co jednak ważna ta sprawa w zupełności zasługuje.

ogólny pogląd na warunki i stosunki w kraju, w którym opisywana gospodarka energetyczna powstała.

Podłużny kształt kraju i jego położenie geograficzne południowo-północne (przez północną część przechodzi równoleżnik polarny) jakoteż jego rzeźba (na zachodzie górzysta), tworząca liczne przyrodzone zbior-

niki wody, przyczyniają się nie tylko do różnorodnej gęstości zaludnienia, lecz również wywołują znaczne różnice w życiu gospodarczym między poszczególnymi częściami kraju.



Rys. 1.

Tę różnorodność rozkładu napiężeń gospodarczych musi się uwzględnić, pragnąc zdać sobie sprawę z postępu elektryfikacji kraju.

W tym celu podzielono cały kraj na cztery okręgi (rys. 1). I. południowy, II. środkowy lub centralny, III. kopalniano-górzysty i IV. północny.

Wielkości powierzchni (z wyłączeniem powierzchni jezior), ilości mieszkańców i gęstości zaludnienia dla poszczególnych okręgów podaje tabl. I.

Okręg	Powierzchnia w km ²	Ilość mieszkańców	Gęstość zaludnienia na 1 km ²
I południowy	52.233	1.736.000	33,4
II centralny	83.029	2.996.000	36,0
III górski	50.281	633.000	12,6
IV północny	224.738	825.000	3,7
Razem	410.281	6.190.000	15,0

Około 80% ludności mieszka więc w południowej i centralnej części kraju o rozwiniętym przemyśle, szczególnie przemyśle papierniczym i drzewnym, dlatego też sieć wysokich napięć jest w tych częściach najbardziej rozwinięta. W okręgu III-cim istnieją najznacz-

niejsze w kraju huty oraz walcownie żelaza: stali, jest on szwedzkim zagłębiem ciężkiego przemysłu. Wreszcie największy co do powierzchni okręg — IV-ty północny posiada rozwinięte górnictwo, szczególnie kopalnie rudy żelaznej.

Na rys. 1 przedstawiono granice omówionego podziału oraz siłownie uruchomione po roku 1932, względnie siłownie, będące w budowie lub częściowo uruchomione. 1. Krängede, 2. Sillre, 3. Höljebro, 4. Avesta, 5. Atorp, 6. Malfors, 7. Vargön (opisaną w Czas. Techn. ex 1935) i 8. Laholm.

Źródła energii i ich rozwój.

W Szwecji istnieją tylko dwa rodzaje produkcji energii, mianowicie produkcja zapomocą sił wodnych, która wynosiła z końcem roku 1932 — 1.365.000 KW oraz termiczna, na którą przypadało w tym czasie 600.000 KW. Jednakowoż część tej produkcji (szczególniej w I i II-gim okręgu) konsumował bezpośrednio wyżej wspomniany przemysł drzewny i papierniczy, pozostawiając na produkcję prądu elektrycznego dla siłowni wodnych 1.245.000 KW, a dla siłowni termicznych 500.000 KW. Około 42% tej wytwórczości przypadało na okręg II-gi centralny, w którym leży stolica państwa, 23% na okręg IV-ty północny, a pozostałych 35% wytwórczości przypadało równomiernie (po połowie) na dwa okręgi I i III-ci.

Rozwój tej wytwórczości w ostatnim dwudziestoleciu przedstawiono wykreślnie na rys. 2.

Produkcja i zużycie.

W roku 1932 całkowita produkcja prądu elektrycznego wynosiła w Szwecji 4.897 milionów kWh, a zużycie 4.152 milion. kWh. Rozkład tej produkcji i zużycia prądu w poszczególnych okręgach zestawiono w tablicach 2 i 3.

Wewnątrz każdego okręgu inż. Holm dzieli produkcję prądu elektrycznego na następujące działy:

- Publiczne przedsiębiorstwa produkcji energii.
- Specjalne (właściwe) siłownie, wytwarzające energię dla ograniczonych terytoriów (t. zw. elektrownie obwodowe).
- Siłownie przemysłowe w miastach i większych miejscowościach.
- Małe i średniej wielkości elektrownie przemysłowe i publiczne wiejskie.
- Wiejskie wielkie elektrownie przemysłowe.

Tablica 2. Produkcja prądu elektr. w milj. kWh

Okręg	A	B	C	D	E	Razem
IV	437	129	---	48	509	1.123
III	56	31	1	30	721	839
II	1.541	242	73	30	340	2.226
I	429	43	75	58	104	709
Razem	2.463	445	149	166	1.674	4.897

Również zużycie prądu elektrycznego podzielono następująco:

a. Ogólny rozkład zużycia na wsi i w miastach łącząc z małymi i średnio wielkimi przedsiębiorstwami przemysłowymi.

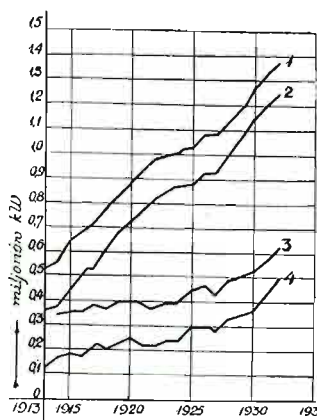
- Koleje żelazne i miejskie koleje elektryczne.
- Wielki przemysł dla napędu.
- Wielki przemysł dla celów elektrochemicznych i elektrotermicznych.
- Wielki przemysł dla produkcji termicznej, szczególnie dla produkcji pary wodnej t. zw. nadmiaru energii (Überschussenergie).

Tablica 3. Rozkład zużycia energii w mlj. kWh

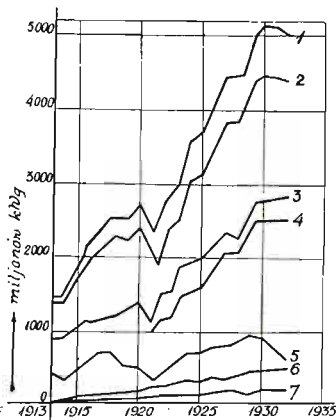
Okręg	A	B	C	D	E	Razem
IV	105	49	718	113	42	1.027
III	50	3	425	202	86	766
II	339	145	895	338	126	1.843
I	136	6	365	5	4	516
Razem	630	203	2.403	658	258	4.152

Około 15%-towa różnica między produkcją a zużyciem powstała z następujących przyczyn: 1. wywozu prądu za granicę, szczególnie do Niemiec i Danji, 2. zużycia przez siłownie dla celów własnych, 3. strat i 4. innych, bliżej niedających się określić przyczyn, które oczywiście nie można rozdzielić na poszczególne okręgi.

Produkcję i zużycie prądu elektrycznego w Szwecji w ostatnim dwudziestoleciu przedstawiono wykreslinnie na rys. 3.



Rys. 2.



Rys. 3.

Oznaczenia na Rys. 2

1. Ujęta siła wodna.
2. Produkcja prądu siłowni wodnej.
3. Produkcja energii termicznej.
4. Produkcja prądu elektrycznego siłowni termicznych.

Oznaczenia na Rys. 3

1. Całkowita produkcja prądu w mlj. kWh.
2. Całkowita konsumpcja prądu elektr.
3. Wytwórczość siłowni wielkiego przemysłu włącznie z siłowniami termicznymi.
4. Wytwórczość siłowni wodnych wielkiego przemysłu.
5. Wytwórczość dla celów elektrochemicznych i elektrotermicznych.
6. Zużycie w miastach i na wsi z wyłączeniem wielkiego przemysłu.
7. Zużycie przez koleje żelazne i tramwaje.

Z całkowitej produkcji prądu elektr. przypada na siłownie wodne 91%, a na termiczne 9%.

Całkowita konsumpcja na jednego mieszkańca w poszczególnych okręgach przedstawia się następująco:

okręg	I	—	297 kWh/mieszkańca
"	II	—	615 " "
"	III	—	1210 " "
"	IV	—	1245 " "
		przeciętnie	671 kWh/mieszkańca

Produkcja prądu w roku 1932 w porównaniu z rokiem 1931 była mniejszą o około 3%. To małe cofnięcie się wytwórczości spowodowane zostało szeregiem czynników zewnętrznych i wewnętrznych, do których

w pierwszym rządzie należały: ogólny zastój gospodarczy, z powodu którego musiano w większych przedsiębiorstwach przemysłowych ograniczyć ruch, następnie brak odpowiednich objętości wody, spowodowany suchem latem, wreszcie częściowo walki społeczne, z których wynikały strejki i lokauty. Jednak w ostatnich miesiącach roku 1932 nastąpiła znaczna poprawa tak produkcji, jak i konsumpcji; a listopad i grudzień tego roku wykazują znacznie wyższe cyfry omawianych czynników aniżeli te same miesiące r. 1931.

Długość sieci przewodów o wysokim napięciu.

Dokładnej cyfry, ilustrującej długość sieci elektrycznej sprawozdawca nie podaje, twierdząc, że podać jej nie może. Podaje tylko, że przewody główne pokrywają swoją siecią już prawie cały kraj i ciągną się od północnych granic Szwecji, leżących poza północnym równoleżnikiem polarnym, aż do południowych krańców i, przekraczając cieśniny między morzem północnym a Bałtykiem, dostają się do Danji i Niemiec. Długość tego jednego przewodu o kierunku północno-południowym ciągnie się od 54° do 69° północnej szerokości geograficznej, t. zn. długość jego w linii prostej wynosi 15° geogr. czyli 1650 km.

Nowe zakłady i siłownie.

Efektywna moc siłowni wodnych w Szwecji wzrosła w roku 1932-gim o 40.000 KW. Równocześnie było w budowie szereg zakładów o sile wodnej o łącznej mocy 125.000 KW. Nadmienić tu należy w pierwszym rządzie w roku sprawozdawczym ukończony i będący własnością „Sydvenska Kraftaktiebolaget“ zakład w *Laholm* (rys. 1, Nr. 8) o mocy 12.000 KW, który dostarcza energii elektr. zachodnim kolejom nadbrzeżnym między Malmö a Göteborg. Następnie zasługuje na uwagę zakład o sile wodnej pod miejscowością *Sillre* (rys. 1, Nr. 2) na dopływie *Indalsälven*, wybudowany przez państwowy urząd budownictwa wodnego (*Statens Vattenfallsverk*). Zakład ten jest nadzwyczaj interesującym z tego względu, ponieważ jest pierwszym zakładem pompowym, wybudowanym w Szwecji. Różnica poziomów między zwierciadłem wody w zbiorniku a zwierciadłem wody wylotów turbinowych wynosi 190 m, zainstalowana moc 6300 KW z możliwością rozbudowy o dalsze 10.500 KW. W siłowni pod *Höjljebro* (rys. 1, Nr. 3) z projektowanych 14.000 KW uruchomiono już 7.000 KW. Te trzy powyżej wymienione siłownie uruchomiono w r. 1932. Oprócz tego znajdowały się wówczas w budowie następujące zakłady o sile wodnej: zakład *Atorp* (rys. 1, Nr. 5) na *Letälven* z projektowaną mocą 8.700 KW, *Vargön* na odpływie jeziora *Vener Göta-älvie* (rys. 1, Nr. 7) z projektowaną mocą 20.000 KW, *Malfors* (rys. 1, Nr. 6) na *Motala Ström* z projektowaną mocą 20.000 KW, *Avesta* (rys. 1, Nr. 4) na *Dalälven* z projektowaną mocą 9.000 KW, wreszcie *Krångede* na *Indalsälven* (rys. 1, Nr. 1) z projektowaną mocą 65.000 KW. Wszystkie te zakłady o sile wodnej są już dzisiaj ukończone i uruchomione częściowo lub całkowicie.

Nadmienić tu także należy, że rozbudowano także jeden z największych zakładów termicznych i rozszerzono o 40.000 KW, mianowicie w Malmö, który jest własnością Towarzystwa Akcyjnego „Sydvenska Kraftaktiebolaget“, a więc własnością prywatną.

Sumaryczna produkcja tych nowych zakładów wyniesie około 600 milionów kWh rocznie, co odpowiada normalnemu przyrostowi zapotrzebowania w dwu do trzyletnim czasokresie.

Wzrost zapotrzebowania prądu elektrycznego w Szwecji nie ustaje, a to przeważnie z powodu elektryfikacji kolei żelaznych. Dotychczas zelektryfikowano linię Stockholm - Malmö i szereg odcinków nadbrzeżnej kolei zachodniej. W projekcie jest elektryfikacja głównej kolei północnej Stockholm — Gellivare (miejscowości, leżącej poza północnym równoleżnikiem polarnym) o długości, przekraczającej 1.000 km. Energii dla tej elektryfikacji dostarczają elektrownie rządowe, publiczne oraz prywatne (głównie Krängede Kraft AG i Sydvenska Kraft AG).

Inż. Holm kończy swoje sprawozdanie następującym zdaniem: „Ponieważ współpraca państwa z prywatnymi przedsiębiorstwami okazała się nadzwyczaj ważną i pożyteczną w dziedzinie dostarczania energii elektrycznej dla celów gospodarczych w kraju — będzie ona w dalszym ciągu kontynuowana”.

Sprawozdanie powyższe nasuwa kilka refleksyj technicznych, gospodarczych i socjalnych, mianowicie:

Szwecja należy do krajów o stosunkowo małych bogactwach naturalnych, o klimacie niegościnnym. Głównym bogactwem przyrodzonym są tu rudy i niewiele drzewa, złóż węglowych posiada Szwecja niewiele, a węgla z tych złóż nie można zaliczyć do pierwszorzędných. Rzeki Szwecji, kraju o kształcie podłużnym i średniej szerokości około 250 do 300 km, płyną przeważnie z zachodniego granicznego łańcucha górskiego w kierunku Bałtyku, a więc w kierunku poprzecznym kraju, są zatem krótkie, o wąskich (pod względem wielkości powierzchni niewielkich) dorzeczach, a objętości wody — płynące w ich przeważnie granitowych łożyskach — nieznaczne. Największa rzeka Szwecji Gäta-älv jest odpływem największego szwedzkiego jeziora Ve-

ner — jej średni roczny odpływ wynosi 560 m³/s, a największa woda nie przekracza 1.000 m³/s. Dlatego też siłownie wodne nie rozporządzają większym zapasem mocy. Są to siłownie małe o mocy od 10.000 KW do 40.000 KW. Największa z nich, pracująca odpływem jeziora Vener, należy co do wielkości mocy do średnich, jest to siłownia Trollhätan, wytwarzająca moc 127.000 KW. Do charakterystycznych cech przyrody kraju należą liczne jeziora, które są naturalnymi zbiornikami wody, ułatwiającymi w wysokim stopniu wyzyskanie sił wodnych. Głównym przemysłem szwedzkim jest przemysł drzewny i papierniczy, wreszcie ciężki przemysł metalurgiczny w okręgu III-cim, zasilany przemysłem górniczym. Głównymi produktami wywozu są wytwory przemysłu drzewnego, papierniczego i rud metalowych, a ostatnio wywozi Szwecja także i prąd elektryczny. Wspomnieć tu także należy o połowie ryb, którym trudnią się mieszkańcy, osiedleni na wyspach i brzegach Bałtyku.

Jeżeli się zważy znaczną sumę energii, jaką przeciętny mieszkaniec Szwecji, wskutek północnego położenia geograficznego kraju musi wyładować celem zdobycia ogrzania (opał i odzież) i oświetlenia (dnie półroczna zimowego od 21.IX do 21.III są bardzo krótkie, a w północnej części kraju, poza równoleżnikiem polarnym, panuje w tym czasie nieprzerwana noc) w stosunku do krajów bardziej na południe położonych, a tem samym cieplejszych i w zimie jaśniejszych, oraz jeżeli się zważy, że produkcja środków żywności, a szczególniej zboża i owoców w Szwecji jest dla własnych potrzeb kraju niewystarczającą — to należy podziwiać dobrobyt i wysoką stopę życiową przeciętnego mieszkańca Szwecji.

Przyczyną tego jest nie tylko zapobiegliwość i mrówcza praca, lecz zdaje się w pierwszym rzędzie współpraca jednostek prawnych, a więc Państwa, z fizycznymi, o której inż. Holm wspominał w swoim sprawozdaniu.

Inż. Dr. Kazimierz Wóycicki

Zjawisko kawitacji i jego wpływ niszczący na urządzenia w budowłach wodnych

Pierwsze obserwacje nad zjawiskiem kawitacji i wywołanej przez nią korozji materiałów budowlanych sięgają roku 1894. Zjawisko zaobserwowano początkowo na śrubach okrętów wojennych (kontrtorpedowców), zauważając bardzo wydatne zmniejszenie się współczynnika sprawności i typowy zewnętrzny wygląd korozji. W roku 1899 obserwowano podobne zjawisko w turbinie zakładu wodnego *Jalce* w Bośni. Gdy od tego czasu prędkości okrętów ciągle rosły, a turbiny wodne i pompy zaczęto budować na większe spadły i przy zwiększonych ilościach obrotów, kawitacja stała się zjawiskiem częstszym. Obecnie stanowi jedno z poważnych zagadnień, nie tylko przy projektowaniu pomp, turbin i zakładów wodnych, ale i w szeregu innych urządzeń wodnych, gdzie objawiając się powoduje niepożądaną stratę współczynnika sprawności, oraz niszczenie materiału konstrukcji.

Co to jest kawitacja wskazuje sama nazwa. Jeśli w jakiejś cieczy tworzą się miejscowe próżnie, wypę-

nione powietrzem, gazem, lub parą cieczy, mamy do czynienia ze zjawiskiem kawitacji. Tworzenie się baniek próżni wywołane jest znaną właściwością wody przechodzenia w stan pary przy stosunkowo niskiej temperaturze, jeśli ciśnienie obniży się do pewnej granicy. Tworzenie się baniek kawitacyjnych nie jest niczem innym jak pewną formą wrzenia wody.

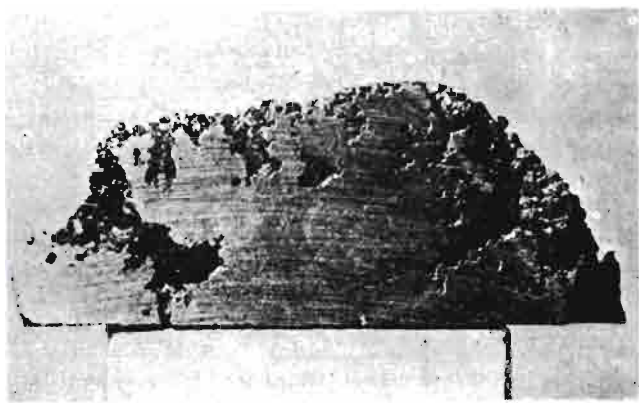
Jak się okazuje, woda czysta wytrzymuje ciągnięcie. Woda a b s o l u t n i e czysta może wytrzymać ciągnięcie w zadziwiającym stopniu. W przeprowadzanych doświadczeniach¹⁾ była woda poddawana ciągnięciom powyżej 20 atmosfer!! Jest to możliwym jedynie jeśli w wodzie niema absolutnie powietrza i ciał obcych. W praktyce inżynierskiej mamy do czynienia z przepływami wody zmieszanej z pewną ilością stałych zawiesin i zawierającą powietrze. W tym wypadku, jeśli ciśnienie w jakimś punkcie spadnie do okre-

¹⁾ Prof. W. Gaede. Karlsruhe. Technische Hochschule.

ślonej wartości, zwartość wody zostaje przerwana i zawarte w niej gazy uwalniają się. Wytwarza się serja baniek, powodując początek parowania wody. Cząstki stałe wpływają więc tu katalitycznie.

W jakich miejscach przepływu może ciśnienie spaść do wartości ciśnienia pary? Rozważania teoretyczne i doświadczenie uczą nas, że jeśli w cieczy niema wirów, miejsce najniższego ciśnienia może się wytworzyć na ograniczeniach przepływu, to jest w miejscach ścian, niezależnie od tego czy są one nieruchome, czy też w ruchu. W wypadkach istnienia wirów, najniższe ciśnienie powstaje w ich centrum.

Jeżeli więc w jakimkolwiek punkcie bezwzględne ciśnienie zbliża się do ciśnienia pary wodnej, powietrze i gazy oswobadzają się z wody i pierwszym objawem jest tworzenie się niewielkich baniek (bąbli). Objętość tych baniek zwiększa się przez parę wodną, gdy zostanie osiągnięte jej ciśnienie. Na skutek istnienia przepływu bańki te zostają pociągnięte w dół prądu i gdy wejdą w strefę większego ciśnienia, dostateczne by je zdusić, giną w ten sposób, że para cieczy, wobec łatwej odwracalności procesu waporyzacji i kondensacji, podlega naglej kondensacji. Absorbacja powietrza



Ryc. 1.

przez wodę nie może się odbyć w tak szybkim stopniu. Powierzchnia bańki próżnicowej jest bardzo mała, tak że w tym nieskończenie krótkim przeciągu czasu gazy nie mogą być wchłonięte przez wodę i wobec tego bańka powietrzna jest gwałtownie ściśnięta (skomprimowana) w czasie nieskończenie krótkim w formie uderzenia. Wywołuje to w miejscu znikania baniek próżni nieprawdopodobnie wysokie ciśnienie, rozprzestrzeniające się na odległość równą długości 2 — 3 baniek. Okazuje się, że może ono sięgać około tysiąca i więcej atmosfer. Jeśli jeszcze w dodatku taka skomprimowana bańka powietrzna dostanie się do młego otworu lub szparki w materiale, stanowiącym płaszczyznę ograniczającą przepływ, to działa jak materiał wybuchowy, a więc w wysokim stopniu niszcząco. Efekt jest bardzo groźny i to jest główna przyczyna szybkiego niszczenia materiału. Inne wpływy fizyczne i chemiczne są bezporównania mniejszego znaczenia i mogą tylko w pewnym stopniu wzmoczyć działanie niszczące, szczególnie gdy woda zawiera pewne gazy (dwutlenek węgla). Jeśli powierzchnię ograniczoną stanowi metal, niszczenie wzmoczone będzie przez proces chemiczny. Jak wspomniano wyżej, przy parowaniu wody zostają oswobodzone zawarte w niej gazy, ponieważ zaś woda dość silnie pochłania tlen (woda absorbuje około 2 — 7%

powietrza), mieszanina gazów zawiera bardzo dużo tlenu, który, oswobodzony w strefie depresji, atakuje metal w warunkach dla ostatniego szczególnie niekorzystnych (wilgotnej atmosferze). Wpływ wywiera też przewodnictwo cieplne materiału i wody. Kompresja tej małej objętości powietrza względnie gazów, przy tak małej powierzchni i bardzo krótkim przeciągu czasu, jest procesem, który nie zachodzi jako zjawisko izotermiczne. wobec czego powstaje silny wzrost temperatury. To wyjaśnia ten charakterystyczny obraz zniszczonej powierzchni metalu jako stopionej lawy (rys. 1)

Zniszczenie zależy w dużej mierze od elastyczności materiału. Materiały bardziej elastyczne, jak np. bronz, są bardziej odporne niż takie, które są bardziej łupliwe, jak szkło. Materiały bardziej drobnoziarniste, więc np. beton drobnoziarnisty lepiej się konserwuje od gruboziarnistego. Z metali najmniej odporne jest żeliwo, dalej stal, najbardziej — bronz.

Z tego co powiedziano wyżej widzimy, że zjawisko kawitacji charakteryzuje się szybkimi i gwałtownymi zmianami ciśnienia w ośrodku wody, wywołując powstawanie częstych fal, rozprzestrzeniających się z prędkością, zbliżoną do szybkości dźwięku w wodzie. Fale te wywołują, na powierzchniach ograniczających, zmiany ciśnienia, sięgające wartości tysiąca i więcej atmosfer. Jeśli powierzchnie posiadają nierówności, zmiany ciśnienia potęgują się.

Dla zorientowania się jakie wartości może osiągać ciśnienie w wypadku otworu w ścianie warto rozważyć następujący przykład: Otwór ma głębokość 1 cm i 1 cm² przekroju, ze względu na chwilowo wywołane obniżenie zewnętrznego ciśnienia wody, wytworzyła się u spodu otworu przestrzeń wysokości 1 mm, wypełniona parą. Jeżeli naprzykład zewnętrzne ciśnienie wody podniesie się o 1 atmosferę, to łatwo można obliczyć, że fala wody wpadnie na ścianę dna otworu z prędkością 4,51 m/sek.

Objętość wody podlega stosownie do wielkości przekroju otworu sile 1 kg wynosi 0,9 cm³. Masa tej wody wyniesie 0,0009/9,81 kg. Z zasady siła równa się masie razy przyspieszenie otrzymamy wartość przyspieszenia $a = 9,81/0,0009 = 10900 \text{ m/sek}^2$. Woda podlega przyspieszeniu na długości

$$l = 1 \text{ mm, z zależności } l = \frac{at^2}{2}, \frac{dl}{dt} = v. \quad v = at, \text{ otrzymamy}$$

$$t = \sqrt{\frac{2l}{a}} = \sqrt{\frac{0,002}{10900}} = 0,000447 \text{ sek, wobec czego}$$

$v = 0,000447 \cdot 10900 = 4,87 \text{ m/sek}$. Wysokość ciśnienia określi się z zależności:

$$H = \frac{\text{prędkość wody} \times \text{prędkość dźwięku w wodzie}}{\text{przyspieszenie ziemskie}} = \frac{4,51 \cdot 1400}{9,81} = 642,6 \text{ m} \approx 65 \text{ atmosfer}$$

Podstawa doświadczalna jeszcze nie jest na tyle pełna, żeby można było obecnie dać ścisłą fizyczną i matematyczną teorię zjawiska. Jest jednak pewnym, że ciśnienie i temperatura może wzrosnąć w bardzo wysokim stopniu w punkcie zgniecenia bańki próżnicowej. Należy zwrócić uwagę, że to zgniecenie pojawia się nie w punkcie najniższego ciśnienia, a raczej nieco w dół.

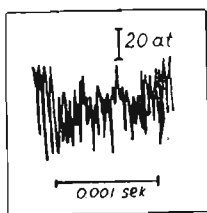
Istnieje już znaczna ilość doświadczeń, popierających wyżej wyłożone objaśnienie zjawiska. Jednym z pierwszych, którzy przeprowadzali badania nad kawitacją był Föttinger¹⁾, dowodząc, że główną rolę w zniszczeniu odgrywają działania mechaniczne. Badania jego wykazały charakterystyczne korozje na

1) Föttinger. Untersuchungen über Kavitation und Korrosion. Hydr. Probl. 1926.

szkle, które na działania chemiczne roztworów soli jest wyjątkowo odporne. Stwierdził on że najbardziej atakowane są miejsca nie te, gdzie panuje najniższe ciśnienie, a więc tam, gdzie gazy wydzielają się z wody najbardziej intensywnie, a w strefie kondensacji baniek pary. Korozja materiału przypisana być musi czysto mechanicznemu wpływowi, który powstaje z powodu bardzo szybkiej kondensacji baniek pary i objawia się w formie uderzenia wodnego. Bardzo charakterystycznym objawem, towarzyszącym zjawisku kawitacji, szczególnie w turbinach szybkoobrotowych, są silne huk i sile wystrzałów armatnich i wstrząsy maszyny.

Nad działaniem uderzenia wodnego przeprowadzał doświadczenia *C. Parson*¹⁾. Przebijał on metalowe przepony o takich wymiarach, że ciśnienie, wywołujące ich pęknięcie, wyniosło 11.000 kg/cm². Ciśnienia tego rzędu wartości objaśniają szybkie zniszczenie każdego materiału, jakkolwiek byłby on odporny. Okazuje się jednak, stosownie do doświadczeń *P. Haller*'a²⁾, wykonanych w laboratorium hydraulicznym *Ischer Wyss*'a w Zurychu i w zakładzie *Handeck* (*Oberhäsliwerke*), że przy pewnych warunkach ciśnienia, niszczące materiał, nie potrzebują osiągać bardzo dużych wartości. Okazuje się, że rozdrobnienie się (rozprysnięcie) strugi wodnej w turbinach *Pelton*'a i uderzenie poszczególnych kropli wody wywiera bardzo silne niszczące działanie. Doświadczenia nad korozją, wywołaną przez uderzenie kropli wodnych (*Tropfenschlag*) wykazały, że zniszczenie mechaniczne ma charakter zupełnie ten sam jak przy kawitacji. Podobne rezultaty otrzymał *T. Hengstenberg*³⁾.

Dla pomiarów sił w strefie kawitacji, wobec niemożności zastosowania zwykłych manometrów z uwagi na ich dużą bezwładność, zastosowano specjalnie skonstruowany przyrząd, komórkę piezokwarcową (wyzyskane są tu piezoelektryczne właściwości kryształu kwarcu, ładowania się elektrycznością pod działaniem siły zewnętrznej). Dla zobrazowania przebiegu ciśnienia podaje na rys. 2 zmiany ciśnienia w strefie



Rys. 2

kawitacji (w doświadczeniu), zmierzone wspomnianym przyrządem. Jak widać zmiany ciśnienia następują nadzwyczaj szybko i zanotowane być mogą tylko dzięki zastosowaniu odpowiedniego oscylografu.

Badania, przeprowadzone w zakładzie *Hendeck*, wykazały, że normalnie ciśnienia nie przekraczały 180 kg/cm², od czasu do czasu około 2 razy na sekundę ciśnienie sięgało wartości 250 — 300 kg/cm². Powstanie pierwszej rysy na materiale i początek erozji przy działaniu tego rzędu ciśnienia daje się trudno wyjaśnić, gdyż przy metalach koniecznymi zdawałyby się być

¹⁾ *Parson*. Investigations into the cause of corrosion or erosion of propellers. Engin. 1919.

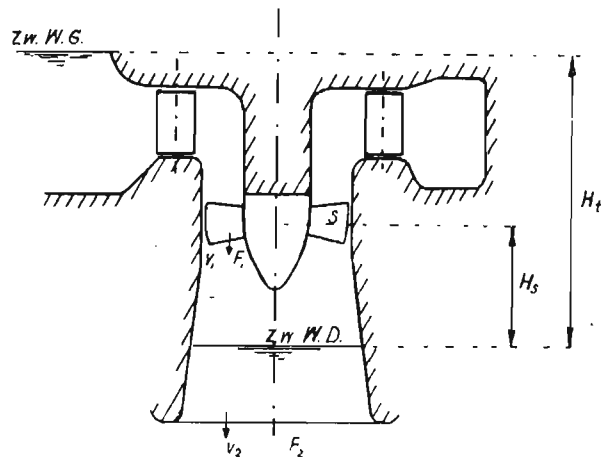
²⁾ *P. de Haller*. Untersuchungen über die durch Kavitation hervorgerufenen Korrosionen. Schweiz. Bauz. 1933.

³⁾ *Hengstenberg*. Accelerated tests reveal corrosion-resisting metals. Power. 1932.

ciśnienia 2000 — 3000 kg/cm². Najprawdopodobniej więc zjawisko zniszczenia powstaje też ze względu na obniżenie wytrzymałości materiału wskutek zmęczenia.

Ze względu na to, że zjawisko kawitacji najbardziej groźnie przedstawia się w wypadku jego występowania w turbinach wodnych i że w tych wypadkach najbardziej zostało zbadane, warunek teoretyczny możliwości kawitacji rozważymy najprzód w zastosowaniu do turbiny. Podobnie zresztą i równie łatwo można go wyrazić (patrz dalej) i w innych wypadkach.

W turbinach reakcyjnych (*Francis*'a względnie *Kaplan*'a) znajduje się często miejsce, gdzie wytwarza się jeśli nie absolutna próżnia, to dostateczne obniżenie ciśnienia do wywołania kawitacji. Jest niem wejście do rury ssącej. Bardzo też często obserwuje się w tym miejscu, na spodzie łopatek turbin, względnie płaszczu rury ssącej korozję kawitacyjną.



Rys. 3

Jeśli oznaczymy (rys. 3) przez: H_a ciśnienie atmosferyczne, H_p ciśnienie pary, H_s wysokość statyczną ssania, H_t ciśnienie całkowite (całkowity spad), to $H_a - H_s$ wyrazi nam podciśnienie istniejące u spodu łopatek turbiny. Wartość H_s musi być zawsze mniejsza od H_a . Gdy turbina jest w ruchu trzeba się liczyć, że następuje zwiększenie podciśnienia. Woda, wychodząca z wirnika, posiada znaczną szybkość, która następnie u wylotu rury ssącej zmniejsza się bardzo znacznie, co właśnie pozwala na wykorzystanie wysokości ssania. Energia kinetyczna zawarta w wodzie przy wyjściu z wirnika jest prawie całkowicie zużyta na zwiększenie istniejącej depresji $H_a - H_s$. Tylko niewielki ułamek tej energii pozostaje w formie prędkości w wodzie, wychodzącej z przewodu ssącego. Jeżeli energię potencjalną w odpowiednich przekrojach oznaczymy przez: $\frac{p_1}{\gamma}$ i $\frac{p_2}{\gamma}$ to zasada zachowania energii wyrazi się przez wyrażenie:

$$\frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g}$$

Jeżeli przyjmijemy, że przekrój na wylocie jest na tyle duży, że wartość prędkości $v_2 = 0$, uzyskujemy całkowite wykorzystanie wysokości ssania. Nie uwzględniając przytem strat na opory otrzymamy:

$$\frac{p_2}{\gamma} - \frac{p_1}{\gamma} = \frac{v_1^2}{2g}$$

wyrażenie, określające maksimum wysokości ssania

dynamicznego H_d , które, zsumowane z wysokością statyczną ssania, daje wartość istniejącego podciśnienia pod łopatkami wirnika. Uwzględniając sprawność η przewodu ssącego możemy napisać $H_d = \eta \frac{v_1^2}{2g}$

Ciśnienie $\frac{p}{\gamma}$ wyrażone w słupie wody, istniejące w punkcie S, jest równe ciśnieniu atmosferycznemu H_a pomniejszonemu o sumę wysokości ssania statycznego i dynamicznego, a więc: $\frac{p}{\gamma} = H_a - H_s - H_d$. Nie można dopuścić do tego aby w punkcie S wartość ciśnienia bezwzględnie spadła do wartości ciśnienia pary H_p . Ponieważ normalna temperatura wody przepływowej jest dość stała i niska, można w praktyce przyjmować wartość $H_p = 0$, np. dla temperatury 10°C wysokość H_p wynosi zaledwie 0,124 m.

Uwzględniając na razie wyżej powiedziane jako warunek otrzymalibyśmy dla przykładu wysokość umieszczenia wirnika H_s 1) przy turbinie wolnobieżnej, pracującej na spadzie $H_t = 200$ m, zaprojektowanej tak, że $v_1 = 0,20 \sqrt{2gH_t} = 12,5$ m/sek, przycen. $\frac{v_1^2}{2g} = 8$ m i sprawności przewodu ssącego $\eta = 0,9$, wynoszącą — $H_s \leq 10 - 0,9 \cdot 8,0 = 2,8$ m; 2) przy turbinie szybkobieżnej, pracującej na spadzie $H_t = 10$ m i $v_1 = 0,6 \sqrt{2gH_t} = 8,4$ m/sek, wobec $\frac{v_1^2}{2g} = 3,6$ m i sprawności przewodu ssącego $\eta = 0,9$ $H_s = 0,9 \cdot 3,6 \leq 6,75$ m.

Doświadczenie uczy, że ze względu na niebezpieczeństwo kawitacji trzeba mieć zawsze pewien zapas wysokości i musi on być znacznie większy przy turbinach o dużej ilości obrotów (n_s) niż w wypadku turbin średniego i wysokiego spadu. Przy turbinach szybko-

dołnej powierzchni i w tych punktach najczęściej objawia się działanie kawitacyjne.

Dla lepszego zrozumienia przebiegu ciśnienia wewnątrz urządzenia turbinowego podaję wykres (rys. 4) ¹⁾, który wskazuje stopniową zmianę ciśnienia dla cząstki wody, przepływającej przez turbinę, stosownie do wzoru *Bernoulliego* $\frac{p}{\gamma} + h + \frac{v^2}{2g} = \text{const}$.

Krzywa, wyobrażająca zmianę ciśnienia, wskazuje początkowo wzrost ciśnienia wzdłuż linii nachylonej pod kątem 45° , następnie zaś z uwagi na zmianę części ciśnienia w składową dynamiczną, redukcję ciśnienia stosownie do prawa *Bernoulliego*, odpowiednio do zmiany energii potencjalnej w kinetyczną. Przy wejściu do aparatu kierującego (łopatek kierujących) widoczny jest spadek ciśnienia wobec wzrostu prędkości, specjalnie zaznacza się to przy wejściu do wirnika. Krzywa wskazuje zmianę ciśnienia wzdłuż drogi cząstki pośrodku między łopatkami, oraz zmianę od dolnej strony łopatki (gdzie istnieją, jak już wspomniano wyżej, zupełnie inne warunki jego zmiany) aż do ujednostajnienia się jego przy wyjściu. W miejscu tem ciśnienie jest mniejsze niż ciśnienie statyczne z uwagi na składową dynamiczną, jako wynik znacznej prędkości wody w rurze ssącej. Składnik ten jest regenerowany przez działanie przewodu. Gdy więc struga przepływa w dół rury, ciśnienie nie zmienia się stosownie do linii 45° , lecz jest odchylone w prawo stosownie do tego, w jakim stopniu wzrost przekroju przewodu powoduje zmianę energii kinetycznej (która byłaby inaczej stracona) zpowrotem w ciśnienie statyczne.

Na wykresie pierwsza linia pionowa wyrysowana jest od linii zerowej (ciśnienia zerowego) w odległości wyobrażającej ciśnienie pary wody H_p , zejście poniżej którego spowoduje wytwarzanie się kieszeni próżni. Następna linia pionowa (pośrodku rysunku) wyobraża ciśnienie atmosferyczne H_a , ostatnia całkowite ciśnienie statyczne H_t (spad). Wykres przedstawiono w założeniu, że ciśnienie na tylnej stronie łopatki spada aż do wartości ciśnienia pary t. j. granicy, przy której powstaje kawitacja.

Z wykresu łatwo odczytać, że wartość od zera do H_a składa się z trzech czynników H_s , H_p i trzeciego, który wyobraża spadek rzeczywistego ciśnienia poniżej ciśnienia statycznego w tym punkcie i równa się $H_a - H_p - H_s = f(v^2) = f(H_t)$. Spadek ten jest proporcjonalny do kwadratu prędkości, zaś prędkość jest proporcjonalna do pierwiastka ze spadu, wypływa stąd, że spadek ciśnienia jest funkcją liniową całego spadu. Wyrazić to można inaczej przez

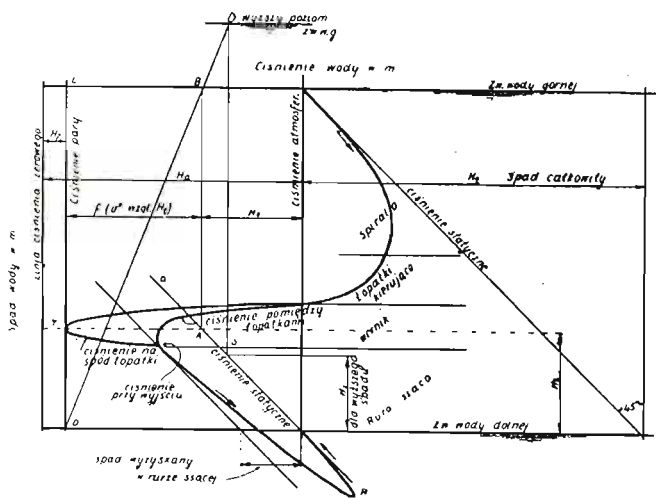
$$\delta H_t = H_a - H_p - H_s, \text{ lub } \delta = \frac{H_a - H_p - H_s}{H_t}$$

Jest to warunek kawitacji, wyobrażony przez bardzo prosty wzór.

Z rysunku możemy odczytać, że kąt BOC określa nam wartość δ , gdyż jest to kąt którego tangens równa się δ .

Jeżeli w przybliżeniu przyjmując, że punkt najniższego ciśnienia pozostaje stale w tej samej odległości od wylotu z wirnika, to łatwo jest na podstawie podanego wykresu uzmysłowić sobie wpływ zwiększonego spadu H_t na wysokość umieszczenia wirnika. Jeżeli prze-

¹⁾ W. Spannhake. Cavitation and its influence on hydraulic turbin design. New York. 1932.



Rys. 4.

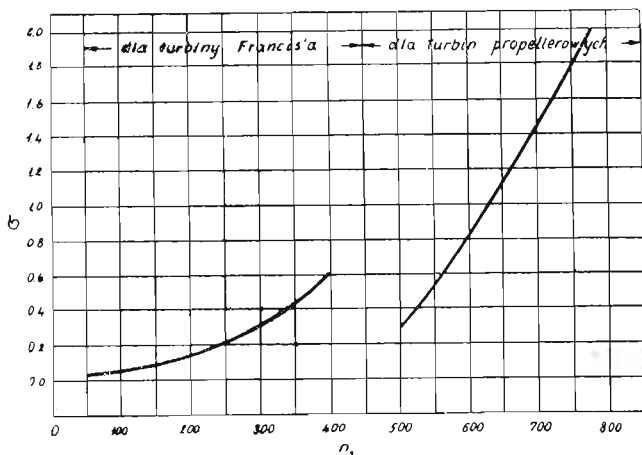
bieżnych trzeba zwrócić uwagę na jeden ważny czynnik. Przepływ wody w turbinach propellerowych i Kaplana różni się znacznie od przepływu w turbinach wolnoobrotowych, których liczne łopatki o dużej powierzchni tworzą serię kanałów, w których ciśnienie wody maleje stopniowo od wlotu aż do wyjścia. Inaczej się rzecz przedstawia w turbinach szybkobieżnych, gdyż tutaj nieliczne łopatki nie tworzą między sobą kanałów, wywołujących regularny przepływ wody. Pomiar ciśnienia, wykonany na zewnętrznej i wewnętrznej stronie łopatek turbin propellerowych, wykazują, że najniższe ciśnienie nie wytwarza się w punkcie wejścia do przewodu ssącego, lecz w środkowym punkcie

dłużymy linię OB do przecięcia z poziomem nowego zwierciadła i z punktu przecięcia D opuszczymy prostopadłą, to jej przecięcie z linią ciśnienia statycznego $Q-R$ da nam wartość H_s dla tego zmienionego poziomu wody górnej. Jak widzimy z rysunku, wartości H_s w miarę podwyższania wody górnej maleją i mogą się stać nawet ujemne. Ta właściwość właśnie sprawia dużą trudność przy projektowaniu turbin Kaplana na wyższe spadki, powodując znaczne koszty wykonania fundamentów.

Badania dalsze nad zjawiskiem kawitacji w turbinach doprowadziły do ustalenia dla δ zależności

$$\delta_{kr} = K + a \frac{n}{H_t} + b \left(\frac{D}{H_t} \right)^2,$$

gdzie K jest pewną stałą wartością, zależną od typu wirnika, wielkości otwarcia aparatu kierującego, stosunku prędkości skrajnej wirnika do $\sqrt{2gH_t}$, D — średnicą wirnika, a i b stałymi, wyznaczalnemi drogą doświadczalną i zależnemi od tych samych czynników, co K . Wyraz trzeci, będący wartością stosunkowo niewielką, może być opuszczony i warunek kawitacji wyrażony dostatecznie dokładnie przez $\delta = K + a \frac{n}{H_t}$.



Rys. 5.

Badania A. Davis'a¹⁾ wykazują, że korozja kawitacyjna w turbinach Francis'a występuje przy całkowitym spadzie większym niż 9,7 m. Przy mniejszych spadach objawia się tylko spadek sprawności turbiny, zaś przy większych — spadek sprawności, wywołany korozją oraz gwałtownymi wstrząśnieniami.

Ankieta, przeprowadzona w St. Zjednoczonych przez *National Electric Light Association* w 225 zakładach wodnych, wykazała, że zniszczenie objawia się szybko na spodniej części łopatek w wypadkach zbyt dużej wysokości ssania. Dla dwóch wirników, umieszczonych na jednej osi pionowej, górny, umieszczony w wysokości 7,20 m nad wodą dolną, wykazał po 5-ciu latach pracy bardzo silne zniszczenie, gdy przeciwnie dolny, nawet po 19-u latach pracy, nie wykazał śladów zniszczenia.

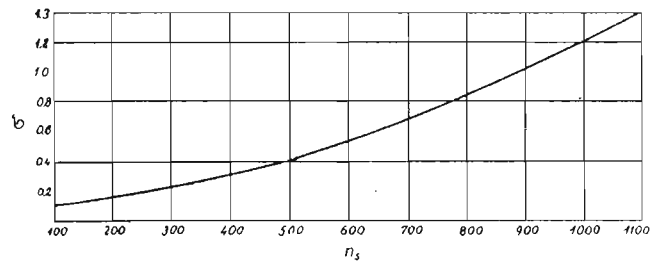
Wynik ankiety wykazywał, że zjawisko kawitacji zależy od typu turbiny, prędkości wody, mocy, spadu, średnicy wirnika, wysokości ssania i rodzaju rury ssącej.

¹⁾ A. Davis. Report of hydraulic power committee 1924, N. E. L. A. New York.

Rezultaty ankiety można zgrupować w następującej tabeli.

średn. wirnika	wysokość ssania		
	bardzo silne zniszczenie	średnie zniszczenie	brak śladów zniszczenia
1,20	8,25	7,50	5,70
2,40	7,80	7,20	4,20
> 2,40	6,85	6,20	5,70

Przy tej samej wysokości ssania na kawitację ma wpływ bieżność turbiny. Im turbiny szybciejbieżne, tem zjawisko kawitacji może łatwiej zająć. Dąży się zwykle do zwiększenia bieżności turbiny, ze względu na mniejsze wówczas wymiary wirnika. Zależność pomiędzy współczynnikiem δ i ilością zredukowanych obrotów podaje wykres przedstawiony na rys. 5¹⁾ i rys. 6²⁾.



Rys. 6.

Jeżeli stosując podany wykres $\delta \cdot n_s$ określimy teraz wartość H_s dla przykładu rozważanego poprzednio, przyjmując dla turbiny wolnobieżnej $n_s = 80$, to wypadnie ona, biorąc z wykresu (rys. 5) $\delta = 0,039$ $H_s \leq 2,20$ m, zaś przy $n_s = 100$ i $\delta = 0,046$ $H_s \leq 0,6$ m.

W wypadku turbiny Kaplana przy $n_s = 500$ i $\delta = 0,4$ (rys. 6) $H_s \leq 10 - 4,0 \leq 6,0$ zaś przy $n_s = 800$, $\delta = 0,82$ $H_s \leq 10 - 8,2 \leq 1,8$ m. Widzimy stąd o ile odbiegają te wartości od poprzednio określonych zależnie od zmiany bieżności turbiny.

Kawitacja występuje nie tylko pod łopatkami turbin, ale i w innych częściach turbiny, wewnętrznej stronie łuków, względnie wszędzie tam, gdzie jest możliwym oderwanie się strugi wody od ściany.

Doświadczenia, przeprowadzone nad wpływem wysokości ssania, przy stałej wartości całkowitego spadku wykazują³⁾, że początkowo przy wzroście wysokości ssania sprawność turbiny pozostaje stałą, poczem objawia się jej mały wzrost, wywołany zmniejszeniem się tarcia przy początku kawitacji, wobec rozpoczęcia odrywania się strugi wody od łopatek wirnika, dalej następuje gwałtowny spadek. Należy zauważyć, że po pewnym czasie to zwiększenie sprawności może się zmienić na stały spadek.

Przeciążanie turbin, trwające krótko, może odbić się później niekorzystnie na ich pracy, gdyż i tu może zająć zjawisko kawitacji, obniżając sprawność turbiny na stałe.

Jeżeli istnieją słabe objawy kawitacji, to jej skutki objawiają się bardzo powoli, dopiero po szeregu lat, przeciwnie, jeśli kawitacja jest silną, zniszczenie na-

¹⁾ D. Thoma. Die Kavitation bei Wasserturbinen. Wasserkraftjahrbuch 1924.

²⁾ H. Popow. Turbiny sowremiennych gidroustanowok, 1934 r.

³⁾ J. Laurent. Rapport sur l'usure des turbines hydrauliques. 1932.

stępuje nieprawdopodobnie szybko. Znanym jest wypadek zniszczenia śruby okrętu w ciągu trzech miesięcy pracy (D. Silber r a d. The erosion of high speed screw propellers. Engineering. 1912). Śruby statku „Mauretania“ wykazywały dziury w materiale głębokości 60 mm. Jak wygląda turbina zniszczona przez kawitację, obrazuje rys. 7, przedstawiający turbinę Francis'a po roku pracy ¹⁾).



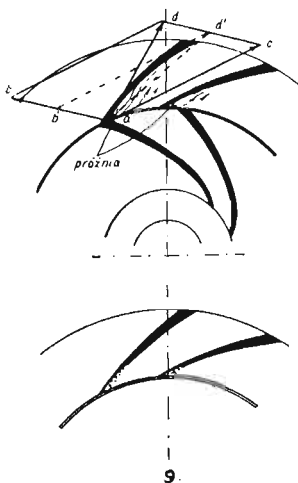
Ryc. 7.



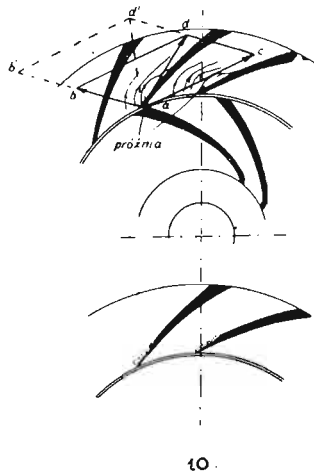
Ryc. 8.

Zjawisko kawitacji może zająć również i w turbinach Pelton'a, gdyż pod strugą wody na łopatkach wytworzyć się mogą w pewnych wypadkach próżnie. Rys. 8 przedstawia taki rodzaj zniszczenia łopatki koła Pelton'a centrali San Francisco $N = 26000\text{KW}$, $H = 740\text{ m}$ (po 5000 godzin pracy ²⁾).

W turbinach szybkoobrotowych dla otrzymania wysokich współczynników sprawności trzeba pracować możliwie blisko prędkości i ciśnień, które powodują kawitację. Kawitacja jest zjawiskiem, stanowiącym granicę dla współczynnika sprawności turbin.



Rys. 9.



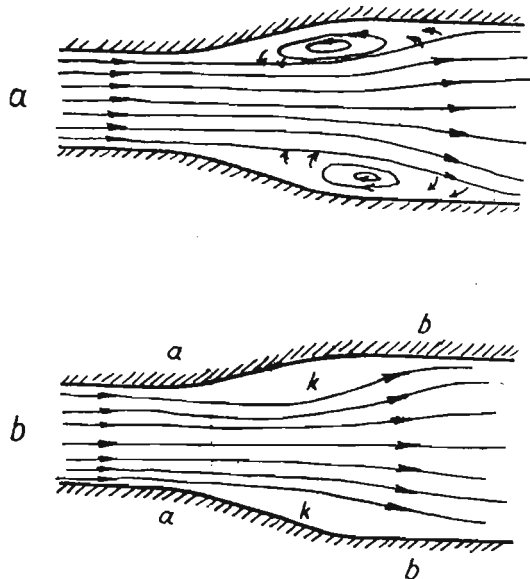
Rys. 10.

Opisane zjawiska kawitacji dotyczyły wypadków pojawiania się jej w turbinach wodnych, podobnie rzecz się przedstawia przy pompach centryfugalnych. Cząstka wody, wychodząca z wirnika, posiada dwie prędkości składowe: jedną styczną do wirnika (ac) rys. 9, drugą styczną do krzywizny łopatki wirnika przy

¹⁾ M. Dutoit et M. Monnier. Rapport général sur l'usure des turbines hydrauliques par erosion et corrosion 1932.

²⁾ N. Faletti. L'erosione e la corrosione delle turbine idrauliche. Energ. Elektr. 1934.

wyjściu (ab). Składają się one w sumie na wypadkową (ad). Warunkiem koniecznym prawidłowego przepływu wody pomiędzy łopatkami koła kierowniczego, aby nie zachodziły wiry i odrywanie się strugi od ścian, jest, by składowa prędkości miała kierunek styczny do łopatki koła kierującego. Jeśli jednak przepływ zostanie zmniejszony, np. do połowy, to składowa prędkości styczna do wirnika, pozostaje niezmienną, natomiast składowa prędkości wyjściowej maleje do połowy ab^1 . Wypadkowa prędkości ad^1 ma kierunek odmienny od poprzedniego, tworząc kąt ze styczną do łopatki kierującej, przy wejściu do koła kierowniczego. Struga wody odrywa się w tym miejscu od powierzchni łopatki, tworząc próżnię, znikającą dopiero w pewnej odległości od wylotu. Powstaje tu omówione wyżej zjawisko kawitacji, powodujące wydatne zniszczenie łopatki. Zależnie od rodzaju materiału łopatek i charakteru pracy pompy, zniszczenie przybiera dość różne rozmiary. Jak wskazują badania, najlepiej zachowuje się w tych wypadkach brąz. Ważnym jest zwrócić uwagę, by w pompach, mających pracować w takich warunkach, że przepływy mogą być zredukowane kilkakrotnie, łopatki wirnika i kierujące były wykonywane z brązu. Zniszczenie żelaza lanego jest wielokrotnie szybsze.



Rys. 11.

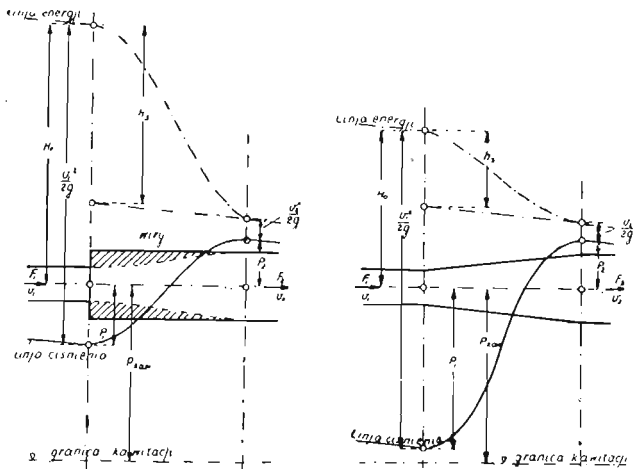
Zjawisko kawitacji, wywołane przepływem zmniejszonym, powoduje zniszczenie łopatki kierującej od dołu. Odwrotnie się dzieje, gdy przepływy rosną. Jeżeli przyjmujemy, że przepływ wzrósł dwukrotnie do normalnego, podobnie jak poprzednio składowa styczna do wirnika pozostaje niezmienną, natomiast składowa prędkości wyjściowej podwaja swoją wartość (rys. 10), wobec czego wypadkowa ad^1 tworzy kąt z krzywizną łopatki kierującej, lecz w kierunku odwrotnym niż w wypadku poprzednim. Wywołuje to oderwanie się strumienia wody od ścianki wraz ze skutkami tego, o czym wspomniano wyżej.

Widzimy z tego, jak wszelkie przeciążanie pompy, względnie odciążanie przez dławienie przepływu, nie mówiąc o nieekonomiczności pracy, wpływa szkodliwie na zdrowie pompy.

Zjawisko jednak, jak wspomniano na początku, nie ogranicza się w występowaniu tylko do maszyn wodnych, ale pojawia się i w innych urządzeniach, a więc

tam, gdzie istnieją duże prędkości wody i nieciągłości w ścianach, ograniczających przepływ. Spotkamy się więc z tym zjawiskiem przy wszelkich zamknięciach rurociągów, spustów, sztolni, gdy te zamknięcia są częściowo lub całkowicie otwarte. Stanowi to często zasadniczą wadę zamknięcia, ze względu na niszczące wpływy na obudowę metalową lub betonową. Podobnie rzecz się dzieć może, jeśli przewód, prowadzący wodę, zmienia swój przekrój stopniowo.

Początkowo nie zdawano sobie tutaj sprawy z powodów zniszczenia obudowy, która w paru wypadkach była bardzo poważną. Przypisywano zniszczenie działalności erozyjnej rumowiska i dopiero bliższe zbadanie okazało, że jest to wpływ zjawiska kawitacji, która tu zachodzi, gdy wartość ciśnienia absolutnego zbliża się do zera, a rozszerzenie przekroju, względnie krzywizna powoduje odrywanie się strugi wody od ściany.

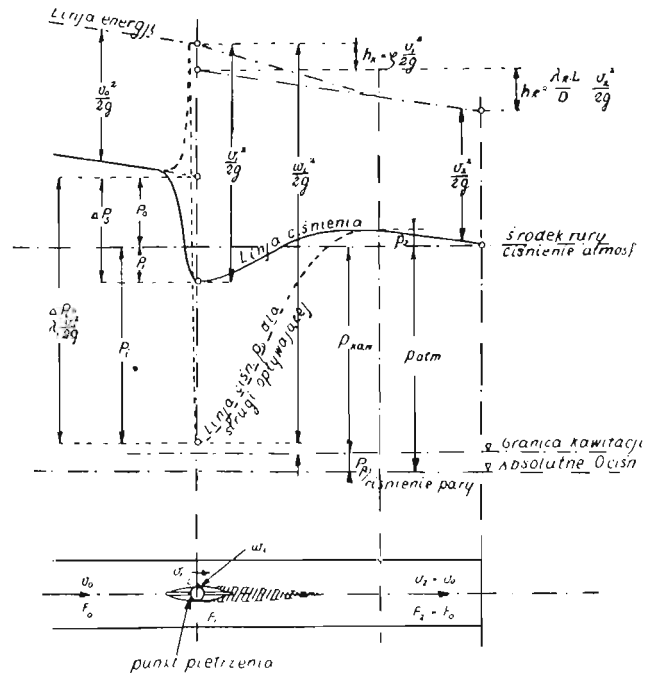


Rys. 12.

Powstawanie zjawiska kawitacji w przejściach z przekroju mniejszego w większy objaśnia się następująco. Przy małych prędkościach w ruchu burzliwym w miejscu poszerzeń, względnie łukach, tworzą się ruchy wirowe (rys. 11a), powoduje to opóźnienie sąsiadującej z wirami strugi i stałą wymianę wody w wirze, na początku woda porywana jest przepływem, w końcu zaś dopływa dzięki ssącemu działaniu, jakie się tu wytwarza. Przy dużych prędkościach wiry znikają (rys. 11b), prąd płynącej wody porywa stopniowo cząstki wody wiru na jego początku, a ponieważ niema, ze względu na dużą szybkość, dopływu wody od jego końca, ginie on i w miejscu jego powstaje próżnia, wypełniająca się parą wodną. Sprzyja to zjawisku kawitacji i naraża na zniszczenie miejsca jej zanikania, to jest okolice punktów b. Przy prędkości 14 m/sek i rozszerzeniu przekroju w pobliżu swobodnego wylotu, gdzie ciśnienie bezwzględne wynosi 10 m, ponieważ wysokość prędkości $\frac{v^2}{2g} \cong 10$ m, będziemy mieli do czynienia ze zjawiskiem odrywania się strugi na skutek spadku bezwzględnego ciśnienia do wartości zerowej.

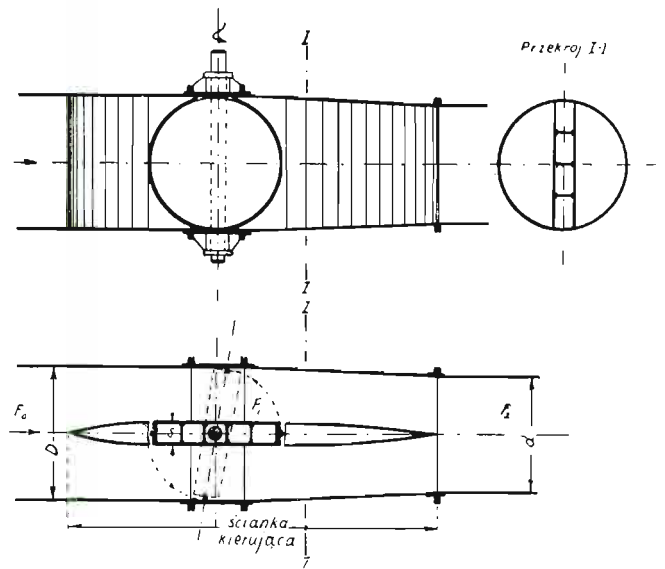
Okazuje się, że o ile ze względów hydraulicznych korzystniej jest zmianę przekroju przeprowadzać łagodnie, o tyle z uwagi na zjawisko kawitacji przekrój o nagłym poszerzeniu przedstawia większe bezpieczeństwo. Przy tym samym ciśnieniu p_2 , w obu wypadkach, w przekroju F_2 w przypadku pierwszym przeprowadzimy tą samą ilość wody przy niższym położeniu linii energii, lecz w tym też wypadku absolutne ciśnienie p_1 w przekroju F_1 będzie niższe i bliższe granicy kawi-

tacji (rys. 12). Badania nad tem zjawiskiem były przeprowadzone w Laboratorium wodnym Kartsruhe, przy doświadczeniach dla spustu w Saaltalsperre i w spuscie zapory Diemel.



Rys. 13.

Rozpatrzmy jeszcze przebieg ciśnienia i możliwość kawitacji w wypadku, często stosowanej do zamknięć przewodów rurowych, kłapy motylkowej, gdy wylot przewodu niezatopiony, a kłapa umieszczona w pobliżu jego końca. Na rys. 13 wskazana jest linja ciśnienia śred-



Rys. 14.

niego i linja ciśnienia strugi wewnętrznej, opływającej kłapę. Jak widać, ciśnienie to zbliża się bardzo do granicy kawitacji i w pewnych wypadkach może ją osiągnąć. Przedewszystkiem zdarza się to w górze i dole kłapy (osi obrotu), gdzie części kłapy mają większą krzywiznę.

Podobnie rzeczy się przedstawiają i przy innych rodzajach zamknięć (zwykł. wodoc., walcowe, Johnson'a i t. p.).

Sposoby ochrony przed zjawiskiem kawitacji są tu trojakiego rodzaju: 1) Doprowadzenie powietrza do

przestrzeni odrywania się strug. 2) Zwiększenie ciśnienia przy korpusie zamknięcia. 3) Wytworzenie łagodniejszych przejścia dla strug, opływających klapę. Z nich pierwszy zastosowany został w paru amerykańskich zaporach przy zamknięciach Johnson'a, które ulegały niszczeniu wobec wytwarzania się kawitacji przy czubie iglicy. Sposób trzeci jest zastosowany przy zamknięciu motylkowym (gdzie okazuje się najpraktyczniejszym) spustu w zaporze Bleiloch (Niemcy). Rys. 14 wskazuje podobne urządzenie dla pojedynczej klapy. W zaporze Bleiloch ustawione są jedna za drugą dwie klapy i ochronione podobną ścianką kierującą.

Inż. Jerzy Decyusz

Parowiec „Normandie”

Błękitna wstęga Atlantyku 3 czerwca r. b. została zdobyta przez nowowybudowany przez „C-nie Générale Transatlantique” na stoczni „S-té des Chantier et Aleiers de Saint-Nazaire-Penhoet” statek „Normandie”, który przebył drogę przez Atlantyk w 4 dni 3 godz. i 5 min., bijąc prawie o 12 godzin poprzedni rekord, ustalony przez niemiecki statek „Bremen”.

Słusznie jest to chlubą narodową Francji, bo pomijając nadluksus urządzenia tego statku, o którym było już dość mowy w gazetach, pod względem swej budowy jest on na współczesnym szczycie techniki.

Daje on maximum bezpieczeństwa i komfortu.

Przyspieszenie o 12 godz. przejazdu jest dla ludzi interesu ekwiwalentem jednego dnia, dlatego też podobno, pomimo bardzo wysokich cen przejazdu, cieszy się on dużą frekwencją i staje się już rentowny.

Jako porównanie wzrostu postępu techniki budowy statków morskich z napędem mechanicznym służy podana niżej tablica:

Nr. porządkowy	Długość w powodachy	Szerokość po wrzędzie głównej	Zanurzenie	Pojemność całkowita statku	Moc maszyn głównych KM	Szybkość w węzłach ¹⁾	Ilość pełnej załogi	Ilość pasażerów	Nazwa statku
1	50	10	3,3	363	160	7		56	Scamandre 1833
2	106,5	13,4	6,5	3.200	900	13		300	l'Imperatrice-Eugenie 1864
3	231,6	26,8	10,2	38.000	68.000	25		1.600	Mauretania 1907
4	268,2	29,9	11,3	57.000	61.000	22,5		2.620	Berengaria 1912
5	276,1	30,5	11,6	65.000	61.000	22,5	1.229	3.897	Leviathan 1914
6	233	28,6	9,75	41.000	52.000	23,5	803	1.644	Ile de France 1927
7	270,7	31,0	9,75	51.800	90.000	26,25	1.000	2.200	Bremen 1929
8	254	31	9,83	50.000	—	27	—	2.000	Rex 1932
9	293,2	26,0	11,2	68.500	160.000	31	1.345	1.972	Normandie 1935
10	295	25,4		63.000		?		2.550	Quen Mary w budowie

¹⁾ 1 węzeł = 1 mila morska/godzinę czyli 1,85 km/godz.

We wszystkich wypadkach, gdzie zachodzi obawa kawitacji, muszą być zawsze przeprowadzane badania najkorzystniejszego kształtu projektowanych urządzeń, co może być wykonane w należycie urządzonych i przystosowanych do tego laboratorjach wodnych¹⁾. Tak na przykład większe zakłady, produkujące turbiny wodne, posiadają specjalnie do tego celu urządzone laboratorja t. zw. laboratorja kawitacyjne i nie wypuszczają z fabryki żadnej turbiny bez zbadania jej modelu.

¹⁾ A. Reinhardt. Zum Ähnlichkeitsgesetz für Hohlraum-bildungen. VDI-Forschungsheft 370. 1935.

Jako zwrotne punkty tego postępu należy zaznaczyć daty.

Zastosowanie praktyczne maszyny parowej 1820 r.
 „ żelaznego kadłuba 1838 r.
 „ śruby napędnej zamiast kół 1842 r.
 „ turbiny parowej 1900 r.
 „ silnika Diesla 1910 r.

W ciągu zatem 102 lat co do swej pojemności parowiec wyrósł 185 razy i co do szybkości 4,5 razy.

Z powodu braku miejsca będą tu podane tylko ważniejsze daty, dotyczące głównych wymiarów i niektóre nowozastosowane szczegóły konstrukcyjne¹⁾.

Kadłub statku, zbudowany z wysokowytrzymałościowej stali ogólnej wagi ok. 30.000 tonn, posiada podwójne dno i boki i zapomocą 11 pokładów oraz całego szeregu poprzecznych grodzi szczelnych jest podzielony na bardzo wielką ilość komór, prawie uniemożliwiających zatonięcie statku przy zderzeniu lub storpedowaniu.

W budowie wnętrza, zarówno apartamentów luksusowych, złożonych z szeregu pomieszczeń o powierzchni do 180 m², jak i kabin klasy III, w najszerszym stopniu są uwzględnione lekkie stopy metalowe i materiały niepalne.

Pozatem nad bezpieczeństwem pożarowym, pomimo nadwyznaczonych urządzeń ostrzegawczych i zapobiegających, czuwa straż pożarna wyposażona w najbardziej nowoczesne środki ratownicze, złożona z 43 osób. Pompy, przewody wodne i t. p. są wykonane z największą zapobiegliwością.

Statek posiada trzy nadawcze stacje radio-telegraficzne i telefoniczne oraz szereg stacyj odbiorczych, również własną sieć sygnalizacyjną i telefoniczną, posiadającą kilkaset numerów. Sieć elektryczna oświetleniowa oraz dla przyrządów pokładowych, gospodarczych, sygnalizacyjnych i innych jest całkowicie niezależna od sieci napędowej. Ogólna moc pomocniczych dynamo na prąd stały o napięciu 220 V wynosi 13.200 KW i posiada wysoko umieszczone rezerwy w postaci paru stacyj Diesel'owych.

Statek posiada nadkomplet łodzi ratowniczych, z których część motorowych i wyposażonych w radio-stacje.

Trudno w krótkim artykule omówić wszelkie szczegóły, ale całość, sądząc z opisów i fotografii, przedstawia się imponująco.

¹⁾ Bliższe dane podaje „Le Génie Civil” Nr. 19, 20, 21 i 25 z r. 1935.

O stopniu automatyzacji kierowania statkiem i sposobie traktowania pasażerów świadczą cyfry.

Ogólna ilość miejsc pasażerskich wynosi 1972, zaś ilość załogi 1345, z czego na właściwą załogę przypada: 66 — kierownictwo, 120 — załoga pokładowa i 187 — załoga maszynowa, reszta zaś, 972 osoby służą jako personel dla obsługi pasażerów.

Żeby mieć poglądowe wyobrażenie o wymiarach tego kolosa można podać następujące warszawskie porównania.

Całkowita długość po pokładzie „Normandie” mierzy 313,75 m. Jest to mniej więcej odległość wzdłuż Aleji Jerozolimskich od Brackiej do Marszałkowskiej.

Szerokość statku jest 36,4 m — jest to szerokość tej ulicy od ściany do ściany.

Wysokość od stępki do szczytu kominów — 56 m odpowiada drapaczowi nieba na placu Napoleona.

Cała moc energii elektrycznej, rozwijana w Warszawie łącznie przez Miejską Elektrownię Oświetleniową, Siłownię Tramwajową i Okręgową Elektrownię Pruskowską, zainstalowana w 1932 r., wynosi 102.300 KW.

Sama moc napędna dla ruchu „Normandie”, nie licząc mechanizmów pomocniczych, wynosi 160.000 KM, czyli 118.000 KW.

Cyfry te mówią same za siebie.

Jest obecnie w budowie statek angielski „Queen Mary”, prawie równoznaczny, ale wygląda na to, że przysłowiowy konserwatyzm Albionu nie dorówna nowym pomysłom Gallijskim.

Napęd statku uskutecznia się za pomocą śrub o średnicy każda 4,90 m, osadzonych na wałach o średnicy 0,6 m. Przy instalacji siłowni po raz pierwszy w tak dużej skali zastosowano przekładnię elektryczną. Jako silniki służą 4 turbiny po 40.000 KM każda. Zasilane są one przez olbrzymią kotłownię o 29 dużych kubłach wodnorurkowych syst. Penhoet, wytwarzających parę o ciśnieniu 29 atm i przegrzaną do 360°.

Jako opał kotłów użyty jest mazut, którego rozchód na godzinę ruchu dochodzi do 60 tonn. Ogólna objętość rezerwoarów dla płynnego paliwa wynosi

9600 m³. Całe urządzenie kotłowni jest szczytem automatyzacji z prawie zupełnym wyłączeniem pracy ręcznej.

Podwójne turbiny, o 19 stopniach rozprężania, prowadzą na zmienny prąd trójfazowy każda swą prądnicę, rozwijającą przy 2430 obr./min. moc do 33400 KW przy napięciu 5500 V. Okresowość od 0 do 85 zmian na sekundę.

W sąsiednim pomieszczeniu są ustawione silniki elektryczne, bezpośrednio napędzające 4 wały śrubowe. Przy rozruchu silniki działają asynchronicznie i dopiero po osiągnięciu pewnej ilości obrotów, drogą dodatkowego wzbudzenia ich biegunów, przechodzą na równoległy bieg ściśle synchroniczny.

Dzięki powyższemu całe urządzenie elektryczne staje się czułą i elastyczną przekładnią, redukującą ilość obrotów śruby w stosunku 1 : 10 obrotów turbin.

Jest zastosowana możność całego szeregu przełączeń, zezwalających przy ruchu ekonomicznym na wyłączenie każdej z turbin i zasilania napędu zapomocą pozostałych. Przy zastosowaniu turbin do napędu śrub zachodzi w przeciwieństwie do maszyn łokowych ta trudność, że są one stałym niedobranem. O ile turbiny są wydajne przy dużej ilości obrotów, to śruby odwrotnie przy małej. Zachodzi zatem konieczność przekładni.

Przekładnie mechaniczne trybowe, zwykle stosowane w tych wypadkach, wypadają niewspółmierne ciężkie, dużo przewyższają wagę całej turbiny; ponadto, ponieważ turbiny nie są maszynami zwrotnymi, zachodzi konieczność ustawiania dla osiągnięcia tylnego biegu drugiego kompletu turbin, zwykle znacznie zresztą słabszych, co utrudnia szybkie zahamowanie statku i zwrócenie jego biegu. Elektryczna przekładnia pozwala na zatrzymanie śrub i nadanie im wstecznych obrotów daleko szybciej, niż przy łokowych nawrotnych maszynach parowych. Gdyby „Titanic” posiadał taką przekładnię, nie uległby sennu smutnemu losowi.

Bardzo ciekawe są techniczne założenia co do samej formy kadłuba, dzięki którym udało się prawie o 10% zmniejszyć opory statku, co zezwoliło osiągnięcie tej rekordowej szybkości, ale kwestja ta wymagałaby osobnego omówienia.

Inż. Jan Szowhenow

O racjonalnym profilu wałów ochronnych

Katastrofalne wezbranie Wisły oraz górskich jej dopływów w drugiej połowie lipca 1934 r. spowodowało przerwanie lub uszkodzenie wałów ochronnych w wielu miejscach, na skutek czego woda zalała olbrzymią powierzchnię 386.700 ha i wyrządziła materialne straty, które według obliczeń inż. Kędziora wynoszą około 75 milionów zł.¹⁾

Wyjaśnienie przyczyn katastrofalnych powodzi oraz opracowanie ogólnego planu ochrony przed nimi mogą być wykonane tylko wspólnymi siłami naj-

wybitniejszych hydrotechników i ekonomistów polskich, którzyby weszli w skład Rady, specjalnie do tego celu przez władzę powołanej.

Poniżej mam zamiar omówić tylko zagadnienie racjonalnego przekroju wałów. Rozważania moje dotyczyć będą następujących wypadków: 1. korpus wału przepuszczalny, grunt zaś nieprzepuszczalny, a teren poziomy; 2. korpus wału oraz grunt pod wałem są w jednakowej mierze przepuszczalne i wreszcie 3. korpus wału nieprzepuszczalny, grunt pod wałem przepuszczalny.

Na Wiśle, począwszy od ujścia Przemszy do Zawichostu, oraz na większych jej dopływach, jak San, Wisłoka, Dunajec, Raba, Skawa i Soła, zostały przy-

¹⁾ Inż. A. Kędzior. W sprawie trwałego zabezpieczenia doliny Wisły i jej dopływów przed powodzią. Kraków 1934 r.

jęte w swoim czasie poniżej podane poprzeczne przekroje wałów.

Szerokość korony wału 3 m przy wzniesieniu jej nad poziom katastrofalnej wody między wałami o 0,50 m; nachylenie skarp wałów od strony łądu 1:1,5, od strony zaś wody 1:2; przy wykonaniu wałów z gruntów więcej przepuszczalnych (np. na rz. Łęg) 1:3. W miejscach, gdzie trasa wału przechodzi przez niski teren, stare łożyska), wykonywują się od strony łądu ławeczki od 2 m. do 6 m. szerokie, których poziom winien znajdować się z reguły w poziomie terenu, najmniej jednak 3 metry poniżej korony wałów, nachylenie zaś skarp pozostaje 1:1,5 tak powyżej, jak poniżej ławeczki.¹⁾

W czasie lipcowej powodzi zaobserwowano, że w wielu miejscach wały były za niskie (poniżej ujścia Dunajca w Karsach, w pow. mieleckm, w pow. tarnobrzeskm), że oprócz tego przesiąkanie wałów powstawało albo tuż nad ławeczką, albo przy stopie wału od strony łądu.

Biorąc pod uwagę poczynione w czasie powodzi spostrzeżenia, Ministerstwo Rolnictwa i Reform Rolnych wydało w październiku 1934 r. zarządzenie, które do „Technicznej instrukcji dla budowy wałów ochronnych wzdłuż Wisły i jej głównych dopływów“ z dnia 15 czerwca 1907 r., wydanej przez b. Galicyjski Wydział Krajowy, wniosło niektóre zmiany, a to:

a. skarpy wałów od strony łądu mają być wykonywane o nachyleniu jednostajnym 1:2 (nie zaś 1:1,5) przy zaniechaniu ławeczek;

b. stosowanie ławeczek pozostawiono tylko przy przekroczeniach starych koryt oraz wyrw, wypełnionych wodą;

c. w wypadkach, gdy nasyp wału z powodu braku dostatecznie zwięzłego materiału musi być wykonany z materiału luźnego, piaszczystego, należy w miarę możliwości uszczelnić skarpe wału od strony rzeki od podnóża do krawędzi korony warstwą nieprzepuszczalną gliny lub iłu o grubości 0,3 do 0,4 m, a przy stopie wału wykonać z tegoż materiału trzon (korek) 0,8 m. szeroki, sięgający do podłoża nieprzepuszczalnego, w każdym zaś razie zapuszczony w grunt co najmniej 2 m. głęboko.

d. dla ułatwienia odpływu wody, przenikającej do korpusu wału, należy wykonywać dolną część nasypu przy stopie wału od strony łądu z materiału przepuszczalnego (żwiru), uformowanego w postaci grobelki około 1 m. szerokiej wewnątrz profilu wałowego, ze skarpe zewnętrzną 1:2, jak skarpa wału, wewnętrzną zaś 1:1. Taki sposób odwodnienia należy jednak, stosować w wypadkach, gdy materiał żwirowy jest w pobliżu i gdy wały posiadają większe wysokości (co najmniej 4 m.).

Powyższe zarządzenie jakkolwiek wnosi polepszenie stosowanego profilu wałów, to jednak nawet tak zmieniony profil nie można jeszcze uważać za całkowicie racjonalny, tembardziej dla wałów o większych wysokościach na średniej i dolnej Wiśle (do 9 — 10 m.).

Niżej podamy próbę wyznaczenia wymiarów wałów w zależności od różnych warunków.

WZNIESIENIE KORONY WAŁÓW NAD NAJWYŻSZĄ WODĄ MIĘDZY WAŁAMI

Korona wałów winna posiadać takie wzniesienie, by przyjęta do obliczeń woda katastrofalna, spiętrzona między wałami, nie mogła przelać się przez koronę wału nawet przy silnych wiatrach, powodujących wysokie fale.

Do ustalenia katastrofalnych przepływów oraz odpowiednich poziomów wód jest powołany przede wszystkim Instytut Hydrograficzny (po otrzymaniu na ten cel niezbędnych materialnych środków). Sprawdzenie i ustalenie hydrologicznych podstaw projektowania wałów jest rzeczą niecierpiącą zwłoki, obecnie bowiem przyjmowane przepływy katastrofalne są niewątpliwie za małe, przynajmniej dla pewnych odcinków Wisły oraz jej dopływów Raby i Dunajca, jak o tem można wnioskować z poniższych danych:

Inż. A. Rundo w broszurze „Rzut oka na przebieg katastrofalnego wezbrania w dorzeczu Wisły w lipcu 1934 r.“ podaje wykreślne przedstawienie znaczniejszych wezbrań w dorzeczu Wisły, z którego widać, że najwyższe znane stany wody były w 1934 roku przekroczone: w Szczucinie o 119 cm, w Kole o 59 cm, w Sandomierzu o 70 cm, w Puławach o 39 cm.

Prof. M. Matakiewicz w swojej pracy „Ochrona przed powodzią na tle ostatnich katastrof powodziowych w świecie i tegorocznej w dorzeczu Wisły“ przytacza następujące dane: (tabl. I)

Tablica I.

R z e k a	Wodowskaz	Dotychczasowe maximum		Maximum z lipca 1934 r. stan wody w m	Różnica w m
		rok	stan w m		
Raba dolna	Proszówki	1909	7,90	9,50	1,60
Dunajec	Nowy Sącz	1867	4,11	4,95	0,84
„	Kurów	1903	4,30	6,24	1,94
„	Tropie	1913	6,48	9,28	2,80
„	Melsztyn	1903	5,75	6,95	1,20
„	Biała	1909	6,35	7,77	1,42
„	Żabno	1909	5,50	8,50	3,00
„	Siedliszowice	1903	6,16	6,75	0,59
Wisła	Karsy	1925	5,10	6,44	1,34
„	Pawłów	1903	7,16	7,35	0,19
Kamienica					
Nawojowska	Nowy Sącz	1913	3,70	5,12	1,42
Łososina	Jakóbkowice	1903	5,30	4,75	— 0,60
Biała	Koszyce	1901	6,50	6,50	0,00

Inż. A. Kędzior w referacie „W sprawie trwałego zabezpieczenia doliny Wisły“ na str. 78 twierdzi, że „niweleta wałów okazała się podczas powodzi w r. 1934 za niską, ponieważ przy obliczeniu przepływu wielkiej wody przyjęto: 1. za wielkie przekroje poprzeczne bez uwzględnienia namulenia po regulacji i 2. za małą ilość wielkiej wody Wisły na przestrzemi od Niepołomic do Zawichostu“.

Obliczenia wielkiej wody Wisły z roku 1813, dokonane według wzoru *Iszkowskiego*, inż. Kędzior proponuje zwiększyć o 16%.

Przy nowem ustaleniu ilości przepływu największych wód należałoby, mojem zdaniem, wziąć pod uwagę nie tylko znane już katastrofalne przepływy

1) Techniczna instrukcja dla budowy wałów ochronnych wzdłuż Wisły i jej głównych dopływów z 15 czerwca 1907 r. Lwów.

z lat ubiegłych, lecz obliczyć taki katastrofalny odpływ, jaki może zdarzyć się w dłuższym okresie czasu, np. co 500 lat. (Np. przy budowie grobli dla zbiorników w P. Ameryce przyjmują katastrofalny przepływ, który może zdarzyć się raz na 1000 lat).

Obliczenie możliwych przepływów amerykańskie wykonywują wzorem Fuller'a¹⁾.

$$q_m = q_{sr} (1 + 0,8 \lg_{10} T) = \lambda q_{sr} \quad (1)$$

gdzie q_m — największy dobowy przepływ w ciągu T lat; q_{sr} — średni z największych dobowych przepływów.

Dla jednego roku	λ	dla	λ
otrzymujemy	1,00	50 lat	2,36
dla 5 lat	1,56	100 „	2,60
„ 10 „	1,80	500 „	3,16
„ 20 „	2,04	1000 „	3,40
„ 35 „	2,24		

Jeżeli okres spostrzeżeń na Wiśle obejmuje 122 lat (1813 — 1934), dla którego $\lambda = 2,67$, zaś dla 500 lat spółdzielnik $\lambda = 3,16$, wtedy katastrofalny przepływ np. dla odcinka Nida — Nowy Brzeń, który był obliczony na 6400 m³/s, należałoby zwiększyć najpierw o 16% według wskazówki inż. Kędziora, następnie zaś o stosunek $\frac{3,16}{2,67}$ według wzoru Fuller'a. Po dokonaniu przeliczeń otrzymujemy $Q_{max} = 6400 \times 1,16 \times \frac{3,16}{2,67} \cong 8780$ m³/s. Z krzywej konsumpcyjnej dla danego wodowskazu można dla tak obliczonego przepływu odszukać odpowiedni stan wody, chociażby metodą ekstrakcji.

Po ustaleniu poziomu wody katastrofalnej w nieobwałowanej rzece należy zastanowić się nad kwestją rozstawu wałów oraz trasy ich i obliczyć poziom wody między wałami, idąc stopniowo od dołu do góry; przytem będą odgrywały poważną rolę stan koryta rzeki, charakter zarośnięcia międzywala oraz stopień przewidywanego zamulenia jego.

Przy obliczeniu rozstawu wałów na Wiśle oraz na jej dopływach przyjmowano z reguły dla wzoru Ganguillet - Kutter'a współczynnik szorstkości w korycie rzeki $n_1 = 0,025$, w międzywale zaś $n_2 = 0,030$; wartość ostatniego współczynnika dla międzywala Wisły, porośniętego zwykle krzakami a nawet drzewami, należy uważać za małą.

Przy obwałowaniach rzek amerykańskich przyjmują zwykle $n_2 =$ od 0,046 do 0,078²⁾); w Rosji dla koryt rzecznych, zarośniętych wikliną, przyjmują $n_2 =$ od 0,086 do 0,130³⁾.

Do czasu ustalenia najodpowiedniejszej wartości n_2 za pomocą bezpośrednich badań należałoby, moim zdaniem, przyjmować współczynnik w zależności od charakteru międzywala od 0,030 do 0,050, o ile międzywale nie posiada drzew i krzaków,

oraz od 0,050 do 0,080 dla międzywala, porośniętego krzakami.

Obliczony w powyższy sposób poziom najwyższej wody między wałami należy jeszcze zwiększyć w zależności od działania wiatru oraz siły odśrodkowej.

Na długim prostym odcinku rzeki, posiadającym kierunek panujących silnych wiatrów, może utworzyć się dość wysoka fala. Dla wyznaczenia wysokości fali można korzystać z empirycznego wzoru Stevenson'a.

$$h = 2,5 + 1,5 \sqrt{D} - \sqrt{D}^4$$

gdzie h — wysokość fali w ang. stopach, D — długość odcinka rzeki w kierunku wiatru w morskich milach; lub ze wzoru zmodyfikowanego przezemnie dla miar metrycznych¹⁾.

$$h = 0,75 + 0,01 \sqrt{L} - 0,04 \sqrt{L}^4 \quad (2)$$

gdzie h — wysokość fali w metrach; L — długość odcinka rzeki wystawionego na działanie wiatru w metrach. Przy długości, np. prostego odcinka rzeki $L = 2000$ m wysokość całej fali byłaby w przybliżeniu:

$$h = 0,75 + 0,01 \sqrt{2000} - 0,04 \sqrt{2000}^4 = 0,93 \text{ m}$$

Wzniesienia grzbietów fali nad poziomem katastrofalnej wody wynoszą około $\frac{h}{2}$ t. j. w danym wypadku 0,46 m, jednak tuż przy skarpie wału (rys. 1) fala podnosi się jeszcze wyżej, prawie do wysokości h .

Przy przejściu wspomnianej długiej prostej do łuku powstanie przy brzegu wklęsłym dodatkowo wzniesienie zwierciadła wody z powodu działania siły odśrodkowej, które to wzniesienie można obliczyć wzorem Grashofa²⁾.

$$\Delta h = \frac{v^2}{2g} \lognat \left(1 + \frac{b}{r} \right) \quad (3)$$

gdzie v — chyżość katastrofalnej wody między wałami w m/s; b — szerokość koryta rzeki w poziomie wody katastrofalnej; r — promień łuku brzegu wypukłego w metrach; np. $v = 3$ m/s, $b = 800$ m, $r = 4000$ m, wtedy $\Delta h =$ około 0,18 m.

Suma obu wzniesień zwierciadła wody wyniosłaby w danym wypadku $0,93 + 0,18 \cong 1,11$ m.

Aczkolwiek powyższe obliczenie ma charakter przybliżony, jednak na jego podstawie można twierdzić, że stosowane obecnie wzniesienie korony wału ponad poziomem katastrofalnej spiętrzonej wody 0,50 m jest za małe. W celu większego bezpieczeństwa należałoby projektować koronę wału naogół minimum 1,00 m nad wspomnianym poziomem wód; dla poszczególnych zaś odcinków rzeki należy wysokość korony ustalać obliczeniami, przyczem podłużny profil wałów nie może być wszędzie równoległym do linii spadku zwierciadła wody.

Na planach sytuacyjnych projektów obwałowania większych rzek należałoby podawać wykresy róży wiatrów.

¹⁾ Dr. Inż. O. Walch. Entwurf und Ausführung von Stau — und Kanaldämmen. 1933. Prof. N. Anisimow. Projektowanie głuchych plotin. Moskwa 1934 r. Wiści Naukowo - Dosлідczoho Instytutu Wodnoho Hospodarstwa Ukrainy T. V. cz. I. 1930 — 1931 r.

²⁾ Prof. A. Kostjakow. Osnovy melioracij. 1927.

³⁾ Prof. A. Brudastow. Osuszenie bołot. 1928.

¹⁾ Prof. I. Szowhenow. Hydraulika pidzemnych wod. Praha. 1929.

²⁾ Der Wasserbau. B. I. 1911. s. 239.

SZEROKOŚĆ KORONY WAŁÓW

Szerokość korony każdej grobli ziemnej zależy na ogół od wysokości grobli nad terenem. Na podstawie zbadania wymiarów ziemnych grobli w około 100 wypadkach przyszedłem do wniosku, że dla grobli, które są niższe od 10 m., szerokość korony wynosi przeciętnie $S_0 = 0,3 H + 2,00$, gdzie H — oznacza największą wysokość grobli w metrach.

Stosując powyższy wzór, należałoby dla grobli o wysokości np. 5 m przyjąć szerokość korony $S_0 = 3,50$ m; dla grobli o wysokości 9 m byłoby $S_0 = 4,70$ m. Dla wałów nad Wisłą w pobliżu ujścia do morza przy średniej ich wysokości około 9 metrów przyjęto w rzeczywistości $S_0 = 4,70$ m. (Prof. Matkiewicz. Regulacja rzek, str. 413).

Jeżeli jednak przyjąć wzniesienie korony wałów nad zwierciadłem katastrofalnej wody nie 0,50 m, lecz minimalnie 1,00 m, wtedy dla korony wałów nad średnią i górną Wisłą z dopływami oraz nad Wartą można by pozostawić szerokość $S_0 = 3,00$ m, przy wysokości wałów do 6,00 m; przy większych wysokościach należałoby obliczać szerokość korony ze wzoru:

$$S_0 = 0,3 H + 1,20 \quad (4)$$

Wały wsteczne na dopływach głównych rzek mają wytrzymać, przynajmniej w dolnych partjach, prawie takie same parcie wody, jak wały na rzekach głównych; są one tylko mniej narażone na podmycie oraz na uderzenie lodu; wobec tego szerokość korony wstecznych wałów nie powinna dużo różnić się od szerokości wałów na głównej rzece. Wysokość wałów wstecznych może być nieco zmniejszona w porównaniu z wałem głównym w przybliżeniu o 0,20 — 0,40 m.

NACHYLENIE SKARP WAŁÓW

Nachylenie skarp wałów zależy od jakości materiału, z którego wał się sypie oraz od charakteru tak zwanej linii depresji w korpusie wału. Kąt naturalnego nachylenia różnych gruntów w zależności od stopnia wilgotności oraz od wysokości nasypu podaje tabl II¹⁾.

Tabl. II

GRUNT	Kąt nachylenia skarpy przy wysokości wału			Nachylenie skarpy przy wysokościach wału		
	2 m	4 m	6 m	2 m	4 m	6 m
gleba orna sucha	38° 40'	38° 40'	37°	1:1,25	1:1,25	1:1½
„ „ mokra	15° 50'	14°	13° 40'	1:3,50	1:4	1:4
piasek grubszy suchy	29° 40'	26°	25° 30'	1:1,75	1:2	1:2
piasek grubszy mokry	21° 40'	20°	18° 40'	1:2,50	1:2,75	1:3
piasek drobny suchy	33° 40'	29° 40'	?	1:1,50	1:0,75	?
piasek drobny mokry	18°	?	?	1:3	?	?
glina wilgotna	29° 40'	26°	25° 40'	1:1,75	1:2	1:2
glina mokra	10° 40'	10° 20'	10°	1:5	1:5	1:5½

¹⁾ Prof. A. Brudastow. Osuszenie mineralnych i bołotnych ziem. Moskwa 1933.

Przy budowie ziemnych grobli w Ameryce przyjmują dla zwykłych gruntów nachylenia skarp, podane w tabl. III¹⁾.

Tabl. III

Wysokość nasypu w metrach	Nachylenie skarpy		Szerokość korony S_0 m	Wzniesienie korony nad W. W. m
	od wody	od łądu		
do 6	1:2,5	1:2	3,00	1,50
do 9	1:2,5	1:2	3,60	1,60
do 12	1:2,75	1:2	4,25	1,60
do 15	1:2,75	1:2	4,85	2,10

Nachylenie skarp wałów wiślanych, usypanych z gruntów przeważnie piaszczystych, od 1:2 do 1:3 od strony wody okazało się przy dobrym wykonaniu nasypu, odarniowaniu skarp i przy należytej konserwacji wałów na ogół wystarczającym; uszkodzenia bowiem wałów w czasie powodzi zdarzały się albo w koronie wałów albo od strony łądu. Jedynie wały świeżo usypane i nieodarniowane (np. w nizinie Chełmińskiej na Pomorzu) zostały uszkodzone tak od strony rzeki, jak też od strony łądu. Wobec tego nachylenie skarp od strony rzeki należy pozostawić i dla przyszłych obwałowań w granicach 1:2 do 1:3²⁾.

Co się tyczy ukształtowania skarpy wałów wiślanych od strony łądu, to kwestja ta nie jest jeszcze ostatecznie rozwiązana i w tym kierunku potrzebne są badania teoretyczne, laboratoryjne na modelach wałów oraz bezpośrednio w terenie w celu ustalenia dla różnych wypadków kształtu linii depresji oraz nachylenia skarpy od strony łądu.

Poniżej rozpatrzemy zjawiska filtracji w ziemnej grobli wogóle oraz w zastosowaniu do wałów wiślanych, biorąc pod uwagę następujące wypadki:

a. wał usypany jest z gruntu przepuszczalnego na poziomym terenie, który można uważać za nieprzepuszczalny;

b. wał usypany jest z gruntu przepuszczalnego na gruncie również przepuszczalnym;

c. wał usypany jest z gruntu nieprzepuszczalnego na gruncie przepuszczalnym.

Zastosowanie w wałach rdzenia z gliny może zdarzyć się tylko w wypadkach wyjątkowych, wobec tego wpływ rdzenia na charakter krzywych depresji na razie nie omawiamy.

Jeżeli wał ABCD (Rys. 1) stoi na gruncie nieprzepuszczalnym RR, przyczem od strony rzeki woda dochodzi do poziomu MM, od strony zaś łądu — do poziomu NN, wtedy przy równomiernym ruchu wody we-

¹⁾ Prof. N. Anisimow. Projektowanie głuchich płotów. Moskwa 1934.

²⁾ Inż. O. Walch w książce „Entwurf und Ausführung von Stau und Kanaldämmen“ na str. 47 pisze: „Bezüglich der Böschungen bei Erddämmen ist gesagt, dass keine Wasserseitige Böschung steiler sein soll als 2,5:1 und keine luftseitige steiler als 2:1“.

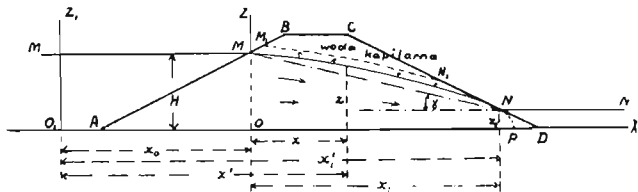
wnętrz korpusu wału otrzymujemy dla układu współrzędnych O_1X i O_1Z równanie¹⁾:

$$z^2 = \frac{H^2 - z_1^2}{x_0 - x_1'} x' + \frac{z_1^2 x_0 - H^2 x_1'}{x_0 - x_1'} \quad (5)$$

jeżeli oś OZ' zastąpimy przez oś OZ , przechodzącą przez punkt M , wtedy $x_0 = 0$

$$\text{i } z^2 = \frac{H^2 - z_1^2}{-x_1} + H^2 \text{ lub } z^2 = H^2 - \frac{H^2 - z_1^2}{x_1} x \quad (6)$$

Ostatnie równanie jest równaniem paraboli MaNP w odniesieniu do osi OX i OZ . Parabola ta jest krzywą depresji.



Rys. 1.

Poniżej krzywej depresji odbywa się w korpusie wału równomierny ruch wody; powyżej — woda podnosi się nieco pod działaniem sił kapilarnych, jednak w ruchu wody od rzeki do łądy woda kapilarna udziału prawie nie bierze²⁾.

Ilość wody, przepływającej przez 1 mb wału, można obliczyć wzorem:

$$q = \varepsilon \frac{H^2 - z_1^2}{2 x_1} \text{ m}^3/\text{min} \quad (7)$$

$$\text{lub } q = \varepsilon \frac{H + z_1}{2} \cdot \frac{H - z_1}{x_1} = \varepsilon \frac{H + z_1}{2} \text{ tg } \gamma \text{ m}^3/\text{min} \quad (8)$$

¹⁾ Prof. I. Szowhenow, Hydraulika podziemnych wód.

²⁾ Wysokość podniesienia się wody kapilarnej w gruntach piaszczystych wynosiła według badań, dokonanych w Rosji od 33 do 53 cm; Wollny znalazł dla piasku o średnicy 0,071 — 0,114 mm podniesienie wody kapilarnej w ciągu 4 dni — 48 cm; w ciągu 11 dni — 50,6 cm.

gdzie ε oznacza współczynnik filtracji, zależny od zastępczej (efektywnej) średnicy ziarn materiału nasypu, porowatości korpusu wału oraz od temperatury wody.

Zastępcza (efektywna) średnica (effective size) d_{ef} lub d_{10} równa się według Hazen'a średnicy okrągłych otworów takiego sitka, przez które przechodzi przy normalnych wstrząsach 10% wagi wziętej próby gruntu, 90% zaś zostaje na sitku.

Należy jednak zauważyć, że grunty z jednakową średnicą zastępczą mogą znacznie różnić się odnośnie wielkości oraz charakteru tych ziarn, które pozostają na sitku. Wobec tego Hazen wprowadził jeszcze jedną charakterystykę gruntu, mianowicie współczynnik jednostajności (uniformity coefficient) — μ . Współczynnik μ Hazen proponował wyznaczać w sposób następujący: trzeba odszukać takie sitko, przez które przejdzie 60% wagi całej próbki, zmierzyć średnicę otworów takiego sitka d_{60} wtedy

$$\mu = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad (8)$$

Na podstawie licznych doświadczeń Hazen doszedł do wniosku, że zastępczą średnicę d_{10} można przyjmować przy obliczeniach przesiąkania przez grunty tylko wtedy, gdy $\mu \leq 5$.

Wartość współczynnika filtracji lub przepuszczalności ε wyznacza się albo zapomocą wzorów empirycznych, lub też sposobami, opartymi na próbach pompowania¹⁾.

Dla celów dalszych obliczeń została przyjęta tabela Charlsa Slichtera wartości ε przy temperaturze wody 15³/₉ °C (60° Fahrenheit), opracowana przez mnie dla miar metrycznych w m³/min.²⁾ (tabl. 4).

(Dok. nast.)

¹⁾ Prof. Pomianowski, prof. Rybczyński, Dr. Wóycicki, Hydrologja, cz. II, 1934 r.

²⁾ Pamiętnik drugiego zjazdu meljoracyjnego w Warszawie 17 — 20. VI. 1929. Prof. I. Szowhenow, Przyczynek do obliczenia prędkości i przepływu wód gruntowych.

Inż. Kazimierz Dębski

Zarys akcji ochrony przed powodzią¹⁾

PODSTAWY POLITYKI PRZECIWPOWODZIOWEJ ORAZ KALKULACJI EKONOMICZNEJ OBJEKTÓW WDDNYCH.

Badając zależność, jaka zachodzi między długością pewnego okresu czasu a rozmiarami tego największego wezbrania, które w danym okresie zdarzyło się lub zdarzyć się może, stwierdzamy, że okresowe *maxima* wezbrań bywają tem większe im większym czynimy okres czasu, brany pod rozwagę.

Ponieważ wzrostowi temu granicy teoretycznej postawić nie można, musimy oznaczyć ją — zgodnie z praktycznym celem naszych obliczeń tak, by bezpieczeństwo przeciwpowodziowe utrzymać na pożądanym poziomie.

W związku z tem nasuwa się przedewszystkiem konieczność podziału zjawisk powodziowych, uszeregowanych według wielkości na dwie strefy:

a. d o l n ą, obejmującą wyłącznie te wezbrania, z którymi możemy skutecznie walczyć zapomocą środków t e c h n i c z n y c h,

b. g ó r n ą, obejmującą wezbrania wyższe, o mniejszem prawdopodobieństwie pojawienia się, przed którymi z przyczyn technicznych lub ekonomicznych nie możemy się skutecznie zabezpieczyć, których skutkom natomiast przeciwdziałać możemy zapomocą odpowiednio rozbudowanego systemu u b e z p i e c z e n i o w e g o.

Sąd o tem, jak wielkie jest wezbranie, nazwijmy je krytycznem, leżące na granicy wspomnianych tu stref, oparty być winien przedewszystkiem na kalkulacji ekonomicznej.

¹⁾ Patrz „Sprawozdanie z przebiegu Konferencji Powodziowej”. Gospodarka Wodna. Nr. 2. 1935.

Kalkulację ekonomiczną możemy przeprowadzić wówczas, gdy dla pewnego zagadnienia, w sposób w danym wypadku właściwy, ustalić się da związek między prawdopodobieństwem pojawienia się powodzi a jej objętością kulminacyjną.

Za punkt wyjścia dla obliczenia powodzi krytycznej przyjmujemy albo wysokość wezbrania (np. ten stan wody, przy którym zalewane są pewne tereny), albo okres eksploatacji budowli przy normalnym jej zużyciu (np. dla mostów drewnianych 10—20 lat), albo też okres trwania koncesji i t. p.

Z tych danych oraz ze związku prawdopodobieństwa wyznaczyć się da ta największa objętość przepływu oraz jej częstotliwość, które odnośnym warunkom wstępnym odpowiadają, wreszcie oznaczyć można koszt odpowiedniego rozwiązania technicznego.

Przyjmując objętości od powyższej stopniowo coraz większe, powtarzamy poprzednie obliczenia, znajdując rozwiązania coraz pewniejsze, jednak — z uwagi na koszt wykonania — odpowiednio droższe.

Dochodzimy w ten sposób do krzywej kosztu, względnie obciążenia rocznego różnych rozwiązań technicznych, jako funkcji częstotliwości.

Na roczne obciążenie poszczególnych rozwiązań technicznych składają się następujące pozycje:

- amortyzacja kapitału włożonego w budowę,
- oprocetowanie tegoż kapitału,
- koszta utrzymania i konserwacji budowy,
- koszta eksploatacji (netto), przy czym ewentualny czysty zysk ze znakiem przeciwnym,
- ryzyko szkód powodziowych na obiektach (stawka asekuracyjna),
- ryzyko szkód powodziowych w interesach publicznych (dotacje roczne).

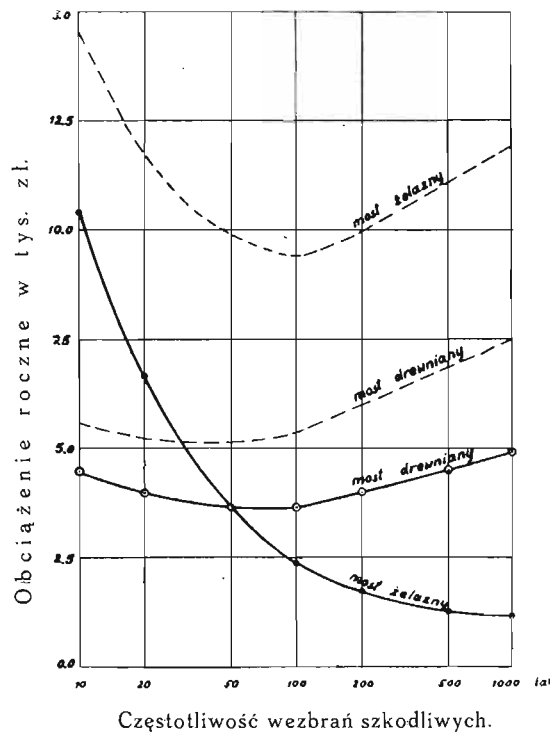
Kształt krzywej rocznego obciążenia wynika z wzajemnego stosunku poszczególnych składników sumy.

Jeśli w układzie prostopadłych osi współrzędnych jako odcięte znaczyć będziemy ilość lat n w okresach przyjmowanych za podstawę rachunku prawdopodobieństwa pojawienia się pewnego maximum przepływu, jako rzędne zaś obciążenie roczne s odnośnych rozwiązań technicznych, krzywa rocznego obciążenia przecnie oś rzędnych bardzo wysoko. dla odciętej $n=2$ przebiegnie w pobliżu wartości całkowitego kapitału wydanego na budowę (ryzyko 50%), dalej na prawo rzędne krzywej będą się zmniejszać aż do pewnego minimum (malejące szybko ryzyko), po osiągnięciu minimum rzędne będą znowu wzrastać (rosnące koszty budowy i utrzymania, mały wpływ zmniejszonego ryzyka).

Minimalnej wielkości obciążenia rocznego odpowiada teoretyczna wielkość powodzi krytycznej. Ze względów praktycznych korzystniej będzie dla powodzi krytycznej przyjmować punkt położony nieco na lewo od punktu teoretycznego. Wynika to z kształtu wykresu.

Na przykładzie (Rys. 1) podano n w podziałce logarytmicznej, s w podziałce arytmetycznej. Wykresy oparto na obliczeniu pewnej ilości alternatyw budowy mostu żelaznego i drewnianego, w tem samym miejscu, na jednej z rzek wołyńskich. Jako okres trwałości mostu drewnianego przyjęto 15 lat. dla mostu żelaznego 100 lat. Stopa amortyzacyjna odpowiednio 5% wzglę-

dnie 0.08%. Stopa procentowa 4%. Linje kreskowane odpowiadają alternatywie pokrycia kosztów budowy kapitałem wypożyczonym na 4%. Linje pełne odpowiadają alternatywie kapitału własnego, nieoprocetowanego.



Rys. 1.

Zwiększanie okresu przyjmowanego za podstawę rachunku prawdopodobieństwa ponad wielkość, odpowiadającą wielkości krytycznej, przestaje się opłacać w odniesieniu do rozwiązań technicznych.

W związku z powyższymi rozważaniami na pierwszy plan w akcji przeciwpowodziowej wysuwa się dążenie do zmniejszenia częstotliwości pojawiania się w naturze wezbrań o określonej wielkości przepływu kulminacyjnego.

W ten sposób moglibyśmy zmniejszać ilość wezbrań we wspomnianej wyżej strefie górnej, natomiast zwiększać ją w strefie dolnej.

Działając w tym kierunku zwiększać możemy okres, na jaki urządzenia nasze oraz budowle, ze względu na wielką wodę, okażą się wystarczające.

Środki, jakimi ten cel może być osiągnięty, obejmujemy ogólnym mianem: „R o z b i j a n i e o b j e t o ś c i k u l m i n a c y j n y c h”.

Rozumieć będziemy pod tem określeniem, takie oddziaływanie na przebieg spływu wód opadowych z terenu do potoków, a niemi do rzek i dalej do większych odbiorników, by szanse arytmetycznego dodawania się kulminacyjnych objętości przepływu zbiegających się wód wezbraniowych systematycznie były pomniejszane na skutek odpowiedniej celowi zmiany kolejności kulminowania i szybkości spływu.

Oddziaływanie na odpływ może być opóźniające lub przyspieszające.

Do głównych środków opóźniających odpływ wód zaliczamy: zalesianie stoków, krzewienie roślinności w dolinach rzek, przegrody dolin wszelkiego rodzaju, budowę zbiorników retencyjnych a także użytkowych o rozmaitem przeznaczeniu (żegluga, zakłady o sile

wodnej, rybołówstwo), utrzymywanie terenów retencyjnych (bagien) oraz basenów inundacyjnych, zarówno naturalnych jak i sztucznych. Do głównych środków przyspieszających odpływ zaliczymy: karczowanie lasów, czyszczenie dolin, budowę urządzeń odwadniających (drenów, kanałów), regulacje rzek i potoków, obwałowanie odbiorników (dla wód międzywala) i t. p.

Decyzja co do wyboru właściwego kierunku oddziaływania zależeć będzie od przyrodzonych właściwości rzek i oparta być musi przede wszystkim na wynikach spostrzeżeń wołowskazych.

Nie powinniśmy np. dopuścić do łączenia się w korycie Wisły kulminacyjnych fal górnej Wisły i Soły, Wisły i Dunajca, Dunajca i Sanu lub np. w korycie Prypeci kulminujących wód Styru i Horynia. W tym celu winniśmy, wybrawszy właściwy kierunek oddziaływania, przede wszystkim opóźnić odpływ wody, która już obecnie przychodzi zapóźno, przyspieszać natomiast, gdzie to jest jeszcze możliwe, odpływ wody, która już teraz w miejscu połączenia zjawia się wcześniej.

Potrzebne jest do tego opracowanie schematów, dających pogląd na obecną kolejność spływu fal powodziowych poszczególnych dorzeczy, poczynając od działów wodnych, aż po odcinki końcowe rzek głównych oraz wskazujących na niezbędny kierunek oddziaływania na tę kolejność w przyszłości.

Oczywiście zarówno opracowanie podobnych schematów, jak i wpływ na realizację projektów hydrotechnicznych w tym duchu, należą do zagadnień państwowych w wielkim stylu i stanowić winny jedną z ważnych przesłanek państwowej polityki w wodnej, w programie rozłożonym na długie lata.

SPOSOBY I ORGANIZACJA AKCJI OCHRONY PRZECIWPOWODZIOWEJ

W ramach akcji ogólnej, wspierającej się na podstawach opisanych powyżej, rozwiązywane być mogą bieżące zadania hydrotechniki.

Środki zabezpieczające nas od szkód powodziowych podzielimy na trzy grupy:

- a. urządzeń technicznych i obiektów,
- b. zarządzeń administracyjnych.
- c. ubezpieczeń ekonomicznych (asekuracji).

Do pierwszej należeć będą te wszystkie budowle i urządzenia techniczne, które wymieniliśmy jako środki oddziaływania na spływ fal powodziowych, oczywiście użyte w ten sposób, by nie stały w kolizji z podstawowym warunkiem działania w kierunku robienia objętości kulminacyjnych. Zaliczymy tu przede wszystkim środki ułatwiające odpływ fal przy obniżonym poziomie wody np. oczyszczanie dolin rzecznych, regulacje rzek, następnie środki zmniejszające objętość kulminacyjną bezpośrednio (zbiorniki) oraz środki zmniejszające zasięg szkodliwego przebiegu wezbrań przy niezmiennym lub wyższym poziomie wody (obwałowania).

Do grupy następnej (b) należeć będą następujące środki administracyjne:

1. organizacja prognozy i sygnalizacji wezbrań w zakresie stwarzającym możliwość ewakuacji zagro-

żonego obszaru we właściwym czasie i we właściwych rozmiarach,

2. przeciwdziałanie w oparciu o ustawę wodną i budowlaną lub nawet o specjalne przepisy prawne zabudowie terenów niedostatecznie zabezpieczonych oraz gromadzeniu na nich takich dóbr ekonomicznych, których ewakuacja w chwili niebezpieczeństwa byłaby utrudniona, a które niekoniecznie muszą się w strefie wezbraniowej znajdować,

3. popieranie zapomocą odpowiedniej polityki fiskalnej takich sposobów użytkowania terenów położonych w zasięgu wezbrań, które mniej wrażliwe są na klęskę powodzi, przeciwdziałanie natomiast takim sposobom użytkowania, które w czasie powodzi najwięcej cierpią lub groźbę szkód powiększają.

Do grupy ostatniej (c) zaliczymy asekuracje wszelkiego rodzaju o charakterze publicznym lub prywatnym oraz specjalne fundusze dla łagodzenia klęsk powodziowych.

Środki tej grupy mogłyby znaleźć zastosowanie w tych wypadkach, w których środki techniczne z jakichkolwiek bądź przyczyn dla sprostania naporowi wezbrania okazać się mogą niewystarczającymi.

Porządek, w którym wymienione są powyższe trzy grupy środków walki z klęskami powodzi, odpowiada ich wadze w odniesieniu do wezbrań nie większych od powodzi krytycznej.

Środki, które możemy bronić się przeciw skutkom powodzi większych od krytycznej są podobne, waga ich jest w tym wypadku inna.

Na pierwszy plan wysuwają się tu środki ekonomiczne. Ponieważ podstawą kalkulacji są zazwyczaj dłuższe okresy czasu, przeto składki asekuracyjne, względnie dotacje roczne z reguły nie będą wysokie.

Drugie miejsce z kolei pod względem znaczenia zajmuje tu — jak poprzednio — grupa środków administracyjnych. Wyróżnimy w niej oddziaływanie na jakość i ilość dóbr ekonomicznych w dolinach rzek w sensie sprzyjającym zmniejszeniu ryzyka powodziowego, organizację służby bezpieczeństwa, ochrony obiektów i ratownictwa na czas powodzi, organizację prognozy i sygnalizacji niebezpieczeństwa.

W grupie środków technicznych wyróżnimy wreszcie urządzenia dla sygnalizacji, ułatwienia dla ewakuacji (np. drogi, schrony), roboty zabezpieczające (np. kanały ulgi, groble ochronne) i t. p.

Wszystkie wyżej podane sposoby i środki ochrony przed klęską powodzi mają następującą cechę wspólną: winny być przygotowane przed powodzią, nie jako środki doraźne, a zawsze jako element jednolitego przemyslanego planu ogólnego. Poczynania indywidualne winny być z tym planem uzgadniane przy sposobności zatwierdzenia projektów, udzielania pozwoleń wodno-prawnych, wymiaru składek dla adiacentów i t. p.

W razie powodzi znaczenia nabiera mobilizacja służby bezpieczeństwa, a więc sygnalizacji, ratownictwa, ochrony obiektów. Aparat ten spełni swe zadanie tylko o tyle, o ile siły i środki, jakimi będzie rozporządzać, okażą się dostateczne.

Po przejściu powodzi automatycznie rozwijać się powinna akcja odbudowy, prowadzona na podstawie planu dawniej przygotowanego w ramach działalności instytucji ubezpieczeniowych prywatnych, społecznych

lub państwowych, lub też w oparciu o specjalny fundusz powodziowy w bankach państwowych. Równolegle winna rozwijać się akcja rejestrowania szkód, ocena sprawności urządzeń zabezpieczenia powodziowego,

nego jednolitego organu związanego i kontrolującego.

Organ taki czynny nieprzerwanie miałby za zadanie czuwać nad przygotowaniem i realizowaniem pro-

Organ ochrony przeciwpowodziowej	Akcja systematyczna		Akcja doraźna	
	Studja	Akcja właściwa	Ratownictwo	Naprawa szkód
główny	1. hydrologiczne 2. ekonomiczne 3. organizacyjne 4. techniczne	1. Organizacja organów podległych 2. Opracowanie i nadzór nad wykonaniem planu walki z powodzią. 3. Organizacja ubezpieczeń ekonomicznych.	1. Prognoza długoterminowa (ostrzeżenia).	1. Kontrola ubezpieczeń.
okręgowy		1. Organizacja organów lokalnych. 2. Sprawowanie nadzoru administracyjnego. 3. Budownictwo przeciwpowodziowe.	1. Prognoza krótkoterminowa (sygnalizacja wezbrań)	1. Remont i odbudowa urządzeń technicznych. 2. Realizacja ubezpieczeń.
lokalny			1. Ewakuacja dóbr. 2. Ratownictwo ludności. 3. Obrona obiektów.	

obliczenia hydrologiczne — ważne ze względu na przyszłość.

Oczywiście powodzenie akcji przeciwpowodziowej, zorganizowanej w myśl zasad wskazanych w powyższym szkicu, wymaga przede wszystkim wydzielenia z ram organizacyjnych administracji państwowej pew-

gramu ochrony przeciwpowodziowej i musiałby być wyposażony w dostateczne kompetencje ustawowe oraz środki personalne, techniczne i budżetowe.

Organu takiego w Państwie naszym obecnie brak. Załączony schemat daje pogląd na zakres działania i wpływów tej niezbędnej jednostki organizacyjnej.

Jan Kwiatkowski

Wezbrania Wisły pod Sandomierzem na tle powodzi z roku 1934

Zadaniem niniejszego artykułu będzie podanie bliższych wiadomości o wezbraniach Wisły pod Sandomierzem w okresie 1881 — 1934 r. Jako początek badanego odcinka wybrano ujście Dunajca (km 160.7), za końcowy punkt przyjęto km 295 pod Opoką (lub km 292 pod Piotrkowicami), gdzie tereny zalewowe zanikają. Niżej zebrano również materiał, dotyczący wielkich wezbrań Wisły przed r. 1881.

Wielkimi będą tutaj nazywane te wezbrania, które przekroczyły odczyt +450 cm w Sandomierzu. Wysokość ta była krytyczną dla tych wałów, które jeszcze w lipcu 1934 r. istniały w powiecie Sandomierskim od Turska (km 225) wdół rzeki. Te wielkie wezbrania wywoływały zawsze na brzegu lewym, a dawniej często i na brzegu prawym mniej lub więcej szkodliwe przerwy wałów.

Przy opisywaniu wezbrań podane będą okoliczności, które w ciągu przeszło stu lat wpływały na mniejszą lub większą pojemność koryta wód wielkich na danym odcinku rzeki. Do takich czynników należą głównie obwałowanie i regulacja rzeki.

TERENY ZALEWOWE

Poza pewnymi odcinkami biegów górskich wszędzie prawie nad brzegami rzek są mniej lub więcej szerokie tereny zalewowe.

Tabl. I

Powierzchnia terenów zalewowych w km ² na odcinku Wisły Dunajec — Opoka			
na części odcinka	na brzegu		razem
	prawym	lewym	
wyżej ujścia Wisłoki	395	166	561
nijżej ujścia Wisłoki	379	118	497
na całym odcinku	774	284	1058

Powierzchnie terenów zalewowych na omawianym odcinku (tabl. 1) na brzegu prawym obejmują, poza terenem zalewowym Wisły również, będące z nim w łączności, także tereny: Sanu (od Rozwadowa), Wisłoki (od Mielca) i prawobrzeżny — Dunajca względnie Białej (od okolic Tarnowa). Zestawienie powyższe nie obejmuje stosunkowo niewielkich obszarów w międzywalu, które będą zatapiane zawsze przy większych wezbraniach.

Prawy brzeg Wisły położony jest w powiatach Dąbrowskim, Mieleckim, Tarnobrzesckim i na nieznacznej przestrzeni w Janowskim, lewy — w powiatach: Stopnickim i Sandomierskim.

Powierzchnia terenu zalewowego w powiecie Sandomierskim (km 213,6 do km 290) wynosi 131 km².

Przy poszczególnych wezbraniach tereny zalewowe mogą ulegać zatopieniu względnie nie być zatopione, przytem zalew może nastąpić wskutek przerw wałów lub wskutek ich braku.

Podawane dalej (częściowo wymienione już w tabl. I) powierzchnie tych różnego rodzaju terenów nie należy uważać jako dokładne, określenie bowiem tych powierzchni w wielu wypadkach jest bardzo utrudnionem, szczególnie dla wezbrań oddalonych w czasie.

Dla ułatwienia orientacji podać tutaj należy nazwy ważniejszych nizin, ich położenie i przybliżone powierzchnie (Rys. 1.).



Rys. 1.

Nizina Stopnicka o terenie zalewowym 160 km² położona jest między km 167,1 a 220,5, jej dolna część poniżej km 213,6 należy już do powiatu Sandomierskiego.

Poniżej km 221 znajduje się nizina Winnicka o terenie zalewowym tylko kilku kilometrów kw.

Od wzgórz pod Turskiem (km 225) do szosy na „Krakówce” pod Sandomierzem (km 267,5) nizina o terenie zalewowym 99 km² dzieli się wałem poprzecznym w km 243 i wałem wzdłuż lewego brzegu Koprzywniki w km 258 na trzy części: nizinę Tursko-Osiecką, Koprzywnicką i Skotnicką.

Drobne tereny zalewowe bez nazw na przedmieściach Sandomierza nie przekraczają razem obszaru 1,5 km².

Między Górami Pieprzowemi a wzgórzami pod Zawichostem km 273 do km 284,6 mamy nizinę Dwikoską powyżej i Winiarską poniżej Opatówki, o ogólnym terenie zalewowym 16,4 km².

W e z b r a n i e 1813 r.

Nie mało wiadomości znaleźć można w kronikach polskich i obcych o wielkich wezbraniach Wisły, jakie zdarzały się w ubiegłych stuleciach, lecz dla wezbrań od końca XVIII wieku wstecz poza kilkoma znakami (w Krakowie, Toruniu), które utrwalają wysokość niektórych z tych wezbrań, niema prawie żadnych konkretnych wiadomości z dawnych wezbrań, o których zachowały się mniej więcej określone wiadomości, należy omówić wezbranie z dn. 26 — 28 sierpnia 1813 r.

Co do wysokości tego wezbrania to w najbliższej okolicy Sandomierza zachowały się dotychczas 2 znaki: w kruchcie kościoła w Skotnikach (km 258,7) i po obu stronach bramy kościelnej w Baranowie (km 242,3). Bezpośrednie porównanie wysokości wezbrań 1813 i 1934 r. według znaku w Skotnikach, do którego z powodu przerwania wałów dosięgła również lipcowa wielka woda 1934 r., wykazuje, że ta ostatnia była w tem miejscu wyższa od W.W. z r. 1813 o 4 cm. Według wiadomości, podanej w Nr. 72 Gazety Warszawskiej z dn. 7 września 1813 r. Wisła pod Krakowem w dniu 26 sierpnia 1813 r. „tak bardzo i nagle wezbrała, jak jeszcze najstarsi ludzie wiekiem nie pamiętają”. Wy-

sokość tego wezbrania pod Krakowem, a również i pod Zawichostem była znacznie wyższa, niż w lipcu 1934 r., mimo, że w pobliżu Sandomierza wysokości obu tych wezbrań były prawie jednakowe. Porównanie jednak tych powodzi może być dokonane tylko przy jednoczesnem, o ile to jest możliwem, odtworzeniu stanu obwałowania z r. 1813. Według wiadomości, jakie posiadamy, istniały wówczas wały nad dolnym Dunajcem i zapewne też częściowo nad Wisłą poniżej jego ujścia na prawym, a może i na lewym brzegu w górnej części niziny Stopnickiej, mogły też już być wały między Tarnobrzegiem a Zarzekowicami, wreszcie istniał mający jednak tylko miejscowe znaczenie wał pierścieniowy pod Wrzawami na brzegu prawym, usypany w końcu XVIII wieku.

Wiadomem jest, że w czasie wezbrania 1813 r. prawobrzeżne wały Dunajca były poprzerywane, twierdzić można również, że i pozostałe wały, o ile wogóle istniały, jako nieobliczane na tak wielką wodę, nie wytrzymały jej naporu, wobec czego cały prawie zalewowy teren na odcinku Dunajec — Opoka, wynoszący ponad 1000 km² mógł być w czasie wezbrania 1813 r. zatopiony. *Rozmiary więc tej powodzi uznać należy jako większe, niż powodzi 1934 r.*, podczas której około 1/3 wymienionego terenu ochroniły wały. Podczas powodzi r. 1813 nie było jednak tak wielkich, jak w r. 1934, zniszczeń wałów, istniejących wówczas na stosunkowo nieznacznych tylko odcinkach Wisły lub Dunajca.

Do wielkich, niezatorowych wezbrań Wisły, jakie na danym odcinku miały miejsce po r. 1813, w okresie, kiedy jeszcze spostrzeżeń wodowskazowych pod Sandomierzem nie było, zaliczyć należy wezbrania z sierpnia 1839 r. i z lipca 1844, 1845 i 1867 r. Według spostrzeżeń pośrednich wezbrania te przekroczyły przypuszczalnie wysokość, odpowiadającą odczytowi +450 cm w Sandomierzu.

O b w a ł o w a n i e w o k r e s i e 1813 — 1845 r.

Po powodzi 1813 r., a następnie i po r. 1839 były bezwątpienia tu i owdzie sypane i wzmacniane wały ochronne. Konkretnie o tem wiadomości posiadamy między innymi co do prawobrzeżnych wałów dolnego Dunajca. Na „Topograficznej karcie Królestwa Polskiego” (1:126000), wydanej pod datą 1839 r. przedstawiającej jednak stan z roku 1825, a zawierającej tylko lewy brzeg Wisły, oznaczone są już wały na lewym brzegu w nizinie Stopnickiej od ujścia Nidy (km 175) do wsi Słupiec (km 208). W obecnych granicach powiatu Sandomierskiego są na tej mapie oznaczone tylko gdzieś tam wały w nizinach powyżej Sandomierza i w nizinie Dwikoskiej poniżej Sandomierza, które w czasie stosunkowo mniejszych wezbrań mogły chronić od zatopienia niewielki obszar, nie przekraczający razem 10 km².

W e z b r a n i a 1839, 1844 i 1845 r.

Wysokość tych wezbrań można podać tylko według stosunkowo bliskiego od Sandomierza wodowskazu w Zawichoście (km 287,6), mając na uwadze, że między Sandomierzem a Zawichostem ma ujście (w km 279,7) rz. San. oraz że inna była i jest pojemność koryta Wisły pod Zawichostem i że rozpiętość wahań stanów wody jest tutaj mniejsza niż w Sandomierzu. Wezbrania z dn. 26 sierpnia 1839 r. oraz z dn. 25 lipca 1844 roku osiągnęły w Zawichoście jednakową wysokość, mniejszą od wysokości lipcowego wezbrania z r.

1934 o 15 cm, a w dn. 22 lipca 1845 r. — mniejszą od wezbrania z r. 1934 o 30 cm. Wezbranie z r. 1845 było wprawdzie w Krakowie o 24 cm wyższe, niż w r. 1844, naogół jednak za największe z tych 3 wezbrań uważać należy wezbranie z r. 1844, które w Warszawie przekroczyło nawet wysokość powodzi z r. 1813.

Powierzchnie zatopione w tych latach według dość skąpych wiadomości, nie przekraczały prawdopodobnie 900 km².

O b w a ł o w a n i e w o k r e s i e 1845 — 1867 r.

Wymienione wezbrania, a przedewszystkiem z r. 1844 były bodźcem do wydania w r. 1845 i 1846 przez właściwe władze b. Królestwa Kongresowego przepisów i instrukcyj, normujących sprawy budowy i konserwacji wałów ochronnych¹⁾, oraz wykonania w okresie 1845 — 1861 r. poważnych na owe czasy robót przy obwałowaniu lewego brzegu Wisły. We wspomnianym okresie usypano wały w górnej części niziny Stopnickiej powyżej ujścia Nidy i w dolnej jej części poniżej Słupca, w nizinach: Tursko-Osieckiej (od wzgórz pod Turskiem do Otoki), Koprzywnickiej (od Świniar do okolic Kamieńca), Skotnickiej (od wzgórz pod Sosniczanami ku ujściu Koprzywianki i od Koprzywianki do Zawierzbia), Dwikoskiej (zapewne tylko przebudowa od Kamienia Mściowskiego do punktu naprzeciwko ujścia Sanu). Według wymienionej instrukcji z r. 1846 korona tych wałów powinna być się wznosić „2 stopy nad najwyższą wodę“. Żadna jednak z tych nizin nie była wówczas zamknięta z dołu wobec tego, że racjonalne odprowadzenie do Wisły wód rzeczek, dopływających do tych nizin, natrafiało na trudności. Po wykonaniu tych robót obwałowany teren na całej przestrzeni lewego brzegu odcinka Dunajec — Opoka wynosił 190 km², z czego na powiat Sandomierski przypada 72,5 km².

Po powodzi 1844 r. właściwe władze podjęły również inicjatywę w sprawie racjonalnego obwałowania prawego brzegu Wisły na odcinku km 160,7 do 287 i zarządziły sporządzenie projektu, który jednak wówczas nie był opracowany. Wiadomem jest tylko, że w latach 1844 — 1862 były uzupełniane wały na prawym brzegu dolnego Dunajca. Na planach Kolberga z r. 1860-66 w skali 1:40000 od ujścia Dunajca wdół oznaczone są na prawym brzegu Wisły wały od ujścia Dunajca do Urbanówki (km 160,7 — 198), w gminach Machów i Koimów powyżej Tarnobrzega, od Tarnobrzega do Zarzekowic (km 254,7 — 268,5) i pod Dąbrową, Łapiszowem. Należy jednak dodać, że na takich samych planach Kolberga, lecz w skali 1:10000 są też wały w okolicach Wisłoki powyżej i poniżej ujścia.

W e z b r a n i e 1867 r.

Następem po r. 1844 (względnie 1845) wielkim wezbraniem Wisły, które w Sandomierzu mogło przekroczyć odczyt +450 cm było wezbranie 1867 r. z kulminacją w Sandomierzu 11 lipca. Według obserwacji w Dzikowie miało ono podobnie szybkie tempo wzrastania, jak opisane niżej wezbranie z r. 1884, jednak jego czas trwania w pobliżu kulminacji był bardzo krótki.

Szczególnie wielkim było to wezbranie nad Saniem. W Majdanie Zbydniowskim (Radomyślu) w dn. 12 lipca 1867 r. był bezwzględnie najwyższy z dotych-

czas notowanych stan wody. Na Dunajcu w Nowym Sączu tylko lipcowa woda z r. 1934 była o 84 cm wyższą, niż w dniu 9 lipca 1867 r. Natomiast w Krakowie z pośród tutaj opisanych wielkich wezbrań tylko W.W. z r. 1924 była niższa (o 38 cm) od W.W. z r. 1867.

Z podanych wyżej okoliczności wnosić można, że w czasie wezbrania 1867 r. zatopionych terenów wzdłuż Wisły powyżej Sandomierza wskutek przerw wałów było stosunkowo niewiele, mimo to ogólna powierzchnia zalanych obszarów na odcinku Dunajec — Opoka mogła przekroczyć 700 km² wobec dużej jeszcze wówczas powierzchni nieobwałowanej.

O b w a ł o w a n i e w o k r e s i e 1867 — 1884 r.

Między rokiem 1867 a następnym wielkim wezbraniem 1884 r. stan obwałowania na lewym brzegu nie uległ poważniejszym zmianom. Natomiast na prawym brzegu był uzupełniony w r. 1873 wał w Nadbrzeżu, od Baranowa w górę, a zapewne też i powyżej Wisłoki sypano wały przypuszczalnie w 70-tych latach ubiegłego stulecia, w r. 1883-4 przysunięto wał ku Wiśle poniżej Łapiszowa. Na planach z r. 1885 (1:7200) oznaczone są już wały na całej przestrzeni Wisły od ujścia Dunajca wdół oprócz odcinka poniżej Baranowa do wzgórza w Siedleszczanach i poniżej ujścia Sanu.

W e z b r a n i e 1884 r.

Podczas letniego wezbrania z r. 1884 początek przyboru wody pod Sandomierzem (przy spostrzeżeniach zwyczajnych) zanotowano w d. 18 czerwca o godz. 8 przy stanie wody +102 cm. W ciągu pierwszej doby przybyło tylko 7 cm, w ciągu drugiej — tempo wzrastania było niezwykle raptowne po 11 cm na godzinę, a w ciągu trzeciej — do osiągnięcia kulminacji +448 cm w dniu 21 czerwca o godz. 8 po 3,2 cm na godzinę. Właściwa kulminacja miała zapewne miejsce w innej nieco porze i była o kilka do kilkunastu cm wyższa, nie jest jednak ściśle znana, wobec braku spostrzeżeń nadzwyczajnych.

W czasie tego wezbrania były przerwane prawobrzeżne wały Dunajca, co wywołało zatopienie terenów między Dunajcem a Wisłoką, jak również były przerwane wały prawobrzeżne poniżej Nadbrzezia. Na lewym brzegu omawianego odcinka Wisły przerwy wałów były we wszystkich nizinach, a więc w Stopnickiej, Tursko-Osieckiej, Koprzywnickiej, Skotnickiej i Dwikoskiej, przyczem w nizinie Tursko-Osieckiej pod Łągiem Osieckim wał na długości ponad 500 m osunął się do Wisły razem z poderwanym brzegiem.

Ogólna powierzchnia zatopionych w czasie tej powodzi terenów wynosiła około 700 km² z tego połowa mniejwięcej przypada na zatopione wskutek przerw, a druga połowa — wskutek braku wałów. Z tych 700 km² na powiat Sandomierski przypada 121 km².

O b w a ł o w a n i e w o k r e s i e 1884 — 1903 r.

A więc tak na lewym, jak i na prawym brzegu nietylko były jeszcze dość znaczne nieobwałowane obszary, lecz też istniejące wały, które chroniły od zatopienia obwałowane tereny przy zwykłych wezbraniach, były niewystarczającymi dla ochrony od takich wezbrań, jakim było letnie wezbranie z r. 1884.

To też w r. 1889 rozpoczęto systematyczne uzupełnianie obwałowania Wisły na prawym brzegu, obwałowanie dolnych biegów jej karpackich i nizinnych dopływów oraz odwodnienie niziny nadwiślańskiej

¹⁾ Przepisy ogłoszono drukiem w tomie IV przepisów administracyjnych Królestwa Polskiego w r. 1866.

w granicach b. Galicji¹⁾. W granicach powiatu Tarnobrzieskiego od km 238,8 do km 287 roboty wykonano w latach 1889 — 1895. Na prawym brzegu dolnego Dunajca względnie Białej wały uzupełniono i wzmocniono w latach 1893 — 1900, a roboty przy uzupełnianiu obwałowania od km 209,5 do km 238,8 w granicach powiatu Mieleckiego wykonano w latach 1898 — 1906.

Na lewym brzegu Wisły poza naprawą zniszczeń z r. 1884 i zapewne gnieńdzie podwyższeniem i wzmocnieniem istniejących wałów były w okresie 1884 — 1903 r. wykonane następujące uzupełnienia obwałowania: drobne powiększenie (o 1 km²) obwałowanego terenu w nizinie Stopnickiej, częściowe uzupełnienie wałów wzdłuż obu brzegów ujściowego odcinka Koprzywnickiej, co powiększyło obwałowany obszar o ok. 3 km², lecz jeszcze nie zabezpieczyło w zupełności dolnej części niziny Koprzywnickiej; wreszcie obwałowanie około r. 1886 dolnej części niziny Dwikoskiej pod Szczytnikami i prawego brzegu Opatówki, której bieg w granicach niziny uporządkowano już w roku 1883, i w końcu obwałowanie w r. 1894 niziny Winiarskiej poniżej Opatówki. Te roboty powiększyły obwałowany teren razem o 15 km². Wobec tego w r. 1903 obwałowany teren na lewym brzegu odcinka Dunajec — Opoka wynosił 205 km², z czego na powiat Sandomierski przypada 86,5 km².

W e z b r a n i e 1903 r.

W roku 1903 miało miejsce następne wielkie wezbranie Wisły, które w Sandomierzu rozpoczęło się w dniu 7 lipca o godz. 8 przy stanie wody +111 cm i osiągnęło kulminację +465 cm w dniu 13 lipca o godzinie 21 przy bardzo słabym naogół tempie wzrastania po 2,3 cm na godzinę. Stan wody powyżej odczytu +450 cm trwał 1 dobę 9 godzin.

W Krakowie wezbranie to co do wysokości było największym poza wyższym o 43 cm wezbraniem z r. 1813. Natomiast w Radomyślu na Sanie jego wysokość była najmniejszą z pośród opisywanych tutaj wielkich wezbrań.

Podczas wezbrania 1903 r. na lewym brzegu było (według szczegółowego wykazu) w nizinie Stopnickiej 16 przerw wałów, w nizinie Koprzywnickiej 5 i w nizinie Skotnickiej 1 przerwa w górnej części niziny. W wałach nizin Tursko-Osieckiej, Dwikoskiej i Winiarskiej przerw nie było. Na prawym brzegu Wisły miały być też przerwy (według wiadomości podanych w Kurjerze Warszawskim) na odcinku Dunajec — Breń, gdzie wówczas wały były dopiero przebudowywane.

Ogólna powierzchnia terenów zatopionych w czasie tego wezbrania wynosiła ok. 300 km², a więc mniej niż połowę zatopionego obszaru w r. 1884, z tego głównie powodu, że systematyczne obwałowanie prawego brzegu zbliżało się ku końcowi. Z tej powierzchni (300 km²) terenów zatopionych na powiat Sandomierski przypada 93 km², przytem połowa wskutek przerw wałów.

O b w a ł o w a n i e w o k r e s i e 1903 — 1914.

Jak poprzednie katastrofalne wezbrania, tak i powódź w r. 1903 były bodźcem do dalszego rozwoju

obwałowania w okresie 1903 do 1913 r. włącznie, lecz głównie na brzegu lewym, na prawym bowiem systematyczne roboty były w dalszym ciągu prowadzone według poprzednio sporządzonego projektu.

Na lewym brzegu były w r. 1903-4 wykonane przede wszystkim większe roboty przy naprawie zniszczeń wałów z r. 1903, na niektórych odcinkach wały jednocześnie wzmocniono i podwyższono. W latach 1904-5 przedłużony był wał nad Wisłą w nizinie Skotnickiej od Zawierzbia do Zawiszcza (km. 263,8 do 267,1), a w r. 1909 wał ten przedłużono przez zatokę Wisłę do km 267,5 z pobudowaniem śluzy. Wskutek tych robót obwałowany obszar powiększył się o ok. 11 km² i cała nizina Skotnicka odgradzona została od wód Wisły. W latach 1912-13 powiększono obwałowany obszar niziny Tursko-Osieckiej o 8 km² wskutek zamknięcia jej wałem, usypanym pod Grabiną (km 242 — 243) ze służą dla rz. Zawidzianki. Wreszcie w r. 1912 był sporządzony szczegółowy projekt obwałowania lewego brzegu od km 103 do 287 i przedstawiony w r. 1913 do zatwierdzenia przez właściwe władze. Dalszy bieg sprawy przerwała wojna.

Wysokości wałów lewobrzeżnych ponad stanem wody odpowiadającym odczytowi +0 w Sandomierzu według stanu z roku 1913 są następujące: między Turskiem a Sandomierzem 4,5 do 5,6 m, w nizinie Stopnickiej naogół ponad 5,6 m, sięgając gdzieś do 6 m, a w nizinach Dwikoskiej i Winiarskiej około 5,5 m.

Na prawym brzegu w okresie 1903 — 1913 r. były przebudowane wały Wisły na przestrzeni Dunajec — Breń, oraz przed r. 1907 uzupełniono roboty w powiecie Mieleckim. Wobec tego w r. 1914 już na całej przestrzeni prawego brzegu Wisły (i nad dolnymi biegami jej dopływów) od ujścia Dunajca do granicy powiatów Tarnobrzieskiego i Janowskiego istniały już nowe wały. Ponieważ wówczas granica tych powiatów była granicą zaborów, więc tutaj obwałowanie zakończono wałem wstecznym wzdłuż tej granicy. Nieobwałowana jeszcze pozostała nizina Janiszowska o terenie zalewowym około 16 km² między km 287 a 295 (Opoka). Usypany tutaj w r. 1909/10 wał wzdłuż Sanny z pobudowaną dla niej śluzą, wkrótce uszkodzoną, nie miał poważniejszego znaczenia dla ochrony tej niziny od wód wielkich.

Wysokość prawobrzeżnych wałów wzdłuż Wisły od ujścia Dunajca do km 287 po ich przebudowie w latach 1889 — 1913 można określić w stosunku do stanu wody, odpowiadającego odczytowi +0 na wodowskazie w Sandomierzu, w następujący sposób: powyżej granicy powiatu Tarnobrzieskiego (km 238,8) w powiecie Mieleckim wysokość ta przekracza naogół 6 m i sięga powyżej ujścia Brnia w powiecie Dąbrowskim 7 m, od km 238,8 wód w granicach powiatu Tarnobrzieskiego — nie przekracza naogół 6 m, a poniżej ujścia Trześniówki (km 272,1) wały obniżają się do 5,5 m.

ROBOTY REGULACYJNE PRZED 1919 R.

Wyżej była już mowa o tem, że poza obwałowaniem, którego rozwój równoległe z opisem wielkich wezbrań jest omawiany, czynnikiem, wpływającym też w pewnym, chociaż mniejszym, niż obwałowanie, stopniu na pojemność koryta wód wielkich i wysokość wezbrań, jest regulacja rzeki. Z początkiem wojny rozwój robót regulacyjnych na badanym odcinku Wisły

1) Inż. A. Kędzior. Roboty wodne i meljoracyjne w południowej Małopolsce, wykonane z inicjatywy Sejmu i Wydziału Krajowego. Cz. II. Lwów 1929.

został zahamowany. Tutaj więc cofnąć się należy o lat kilkadziesiąt, aby dzieje tych robót w ogólnych zarysach przedstawić.

Na planach Kolberga z r. 1860/66 widzimy w wielu miejscach danego odcinka rzeki krótkie poprzeczki przy brzegach wklęsłych, szczególnie przy tych, na których były już usypane wały. Budowle te nie wywierały jeszcze prawie żadnego wpływu na takie przekształcenie koryta, któreby zmieniało jego pojemność.

Systematyczne roboty regulacyjne rozpoczęto właściwie dopiero w r. 1873. Końcowym punktem tych robót był km 287 pod Zawichostem. Wisła poniżej Zawichosta robotami temi objęta nie była aż do roku 1919.

Litografowany plan z r. 1885 (1 : 7200) przedstawia ówczesny stan robót. Roboty rozwijały się głównie w dolnej części omawianego odcinka od Wisłoki wdół i w szczególności na brzegach wklęsłych w okolicach Sandomierza, wyżej i niżej ujścia Sanu, między Matjazowem a Lipnikiem, pod Tarnobrzegiem.

Dalszy rozwój robót do r. 1914 podaje tabl. II.

Tabl. II

Na odcinku Wisły	Wykonano robót w procentach do końca roku			
	1900	1906	1911	1913
Dunajec — Wisłoka	30	38	50	55)
Wisłoka — Zawichost	60	75	84	(88)

Widzimy tu ilość wykonanych robót w procentach ogólnej długości budowli, objętych przedwojennym projektem regulacji. Należy dodać, że ilość wykonanych budowli na brzegu lewym bywała zawsze mniejsza, niż na prawym, oraz na przestrzeni powyżej Wisłoki znacznie mniejsza, aniżeli poniżej. O tem zaniedbaniu przestrzeni powyżej Wisłoki wogóle, a szczególnie lewego brzegu świadczy też to, że, naprzykład w okresie 1900—

1905 r., na 1 km lewego brzegu powyżej Wisłoki przypada rocznie średnio 0,11 ha oberwanego przez wodę gruntu, a poniżej Wisłoki tylko 0,02 ha, także zniszczenia prawego brzegu były w tym czasie mniej więcej 5-ciokrotnie mniejsze.

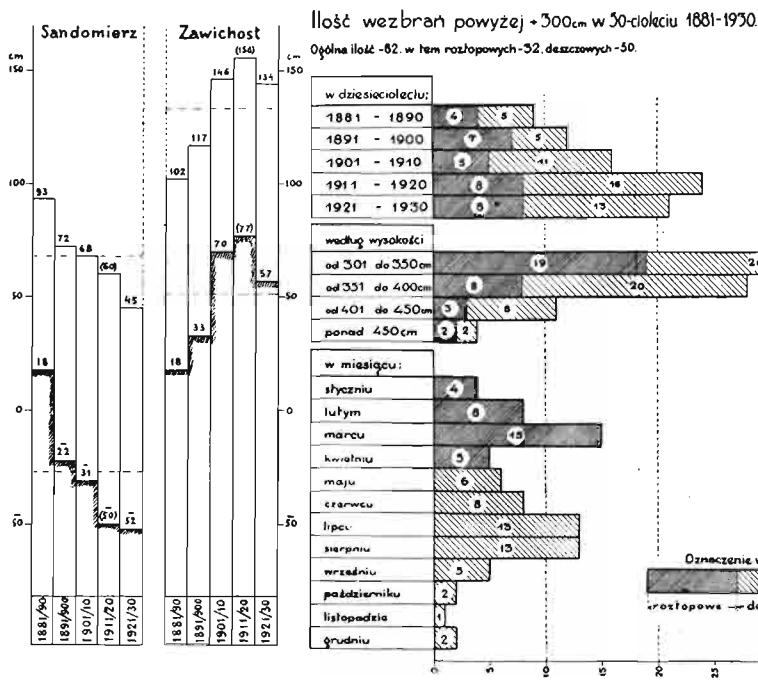
W roku 1880 na brzegu lewym, a wcześniej jeszcze na prawym, rozpoczęto obsadzać wikliną tworzące się poza budowlami regulacyjnymi i pod ich wpływem odsypiska. Wskutek tego powstają przy „starych brzegach“, czasem w ciągu kilku lat po obsadzeniu, nowe grunty o znacznej naogół wysokości, użytkowane jako kępy. Obszary tych kęp w ciągu okresu 1880 — 1914 r. stopniowo zwiększały się tak, że ich ogólną powierzchnię w r. 1914 na obu brzegach odcinka Dunajec—Zawichost można w przybliżeniu ocenić na 2500 ha, z czego zapewne ok. 80% przypada na przestrzeń poniżej Wisłoki. Poza to zapotrzebowanie materiałów do robót faszynowych sprzyjało też utrzymywaniu się w międzywalu dość znacznych obszarów kęp prywatnych, przeważnie na prawym brzegu.

Szczegółowiej rozwój robót regulacyjnych, powstawanie kęp oraz stan obwałowania, przedstawiają litografowane plany, obejmujące całą przestrzeń b. granicznej Wisły (km. 103 — 287) z r. 1900, 1905, 1911 (1:5000) oprócz już wspomnianych z r. 1860/66 i 1885.

W sierpniu 1914 roku następuje zahamowanie normalnego rozwoju robót regulacyjnych, wyznaczane bowiem na te roboty w ciągu następnych 4½ lat wojny fundusze nie wystarczają nawet na utrzymanie budowli w stanie z r. 1914 tak, że pewna ich część ulega w tym czasie uszkodzeniu lub zupełnemu zniszczeniu.

Mosty przed rokiem 1919.

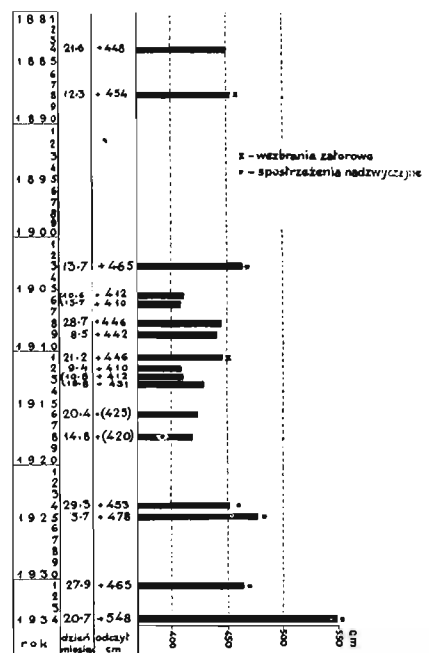
Na odpływ wód wielkich, a szczególnie w czasie zejścia lodów wywierają też pewien wpływ mosty, należy więc podać o nich tutaj wiadomości. Przed rokiem 1914 mostów na odcinku Wisły Dunajec — Opoka nie było wogóle. W czasie wojny budowano je tutaj w kilku punktach. Z tych kolejowy most drewniany pod Ka-



Rys. 2.

Rys. 3.

Data i wysokość wezbrań powyżej +400 cm.



Rys. 3a.

mieniem Wściowskim, zbudowany w roku 1915, istniał aż do jego rozbiórki w roku 1928 i był wielkim utrudnieniem przy zejściach lodów. Przetrwał wojnę również most pod Szczucinem w km 193,9. Pod Sandomierzem most budowany tuż powyżej wodowskazu w latach 1916, 1917 był zniszczony wskutek pożaru w maju 1918 roku, a bardzo krótko istniejący most pod Winnicą (Połańcem) zniszczyły lody.

STATYSTYKA WEZBRAŃ Z OKRESU 1881—1920 R.

Na rys. 3 i rys. 3a uwidoczniono dane wezbrań Wisły w okresie 1881 — 1934 r. według wodowskazu w Sandomierzu. Bliższe rozpatrzenie tych wykresów pozwala ustalić szereg faktów, które pozostają niewątpliwie w pewnym związku z przedstawionym wyżej rozwojem obwałowania i regulacji.

Z rys. 2 widzimy, że średnie roczne i średnie z najniższych w roku stany wody w okresie od 1881 r. na wodowskazu w Sandomierzu stopniowo obniżały się. Obliczenia dla niektórych innych wodowskazów regulowanej przestrzeni Wisły powyżej Zawichosta wykazują podobne, mniej lub więcej znaczne obniżanie się tych, a szczególnie średnich z najniższych w roku stanów wody. Fakty te pozostają w związku z obniżaniem się dna części koryta, zwężonego budowlami regulacyjnymi.

To obniżanie się stanów wody w Sandomierzu szczególnie jest wyraźne, gdy je porównać ze spostrzeżeniami na wodowskazu w Zawichoście, położonym w km 287,6, gdzie kończyły się prowadzone przed r. 1919 roboty regulacyjne.

Położenie zer obu wymienionych wodowskazów ustalono w 80-tych latach ubiegłego wieku w ten sposób, że przy niskich stanach wody odczyty na nich były mniej więcej te same, to też średnio - niski stan wody w dziesięcioleciu 1881/90 na obu wodowskazach był jednakowy (+ 18 cm.). W następnych dziesięcioleciach aż do r. 1920 te średnio - niskie, jak i średnie roczne stany wody dla Zawichostu stopniowo wzrastają. Jest to widocznie skutek składania w tym okresie poniżej km. 287 materiału, unoszonego z koryta, będącego wówczas powyżej km. 287 w stadium intensywnej jego regulacji.

Z opisanych zjawisk nie można jednak wnosić, że wezbrania, przekraczając wysokość brzegów analogicznie obniżały się lub wznosiły.

Statystyka wezbrań według wodowskazu w Sandomierzu stwierdza, że podczas gdy średnie, a szczególnie średnio - niskie stany wody tutaj obniżały się, wezbrania powyżej odczytu + 300 cm. były coraz częstsze (Rys. 3). Zestawienia dla wodowskazu w Zawichoście, gdzie rozpiętość wahań stanów wody jest mniejsza, nie wykazują wyraźnego wznagania się wezbrań.

Przedstawiony tutaj materiał pozwala przypuszczać, że poważną okolicznością, która wpłynęła na wzmocnienie wezbrań w danym okresie czasu, jest stopniowe zamykanie dostępu wód wielkich na obszerne, szczególnie na prawym brzegu, tereny zalewowe wskutek obwałowania, a poza to w stopniu mniejszym pewne zmniejszenie się pojemności koryta wskutek powstania w międzywałach obszerne i naogół wysokich kęp wiklinowych.

OBWAŁOWANIE I ROBOTY REGULACYJNE W OKRESIE 1919 — 1934 R.

Zmiana stosunków, jaka nastąpiła w Polsce po jej odrodzeniu daje początek nowego okresu w rozwoju robót przy regulacji i obwałowaniu Wisły od roku 1919.

Na podstawie przeprowadzonych studjów jeszcze w ostatnich latach okresu przedwojennego uznanem było jako konieczne zwięźlenie trasy regulacyjnej, co zwiększyło ilość robót, jakie należy jeszcze wykonać do zupełnego ukończenia regulacji. W okresie 1919 — 1930 r. fundusze na roboty regulacyjne na Wiśle nieosiągały rozmiarów z ostatnich lat okresu przedwojennego, przyczem poważna część tych funduszy musiała być użyta na odbudowę zniszczeń z okresu wojny. W roku 1919 rozpoczęto i prowadzono systematyczne roboty regulacyjne na 8-miokilometrowej przestrzeni Zawichost — Opoka (km. 287 — 295). Około roku 1930 dalszy rozwój robót ulega ponownemu zahamowaniu z powodu braku funduszy.

Obwałowanie prawego brzegu Wisły omawianego odcinka Dunajec — Opoka (km. 160,7 — 295) było już przed r. 1914 ukończone oprócz przestrzeni poza granicą b. Galicji od km. 287 do 295. W latach 1914 — 1934 miały miejsce tutaj tylko drobne, wymienione niżej zmiany w stanie obwałowania.

W roku 1928 był zbliżony ku Wiśle wał pod Koćmierzowem — Zarzekowicami naprzeciw Sandomierza, wskutek czego obwałowany teren powiększył się o 1 km.². Mogło to w pewnym stopniu wpłynąć na wzmocnienie się wysokości wielkich wód przy wodowskazu w Sandomierzu. W związku z wielką wodą 1925 r. zaprojektowano podwyższenie wałów w powiecie Tarnobrzeskim przeciętnie o 0,5 m., w niektórych jednak miejscach podwyższenie to przekracza 1 m. Roboty przy tem podwyższeniu rozpoczęto przed kilku laty, zaś w r. 1934 były prowadzone pod Nadbrzeziem. Wreszcie na krótko przed wezbraniem 1934 r. na przestrzeni od km. 287 do 295 (brzeg prawy) rozpoczęto budowę nowego wału, jako przedłużenie istniejącego powyżej km. 287.

Na lewym brzegu w r. 1919 rozpoczęto systematyczne roboty przy budowie nowych wałów o wysokościach i rozmiarach podobnych, jak na brzegu prawym, z racjonalnym odwodnieniem nizin lewobrzeżnych, a to na mocy „Ustawy z dn. 29.IV. 1919 r. o obwałowaniu lewego brzegu Wisły od ujścia Kościelnickiego potoku do Zawichostu“ (km. 103 — 287).

W okresie 1919 — 1934 r. przed wielkim wezbraniem w lipcu 1934 r. z robót tych na odcinku Dunajec — Opoka były wykonane następujące. Przebudowano istniejące lub usypiano wały w nowej trasie wzdłuż Wisły na całej przestrzeni niziny Stopnickiej powyżej i poniżej ujścia Nidy wskutek czego obwałowany teren zalewowy powiększył się w przybliżeniu o 12 km.². Obwałowano niewielki teren części niziny Winnickiej powyżej ujścia Czarnej (o powierzchni 0,5 km.²).

Pozostały jeszcze nieobwałowanymi tereny zalewane cofką Wisły w nizinie Stopnickiej wyżej Nidy, z powodu niewykończenia przekopu nowego ujścia Nidy i w dolnej części tej niziny, z powodu niewykończenia wałów wstecznych wzdłuż odwadniającego nizinę kanału. Nieobwałowany również pozostał teren zalewowy niziny Winnickiej poniżej ujścia Czarnej. Razem było nieobwałowanych terenów na brzegu lewym po-

wyżej Wisłoki, gdzie roboty były w lipcu 1934 r. w stadjum wykonywania, około 30,5 km².

Na całej przestrzeni lewego brzegu poniżej Wisłoki (poniżej Turska) istniały wzdłuż Wisły jeszcze stare wały. W budowie na tej przestrzeni był wał między mostem drogowym w Sandomierzu a Górami Pieprzowemi, mający ochraniać teren o powierzchni 1,17 km² oraz kanał dla odprowadzenia wód Koprzywianki i innych rzeczek. Jego ukończenie umożliwi zamknięcie niziny Koprzywnickiej z dołu, co powiększy teren obwałowany w przybliżeniu o 8 km². W lipcu 1934 r. nie była jeszcze rozpoczęta przebudowa starych wałów od Turska do Zawichostu, która wobec projektowanego przesunięcia ich ku Wiśle, powiększy obwałowany teren o kilka km². Razem po ukończeniu projektowanych robót obwałowany teren lewego brzegu Wisły poniżej Wisłoki (Turska) powiększy się w przybliżeniu o 17 km².

Ogółem więc powiększenie obwałowanego terenu na lewym brzegu powyżej i poniżej Wisłoki wyniesie 47 km², w tem na powiat Sandomierski przypada 25 km².

Na obu zaś brzegach odcinka Dunajec — Opoka po zupełnym ukończeniu robót obwałowany teren powiększy się o 63 km².

Podając wiadomości o mostach z okresu 1919 — 1934 r., należy zanotować, że żelazny na drewnianych jarzmach most drogowy pod Sandomierzem w km 269 był wybudowany w r. 1923, a w latach 1921/23 między km 268,6 a 269 usypano wały jako drogi dojazdowe do niego. Most kolejowy pod Kamieniem Mściowskim, wybudowany w r. 1915, który utrudniał

odpływ wielkich wód i zejście lodów, był rozebrany w r. 1928. Zamiast niego zbudowano obok w km 273 most żelazny na kamiennych filarach. Most pod Szczucinem w km 193,9 odbudowano około 1928 roku. A więc w roku 1934 na odcinku Wisły Dunajec — Opoka były 3 mosty: w km 193,9, 269 i 273.

STATYSTYKA WEZBRAŃ Z OKRESU 1921 — 1934 R.

Dalsze rozpatrzenie wykresów 2 i 3 pozwala ustalić następujące fakty.

Średni i średnio - niski stany wody dla Sandomierza są niższe w dziesięcioleciu 1921/30, aniżeli w poprzednim, co może też pozostawać w związku z wykonaniem nawprost wodowskazu budowli uzupełniających, zwięzających trasę regulacyjną, natomiast także stany wody dla Zawichostu, gdzie roboty regulacyjne były już w pełnym toku, nie tylko się nie podniosły, lecz się obniżyły.

Ilość wezbrań powyżej odczytu +300 cm w Sandomierzu była w dziesięcioleciu 1921/30 mniejsza niż w poprzednich. Zmniejszyła się też ilość wezbrań powyżej odczytu +400 cm. Natomiast zwraca uwagę częste od r. 1924 powtarzanie się wielkich katastrofalnych wezbrań powyżej odczytu +450 cm. Podczas gdy w ciągu 43 lat (1881 — 1923 r.) były tylko 2 takie wezbrania — w r. 1884 i 1903 (nie licząc zatorowego w r. 1888), to w ciągu 11 lat (1924 — 1934 r. włącznie) — 4, a mianowicie w r. 1924, 1925, 1931 i 1934, które będą kolejno opisane.

(Dok. nast.)

Z literatury technicznej

Przegląd czasopism obcych

Deszczownie polne w Tyrolu.

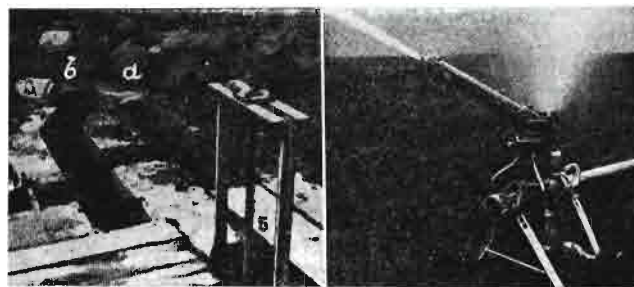
Dr. Ing. Julius Karl. Die Feldberegnung in Tirol. Wasserwirtschaft und Technik, Nr. 18 — 20, 1935 r.

W dolinie rzeki Inn opady roczne wykazują zaledwie 19%-owe wahania w stosunku do wieloletniej przeciętnej. Maksymalne opady przypadają na czerwiec (15% rocznego opadu), minimum zaś na listopad (3%). Okresy bezdeszczowe (obserwacje dla Innsbrucku) są najdłuższe w styczniu (maks. 32 dni, średni 12 dni), najkrótsze w czerwcu (maks. 10 dni, średni 6 dni). Zdawałoby się, że nie zachodzi tu konieczność sztucznego nawodnienia, jednak inne czynniki, jak bardzo cienka (10 — 30 cm.) warstwa gleby, spoczywająca na skale, a więc niemogąca zamagazynować wiele wody, silne spady stoków górskich, powodujące szybki powierzchniowy spływ wód do rzek, oraz częste występowanie ciepłych górskich wiatrów (Föhn), zwiększających wyparowywanie, czynią nawodnienie nieodzownym oraz zmuszają do uważnej i oględnej gospodarki wodnej.

Specjalne klimatyczne warunki miejscowe powodują, że zbiory są tu znacznie mniejsze, niż na przykład w Dolnej Austrii, a więc i nawodnienia muszą tu być wykonywane w ten sposób, by zarówno koszty budowy, jak i koszty prowadzenia nawodnienia były niskie.

Zadanie to jest tu ułatwione przez duże miejscowe spadki, dzięki którym ciśnienie, konieczne w rurach, przeważnie otrzymuje się grawitacyjnie. Tyrolska Rada Rolni-

cza zapoczątkowała w szkole rolniczej w Imst badanie deszczowni, zwłaszcza zaś zamianę starych urządzeń nawodnień na nieskomplikowane deszczownie.



Rys. 1.

Rys. 2.

Rys. 1 pokazuje węzeł rozdzielczy w Imst, na rysunku *a* — oznacza ujście donośnika, *b* — ujście kanału ze ściekami gospodarskimi, 1 — 5 — zastawki. Przy zamknięciu zastawki 1 woda przepływa swobodnie dalej donośnikiem do gruntów, położonych niżej (do innych własności), przy zamknięciu zastawki 2 i otwarciu zastawki 1 — woda donośnika wpływa do ścieków, miesza się z nimi i płynie dalej albo przez p. 3 do osadnika, albo przez

p. 4 do pompy. Zastawka 5 jest służąca płuczącą dla osadnika.

Autor opisuje jedno z urządzeń nawadniających w Perpacie (Paznaunental). Prymitywny zbiornik z betonu o pojemności 2,5 m³ posiada odpływ w dnie. Dopływ stanowi zwyczajna rynna drewniana, łącząca zbiornik z donośnikiem, w którym podczas poboru wody piętrzy się poziom kamieniem i rynną pobiera wodę. Rozprowadzenie wody do poszczególnych, rozrzuconych na powierzchni 7 ha, hydrantów skutecznia się zapomocą sieci rur słabych, założonych w głębokości około 10 cm. Jako rury użyto stare rurki kotłowe, średnicy 40 mm. Do hydrantów łączy się wąż długości ok. 20 m, oraz aparat rozpryskujący Reitera. Aparat ten jest aparatem turbinowym, to jest strumień wody skierowany jest na koło łopatkowe, rozpylając się na niem i obracając go. Zroszenie bliskiej powierzchni zapewnione jest przez umieszczenie na kole odpowiedniej łopatki (Blindstück). Kąt uderzenia strumienia wody o koło może być zmieniany. Ciśnienie w rurach otrzymuje się grawitacyjnie, ponieważ różnica poziomów pomiędzy zbiornikiem i hydrantami wynosi od 30 do 100 m. Rozpryskiwanie gnojówki jest tu, z powodu niskiego położenia zbiornika gnojówki, niemożliwe, więc rozprowadza się ją prosto węzami. Przez deszczownie osiąga się w porównaniu ze zwykłym nawodnieniem, zmniejszenie robocizny, korzystniejszy rozdział wody, oraz lepsze wsiąkanie w glebę. Cała robota polega na zatamowaniu donośnika, przenoszeniu aparatu rozpryskującego, oraz odsuwaniu i zasuwaniu zasuw, przy normalnym zaś nawodnieniu pochłanianie wiele trudu konserwacja rowków, obsługa zastawek, równanie terenu i t. d. Koszt urządzenia deszczowni w Perpacie wyniósł 300 szylingów na 1 ha. Większe deszczownie założono w Imst i w Harterhof w Kranebitten, gdzie zastawcano prócz poprzednio wymienionego aparatu Reitera i inne aparaty.

W aparacie rozpryskującym Siemens'a zbiornik, stanowiący podstawę jego działania, umieszczony jest pod ziemią. Gdy woda w zbiorniku osiągnie pewien (mogący być regulowany) poziom, otwiera się automatycznie zawór i woda wytryska przez dyszę, pod działaniem ciśnienia w zbiorniku. Obrót armaty odbywa się przez reakcję. Zasięg działania wynosi około 70 m. W pół dnia można zrosić 0,75 ha. Działa tu jednocześnie 5 aparatów, które co 5 minut dają kolejno wytryski.

Będącą w próbach armatą wodną fabryki turbin Gerperta z Hall w Tyrolu posiada również zbiornik o pojemności 50 l. Zasięg działania około 100 m oraz specjalne kolbowe urządzenie do zwalczania wytrysku, do bliskiego zraszania i do ruchu obrotowego. Rys. 2 przedstawia aparat do zraszania fabryki Garvensa.

Inż. P. Wroński

Kultura rolna po odwodnieniu.

Ing. R. Sandner. Landwirtschaftliche Kultivierungen nach Entwässerung. Wasserwirtschaft und Technik, Nr. 18 — 20, 1935 r.

Po zastoju spowodowanym wojną 1914 — 1919 roku zostały w Austrii w następnym 15-leciu, równorzędnie z innymi pracami dla odbudowy rolnictwa, wykonane duże prace w zakresie meljoracji rolnych, w szczególności zaś odwodnienie mokrych gruntów przez regulację rzek i potoków oraz drenowanie.

Według wykazów Związkowego Ministerstwa Rolnictwa i Leśnictwa odwodniono w tym czasie okrągło 7000 ha.

Meljoracje te wykonane zostały przy pomocy subwencji Państwa i Krajów głównie dla powiększenia wydajności gruntów i uzyskania pewności zbiorów. Pomimo względnie wysokich kosztów robót miano osiągnąć takie powiększenie zbiorów, by odpowiadało ono nałożonym na rolników ciężarom z tego tytułu, z punktu widzenia zaś gospodarczego, w zupełności usprawiedliwiało stosowanie subwencji z publicznych środków. Istotnie, spodziewany efekt gospodarczy pracy inżynierów meljoracyjnych w przeważnej ilości wypadków wystąpił i przyczynił się do tego, że podczas, gdy w pierwszych latach po wojnie rolnictwo austriackie było w możności zaledwie częściowo pokryć zapotrzebowanie kraju na środki spożywcze, to obecnie uczynić to może w najszerszym tego słowa znaczeniu, pokrywając naprzykład zniwami 1934 roku zapotrzebowanie Austrii w pszenicy w 56%, w życie w 98%, w owsie w 96%, w jęczmieniu w 72%, w ziemniakach w 99% i w burakach cukrowych w 98%.

Nie można pominąć milczeniem, że w poszczególnych wypadkach zainteresowani rolnicy nie mogą osiągnąć zamierzonych korzyści z regulacji i osuszeń. Nie chodzi tu przytem o te roboty, które zaczęte były w czasach lepszej rolniczej konjunktury, i których efekt stał się skutkiem spadku cen produktów rolnych pozornie iluzoryczny.

Natomiast należy omówić inną przyczynę nieskuteczności urządzeń z działu wodnej gospodarki, a mianowicie niedostateczne przeprowadzenie na zmeljorowanych obszarach robót ściśle rolniczych. Działalność inżyniera meljoracyjnego na terenie meljorowanym kończy się przeważnie na czynnościach ściśle technicznych, na konserwację wykonanych urządzeń już mniej ma on wpływu, rolnicze zaś potraktowanie osuszonego terenu oraz opracowanie gospodarczego planu użytkowania terenu, często już zupełnie usuwa się z pod jego wpływu i pozostawione jest samemu rolnikowi.

Autor wyjaśnia, że samo obniżenie zwierciadła wody gruntowej na tysiącach hektarów kwaśnych łąk, sitowisk i torfowisk, leżących w austriackich górskich dolinach rzecznych (Ennstal, Salzachtal, Paltental i t. d.) nie może spowodować zmiany złej roślinności na dobrą, ponieważ storfiała warstwa korzeni, nieraz 30 — 40 cm. grubości, uniemożliwia rozwój dobrych traw, prócz tego zaś wysysając, jak gąbka, wody opadowe, nie dopuszcza powietrza do gleby. Sitowie i różne błotne rośliny posiadają długie korzenie, skutkiem czego często długo jeszcze po osuszeniu terenu spotyka się je na powierzchni, nawet jeżeli próbowano na terenie uprawy gleby.

W takich wypadkach jedynie przez umiejętną uprawę doprowadzić można do zaniku złej roślinności i osiągnąć większe plony wartościowych roślin pastewnych lub innych ziemiopłodów.

Przedewszystkiem należy wyrównać teren, wykarczować i usunąć zarośla i drzewa.

Wykonanie orki osuszonych terenów do potrzebnej głębokości od 25 do 35 cm. wymaga użycia specjalnych narzędzi i maszyn, których drobny rolnik nie posiada. Z tego też powodu austriackie Min. Rolnictwa postanowiło okazywać pomoc przez zakładanie stacyj narzędziowych i dostarczanie motorowych kompletów do uprawy.

Do uprawy torfowisk używa się prócz gładkich talerzowych bron, brony z talerzami pozębionymi, które są bardzo dobre w działaniu. Bronowanie przeważnie skutecznia się dwukrotnie, w kratkę. Brony talerzowe okazały się w praktyce bardzo dobrymi, mogą one być używane

i w późniejszej normalnej uprawie. W Austrii brony te wyrabia Vogel & Noot w Wartbergu w Mürztal.

W razie potrzeby do narzędzi tych dodaje się ciężki wał żelazny, który szczególne usługi oddaje na glebach torfowych.

Stacje narzędziowe zakładane bywają wtedy, gdy w pewnym okręgu znajduje się większa ilość osób mających do wykonania zakulturowanie powierzchni. Narzędzia zakupuje Ministerstwo Rolnictwa i powierza je głównej miejscowej organizacji rolniczej, która sprawuje zarząd, dysponuje niemi i wykonywuje z uzyskanych opłat dzierżawnych ewentualne naprawy narzędzi. Ponieważ na świeżo osuszonych powierzchniach zwierzęta pociągowe często grzęzną, często zaś w bardzo trudnych terenach wogóle siła pociągu zwierzęcego nie wystarcza, przeto utworzone zostały również motorowe komplety, składające się z frez ziemnych, lub ciągówek z przyczepnymi pługami i ciągówek z bronami talerzowymi. Park maszynowy Ministerstwa w tym zakresie powiększa się z roku na rok i obecnie składa się z 5-u dużych frez Lanza, 5-u frez Siemensa, 6-u ciągówek kołowych (cztery buldogi Lanza i dwa Fordsony) i 16-u ciągówek gąsienicowych (13-e Cletrac, 2 Hanomag, 1 Linke-Hofmann).

Do każdej ciągówki należy 1 pług i 1 brona talerzowa. Frezy ziemne przy uprawie bardzo przerośniętych i storfiałych gleb doskonale rozrywają i niszczą storfiałą darni, podczas gdy przy zwykłej orce darni ta długo pozostaje w glebie nierozłożona. Głębokość upraw frezami jest nieduża (około 10 cm.). Po uprawie freza może rolnik łatwo dalsze uprawy wykonywać normalnymi narzędziami.

Ciągówki kołowe okazały się dla kultywowania osuszonych terenów zbyt słabe.

Ciągówki gąsienicowe w trudnych warunkach upraw okazały się najlepszymi ponieważ, z powodu dużej powierzchni przylegania, wywierają dużą siłę pociągową na haku, nawet na miękkiej powierzchni, nie tak łatwo zagrzebują się i zatrzymują się, na pochyłościach zaś utrzymują bardzo dobrze równowagę.

Posiadane przez austriackie Min. Rolnictwa komplety dla wykonania robót w poszczególnych krajach dostarczane są Izbowi Rolniczemu lub Krajowemu Radom Rolniczym. Rolnicy zgłaszają zapotrzebowanie do Izby i gdy zbierze się zapotrzebowanie na powierzchnię co najmniej 20 do 30 ha, do okolicy tej skierowuje się komplet z wyszkolonym szoferem.

Dzienna wydajność maszyn ulega silnym wahaniom w zależności od wielkości obszarów, trudności roboty i siły ciągówki i wynosi (orka łącznie z bronowaniem) od 0.50 do 1.50 ha. Wydajność dzienna frez ziemnych wynosi 1.60 do 1.80 ha. (liczba 1.80 ha odnosi się do frezy Lanza). Wydajność maszyn zależy od ilości przejazdów od działki do działki.

Przy wszystkich większych robotach pobiera się z inicjatywy Izby Rolniczej, której powierzono bezpośrednią akcję zakulturowania, próby gleby do zbadania przez rolniczo-chemiczne zakłady badawcze pod względem potrzeb nawozowych.

Organizacje do popierania uprawy roślin i referencji uprawy osuszonych powierzchni w Izbach Rolniczych udzielają rolnikom porad w sprawach nawożenia i wyboru roślin do uprawy. Te same organy, względnie inne społeczne organizacje, pośredniczą w nabywaniu nawozów sztucznych i nasion.

Koszty uprawy wahają się w zależności od trudności i potrzeb nawozowych. Dla przybliżonej orientacji służy

poniższe zestawienie, uwzględniające użycie państwowej ciągówki gąsienicowej.

Orka, bronowanie talerzowe, materiały pędne, szofer, reperacje i t. d.	70 — 120 szyl/ha
Wapnowanie i nawozy sztuczne	150 — 200 „ „
Nasiona do pierwszego siewu	50 — 120 „ „

Razem: 270 — 440 szyl/ha

Przeciętne koszty wynoszą zatem 350 szyl./ha; liczba ta przy stosowaniu frezy ziemnej jeszcze się powiększa. Uprawa torfów również jest droższa. Kosztów uprawy nie można nigdy dokładnie naprzód obliczyć, ponieważ nie można przewidzieć trudności pierwszej orki.

Dla ułatwienia drobnym rolnikom uprawy Min. Roln. prócz wypożyczania kompletów narzędzi, przyznaje jeszcze premje w wysokości od 70 do 220 szyl. na 1 ha, w zależności od trudności uprawy. Stanowi to, wliczając własną robociznę rolnika, subwencję w wysokości 20 — 25% ogólnych kosztów. Premje te nie są wypłacane w gotówce, lecz potrącają się z należności za dzierżawę narzędzi i za zakup nawozów sztucznych i nasion.

W ciągu ubiegłego dziesięciolecia poddano zakulturowaniu 40.000 ha, z czego większość przypada na powierzchnie osuszone, reszta zaś na inne nieużytki. W pierwszych latach uprawiano przeważnie wielkie osuszone jednostki, w ostatnich zaś trzech latach ilość drobnych jednostek stale się zwiększa, zwłaszcza od czasu, gdy w związku z akcją pomocy dla górskich drobnych rolników rozszerzono i na nich sprawę odwodnienia i połączono obie akcje z akcją ulepszania stajni i obór oraz gnojników. Wszystkie te akcje mieszczą się w ramach ruchu, mającego na celu umocnienie stanu posiadania górskich rolników.

Akcja austriackiego Ministerstwa Rolnictwa, mająca na celu podniesienie efektu z przedsięwzięć wodnej gospodarki, zasługuje na baczną uwagę inżynierów meljoracyjnych.

Inż. P. Wroński

Rozstawa drenów w mineralnych glebach.

Ing. Dr. Josef Donat. Die Saugstrangentfernung bei Dränungen in Mineralböden. Wasserwirtschaft und Technik Nr. 18 — 20, 1935 r.

Efekt techniczny i gospodarczy systematycznego drenowania zależy od określenia właściwej głębokości założenia sączków i prawidłowej ich rozstawy.

Wybór głębokości drenowania zależy od charakteru przekroju gleby (w szczególności od głębokości nieprzepuszczalnych warstw), od głębokości zakorzeniania się i potrzeb wilgotnościowych roślin i od osiągalnego poziomu odpływu, a zatem od warunków ściśle lokalnych, zmiennych. Okoliczność ta uniemożliwia ustalenie norm ogólnych, które możnaby stosować wszędzie. Granice głębokości drenowania wynoszą 1,50 m. i 0,80 m., przy czym ta ostatnia wprowadzona jest ze względu na konieczność uniknięcia szkód przez zarastanie drenów korzeniami i zamarzanie.

Stosowane rozstawy wahają się w bardzo szerokich granicach, a mianowicie od 7 m dla najcięższych gleb, do 35 m dla najlżejszych gleb piaszczystych.

Zmiana rozstawy tylko o ± 2 m, spowoduje dla średniej rozstawy zmniejszenie, lub zwiększenie kosztów wykonania o okrągło 10%. W Austrii drenuje się rocznie około 6.000 ha, przy przeciętnym koszcie, bez kosztu odpływów, 600 szylingów na 1 ha, roczny więc wydatek na drenowanie wynosi 3.600.000 szylingów. Wspomniany więc błąd

w określeniu rozstawy wyrazi się kwotą 360.000 szylingów.

Widocznym jest zatem, że chodzi tu o sumy, których wysokość w zupełności uzasadnia dążenie do zamiany niedostatecznego oceniania rozstawy na właściwą metodę badania gleby i sprowadzenia w ten sposób błędów do minimum.

Większość dotychczas stosowanych metod określenia rozstawy ograniczała się do wiązania rozstawy z najłatwiejszym stosunkowo do określenia składem mechanicznym gleby (nap. zależnie od ilości części splawialnych $< 0,01$ mm), na spójność zaś i właściwą strukturę gleby o tyle tylko zwracano uwagę, że obecność wapna i żelaza (które jak uczy praktyka, silnie wpływają na spójność gleby), powodowała poszerzenie lub zwężenie rozstawy, określonej ze składu mechanicznego gleby.

Ogólniejsze ujęcie związku pomiędzy własnościami gleby i właściwą rozstawą drenów, wymaga zawsze jako pierwszej najważniejszej podstawy — znajomości przepuszczalności gleby i to w jej stanie naturalnym (calizny), a nie przepuszczalności, określonej z przesiąkania przez próbkę o zmienionej strukturze, lub obliczonej z układu ziaren. Pod tym względem zasługuje na wyróżnienie metoda, wprowadzona przez Diserensa, bezpośredniego badania przepuszczalności w polu. Polega ona na tym, że na mającym być odwodnionym polu wierci się świdrem otworu 20 cm średnicy, aż do zamierzony głębokości drenowania. Otwory te podczas świdrowania powoli zaplniają się wodą gruntową. Po ukończeniu świdrowania i wyczerpaniu wody mierzy się od czasu do czasu poziom wody w otworze w odniesieniu do pewnego znaku. Naturalna przepuszczalność gruntu może być wtedy w przybliżeniu obliczona z wymiarów otworu, z szybkości podnoszenia się poziomu wody i z wysokości niezakłóconego poziomu wody gruntowej.

Poszukiwana przepuszczalność gleby będzie

$$k = \frac{1,15 F}{a H t} \log \left(\frac{y_0}{y} \times \frac{2H-y}{2H-y_0} \right)$$

Dla celów praktycznych wielkość a może być uważana jako stała i według M. Porche (Hydrodynamique des puits, Paris 1931) równa 0,33.

Użycie wzoru wymaga wykonania pionowego otworu świdrowego o średnicy r , mierzenia odstępów y_0, y_1, \dots, y_n w nieprzerwanym biegu czasu t_0, t_1, \dots, t_n i wreszcie pomiaru H , t. j. odstępu pomiędzy dnem otworu i niezakłóconym poziomem wody gruntowej wtedy, gdy poziom ten praktycznie już się ustalił. Każda obserwacja daje 1-ą parę wartości y i t , które z równania odpowiada jakiejś k . Z tych różnych wartości k określa się szukana średnia przepuszczalność gleby.

Stosowanie łatwej metody polowego określenia przepuszczalności gleby w jej stanie nienaruszonym, należałoby najlepiej łączyć z metodą badań gleboznawczych dla celów inżynierji rolnej, opracowaną przez B. Ramsauera. Metoda ta polega na przesondowaniu gruntu świdrem, wbijanym (sondą) w celu podziatu jej na części o jednakowym lub zbliżonym charakterze glebowym. Następnie na wydzielonych częściach kopie się doły próbne dla dokładnego badania profilu gleby i wierci świdrem otwory do badania podnoszenia się wody. Zrozumiałem jest, że te badania należy prowadzić w chwilach dużej wilgotności gleby. Rezultaty badań pozwolą podzielić cały obszar na powierzchnie o różnej przepuszczalności, a więc o różnych rozstawach drenowania.

Zależność rozstawy drenowania od znalezionej przepuszczalności gleby próbował autor określić na drodze analitycznej. Autor uważa, że utrzymywanie dla oceny dobroci drenowania warunku odprowadzania w jednostkę czasu pewnej ilości wody z jednostki powierzchni, nie może być nadal stosowane, ponieważ warunek ten nie zapewnia ani dostatecznego odpływu wody ze wszystkich punktów powierzchni, ani równomiernego osuszenia. Raczej winien być ustalony warunek osiągnięcia pewnego minimum działania osuszenia w miejscach, gdzie osuszenie postępuje najwolniej, a więc w środku rozstaw. Jeżeli więc od dwóch drenowań, położonych w różnych glebach, lecz w równych innych warunkach, będziemy wymagać jednakowego działania, to tak należy zaprojektować rozstawy, aby w obu wypadkach osiągnąć jednakowe minimum działania (jednostkową szybkość osuszenia) w środku rozstaw. Autor podaje wykres dla określenia rozstawy drenów dla różnych przepuszczalności gleby i różnych minimum osuszenia W_m

Wielkość W_m jest miarą potrzebnej intensywności osuszenia i jako taka jest bardzo zależna od warunków klimatycznych. Im klimat jest bardziej surowy, im krótszy okres wegetacji roślin (im szybsze więc winno być osuszenie wiosenne), im większe opady, im bardziej niekorzystne wyparowywanie, tem większe przyjmować należy W_m . Jeżeli natomiast teren jest spadzisty, lub jeżeli gęsta sieć naziemnego odwodnienia pozwala spodziewać się większego powierzchniowego odpływu wód, to W_m może być brane mniejsze. Stopień intensywności rolnictwa uwzględnia się w ten sam sposób.

Metoda, opisana wyżej, daje się łatwo przeprowadzić w glebach średnich i lekkich, zwłaszcza w porze dużej wilgotności gleby, w ciężkich i najcięższych glinach jednak może zawodzić. Praktycznie rzecz biorąc, nie jest to zbyt wielką wadą, ponieważ, jak już wspomniano, ze względów gospodarczych określenie rozstawy dla takich gleb nie będzie miało miejsca. Dla gleb takich należy przyjmować przyszłą powiększoną przepuszczalność, która nastąpi po zmianach struktury gleby.

Inż. P. Wroński

Gęstość sieci stacyj opadowych a dokładność obliczeń średniego opadu.

Prof. Dr. C. Kassner. Regenstationsnetz und Bewohnbarkeit. Deutsche Wasserwirtschaft. 1935. Nr. 6.

Przy zakładaniu sieci opadowej na obszarach słabo zaludnionych napotyka się często na trudności w znalezieniu odpowiednich obserwatorów. Na obszarach nizinnych nawet i rzadka sieć stacyj daje dobre wyniki, gdyż zmienność opadów jest niewielka. W okolicach górskich natomiast wielkość opadów zmienia się nieomal co 100 m wzniesienia. Sieć stacyj powinna tu być bardzo gęsta, jeżeli chce się otrzymać wyniki, zbliżone do prawdy.

Ostatnio rozpowszechniło się stosowanie w górach t. zw. totalizatorów, z których otrzymuje się tylko sumę opadu za pewien okres czasu.

Autor badał wpływ gęstości sieci opadowej na kartograficzny obraz opadów i wielkość obliczonych średnich wartości opadu dla nizinnego obszaru Prus Wschodnich. Uwzględniając kolejno wyniki z 68, 117 i 168 stacyj, otrzymał dla średniej wysokości opadu rocznego wartości, różniące się między sobą o mniej niż 2%.

Na bardziej urozmaiconym pod względem ilości opadów obszarze Śląska, gdzie istnieje 308 stacyj o średniej (w 20-stoletciu) rocznej wysokości opadu od 480 do 1527 mm, wysokość opadu, obliczona dla całego obszaru

na 666 mm zmieniała się po dodaniu jednej stacji o opadzie 500 mm o $-0,2\%$ a po dodaniu stacji o opadzie 1500 mm o $+1,3\%$.

Na terenie Gór Olbrzymich, gdzie ilość stacji wynosi tylko 24, podobne postępowanie daje odchyłki $-1,3\%$ i $+1,9\%$.

Badania tego rodzaju przeprowadził również Fisher w stanie Washington, otrzymując podobne wyniki.

Włączenie bawarskiej służby opadowej do ogólnopństwowej niemieckiej służby pogody.

D r. J. H a e u s e r. Die Niederschlagsforschung Bayerns im Rahmen des Reichswetterdienstes. Wasserkraft und Wasserwirtschaft 1935. H. 14.

W związku z utworzeniem w Niemczech jednolitej służby pogody Oddział opadowy bawarskiego biura hydrograficznego (Niederschlagsabteilung der Bayerischen Landesstelle für Gewässerkunde) został wyłączony ze swej instytucji macierzystej i przydzielony do nowoutworzonego dzielnicowego urzędu lotniczego (Luftamt) w Monachjum.

Jako placówka, która na polu badań hydrometeorologicznych położyła pionierskie zasługi — Oddział ma stanowić wzór przy tworzeniu podobnych oddziałów w innych dzielnicach. Współpraca z instytucjami hydrograficznymi zostanie utrzymana.

Zmiany zajdą tylko w sposobie ogłaszania wyników. Obserwacje bawarskich stacji opadowych nie będą więcej drukowane w bawarskich rocznikach hydrograficznych, lecz w miesięcznym biuletynie opadowym, który ma być wydawany w Berlinie przez Centralny Urząd Pogody i będzie podawał dla 2000 stacji, w tym 450 bawarskich, codzienne i miesięczne wysokości opadów i ich charakterystyki wieloletnie. Zestawienia i charakterystyki roczne będą ogłaszane w III-ciej części ogólnoniemieckiego rocznika meteorologicznego. Tygodniowe raporty o szacie śnieżnej będą ogłaszane jak dotychczas. Opisy zjawisk nadzwyczajnych będą przedmiotem oddzielnych, nieperjodycznych wydawnictw.

Laboratorium wodne Politechniki w Karlsruhe

Prof. Dr. Ing. H. Wittmann. Das Flussbaulaboratorium der Technischen Hochschule Karlsruhe. Deutsche Wasserwirtschaft 1935. Zeszyt 7.

Laboratorium w Karlsruhe zostało założone w roku 1900 przez Rehbocka. Z początku posiadało ono tylko jedno koryto doświadczalne, drugie otrzymało w r. 1909. Jednak nawet w tym skromnym stadjum urządzenia wykonano tam na modelach szereg doniosłych doświadczeń dla obiektów wodnych, budowanych we wszystkich częściach świata.

W r. 1929 laboratorium zostało przeniesione do nowego gmachu Wydziału Inżynierji, gdzie otrzymało do dyspozycji halę o wymiarach 73×11 m, pracownie pomocnicze i nad główną halą pomieszczenie o powierzchni 225 m². Umożliwilo to już wykonywanie doświadczeń nad większą ilością obiektów równocześnie.

Jednak zadania, stawiane laboratorium, rosły tak szybko, że już w roku 1929 musiano dobudować nową halę o wymiarach 50×9 m, a w parę lat później jeszcze jedną (o wspólnej ścianie z poprzednią) o wymiarach 50×12 m.

Obecnie zatem całe laboratorium dysponuje powierzchnią około 2300 m².

Wodę do doświadczeń czerpie się z własnego wodociągu o wydajności maksymalnej 325 l/s, zaopatrzonego

w odpowiednią ilość zbiorników, urządzeń do pompowania i przelewów pomiarowych.

W tej chwili wykonywane są w laboratorium badania



nad modelami kilkunastu dużych robót wodnych w Niemczech (n. p. regulacja Renu w kilku odcinkach, zaporą Kallbach i inne). Ostatnio urządzono autonomiczny oddział dla doświadczeń z zakresu wodociągów i kanalizacji.

Oprócz badań czysto użytkowych, mających za podstawę konkretne zagadnienia budowlane, wykonywane są również prace o charakterze naukowym przez uczestników seminarjum, utworzonego przy laboratorium, jak n. p. badanie ruchu zmiennego wody, wleczenie i unoszenie rumowiska, rozkład chyżości w profilach i t. p.

Modele są wykonywane w skalach od $1 : 20$ do $1 : 200$ przy zachowaniu proporcji wymiarów lub (wyjątkowo) do $1 : 1000$ przy zastosowaniu $2 - 5$ -ciokrotnego skażenia skali wymiarów pionowych w stosunku do poziomych.

Stosowanie skal mniejszych (w Ameryce $1 : 2400$, a nawet $1 : 10000$) i skażeń nawet 100 -krotnych autor uważa za niewłaściwe, podając w wątpliwość wyniki, osiągnięte tą drogą.

Inż. O. Faust

Statystyka niemieckich zapór i zakładów o sile wodnej.

W Nr. 7 czasopisma Deutsche Wasserwirtschaft z r. 1935 ogłoszono statystyczne zestawienie zapór o wysokości większej niż 15 m według stanu z I.I. 1935. Dla 71 zapór podano tu nazwę, właściciela, wysokość nad stopą fundamentu i nad dnem doliny, materiał zapory, rok ukończenia i pojemność zbiornika. 30 zapór znajduje się w dorzeczu Renu, 5 Wezery, 17 Łaby, 14 Odry, 4 Dunaju i 1 Pregoly.

Najstarsza z nich Oderteich, tworząca zbiornik o pojemności $1.700.000$ m³, została wzniesiona z kamienia w roku 1765.

Najwyższa — Bleiloch, wykonana z betonu, wznosi się 62 m nad dnem doliny, a 70 m nad stopą fundamentu i zamyka zbiornik o pojemności $215.000.000$ m³.

Najmniejszy z wymienionych zbiorników o pojemności 133.000 m³ mieści się przy zaporze Heimbach. Łączna pojemność wszystkich ujętych w zestawieniu zbiorników wynosi $1.357.158.000$ m³.

W tem samym miejscu podano zestawienie zakładów o sile wodnej o zdolności produkcyjnej ponad 10.000 KM.

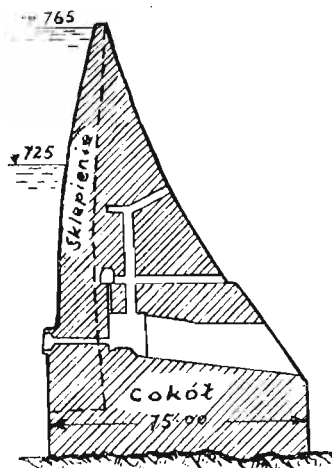
Wśród wymienionych 41 zakładów zajmują naczelną miejscę Rhein - Westf. Elektr. Werk ze 194.000 , Schluchseewerk ze 175.000 i Walchenseewerk ze 168.000 KM.

Nowa zaporę i zakład wodno-elektryczny na rzece Drac we Francji

Ing. J. Thomas. L'aménagement du barrage-réservoir et de la centrale du Sautet, sur le Drac. Génie Civil. 1935, Nr. 26.

Rys. 3. Widok na zaporę od zbiornika. Na lewo — ujęcie wody do zakładu. Na prawo — wlot do sztolni.

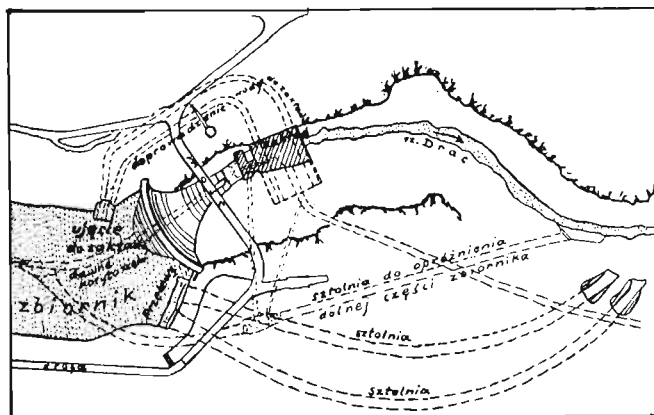
Rys. 4. Widok na zakład elektryczny poniżej zapory.



Rys. 1.

W maju r. b. ukończone zostało napełnianie zbiornika powstałego przy zbudowanej zaporze na rz. Drac (dorzecze Izery) w miejscowości Sautet. W ciągu czerwca miało już nastąpić uruchomienie zakładu elektrycznego.

Nowa zaporę zamyka dorzecze o powierzchni 990 km², zaś całkowita powierzchnia dorzecza rz. Drac wynosi 3556 km². Przeciętny roczny przepływ — 33 m³/s, przepływ niski — 8 m³/s, przyjęty dla obliczeń urządzeń upustowych przepływ maksymalny 1600 m³/s, obliczony przepływ maksymalny dla największych znanych wezbrań ok. 800 m³/s. Wysokość zapory 125 m, powierzchnia zbiornika 375 ha, pojemność użytkowa 100 milj. m³, pojemność prze-



Rys. 2.

znaczona do zaszutrowania 30 milj. m³.

Zaporę betonowa, łukowa, długość korony 80 m, zbudowana jest w ten sposób, że poczynając od 30 m ponad stopą fundamentu, składa się z części, pracującej jako sklepienie (rys. 1), wykonanej z betonu o większej zawartości

cementu, i z pozostałego betonowego korpusu. Uszczelnienie zapory wykonano przez pokrycie jej powierzchni powłoką uszczelniającą. W fundamencie zapory skała, składająca się z pokładów łupkowych i wapienia, uszczelniona została zastrzykami pod ciśnieniem 5 - 6 atm. Poza to wykonano uszczelnienie skały zbiornika zastoną z zastrzy-



Rys. 3.

Rys. 4.

ków pod ciśnieniem do 40 atm., zwłaszcza w pobliżu miejsc, gdzie skała została przecięta przez sztolnie. Dla tych zastrzyków przewidziano 6.000 m otworów, iniekcje zaś pochłonęły około 3.000 tonn cementu.

Dla opróżnienia zbiornika zaprojektowano (rys. 2) dwie sztolnie obiegowe z wlotem na poziomie o 3 m niższym od poziomu piętrzenia, jedną sztolnię z wlotem w dawnym, normalnym łóżysku rzeki, przez którą odprowadzano wodę w czasie budowy, wreszcie urządzenie upustowe w samej zaporze, które pozwoliłoby utrzymać ruch zakładów niżej położonych odpływową wodą zbiornika Sautet w czasie, gdy zakład Sautet będzie nieczynny. Przy łącznej pracy tych urządzeń oraz pracy turbin zakładu całkowite opróżnienie zbiornika nastąpi w ciągu około 9 dni i tylko przy wyjątkowo wielkim wezbraniu czas ten przedłużyłby się do 21 dni.

Zbiornik przy napełnieniu do najwyższego poziomu przedstawia zapas energii potencjalnej ok. 110 milj. kWh. Zakład wodno - elektryczny Sautet wyzyskiwać będzie spady od 53 m do 93 m, a instalowana moc wynosić ma 96.000 KM. Budynek zakładu mieści się w gardle doliny Drac tuż poniżej zapory, przytem częściowo stanie na moście łukowym nad rzeką, częściowo w tunelu, wydrążonym w skałe (rys. 3 i 4).

wk

Zakłady o sile wodnej dla elektryfikacji Dolnego Śląska

Dr. Ing. E. h. Bachmann. Wasserkraftanlagen des Provinzial - Elektrizitätswerkes Niederschlesien. Deutsche Wasserwirtschaft 1935 r. Nr. 6.

Myśl elektryfikacji Dolnego Śląska wyłoniła się jeszcze przed wojną światową, kiedy założono zbiorniki retencyjne

Marklissa, Mauer i Breitenhain, mogące dostarczać dużych, na owe czasy, ilości energii. Po wojnie, w miarę wzrostu zapotrzebowania energii, przystąpiono do rozbudowy systemu zakładów, wykupując i przebudowując niekiedy w tym celu małe młyny wodne lub elektrownie o znaczeniu miejscowym. Budowę czterech najnowszych zakładów opisuje autor szczegółowo, podając kilka rysunków i fotografii.

Na uwagę zasługuje zastosowanie przy wlocie do komór turbinowych krat, ogrzewanych przy pomocy prądu elektrycznego, które mają zapobiegać tworzeniu się lodu.

Obecny stan wyzyskania sił wodnych na Dolnym Śląsku podaje następująca tabelka:

L. p.	Nazwa zakładu	Pojemność zbiornika mio m ³	Rok uruchomienia	Maksymalna dzielnosc KW	Przeciętna roczna produkcja energii mio kWh
1	Marklissa	15	1908	2480	6
2	Mauer I	50	1913	7440	18
3	Breitenhain I	8	1917	115	3,5
4	Goldentraum	10,5	1924	4340	6
5	Boberröhrsdorf I	0,5	1925	2422	7
6	Mauer II	—	1926	800	2,5
7	Boberullersdorf	2	1928	4375	7
8	Schlemmer	—	1932	960	4
9	Boberröhrsdorf II	—	"	218	1
10	am Zacken I	—	1934	700	2,5
11	" II	—	"	160	1
12	Wenig - Walditz	—	1935	1010	4
13	Breitenhain	—	"	64	0,3

Wszystkie powyższe zakłady utrzymują ścisłą współpracę zarówno pod względem zapasów wody, jak i dostarczania prądu.

Zapora na rzece Czubuk w Turcji

Prof. Dr. Ing. Walther Kuzze. Die Tschubuk - Talsperre bei Ankara. Wasserkraft und Wasserwirtschaft 1935. Nr. 11 i 13.

W obszernym sprawozdaniu autor projektu zaznaja czytelników z celem zapory, podstawami hydrologicznymi i technicznymi projektu oraz opisuje przebieg budowy.

Rzeka Czubuk posiada dorzecze o obszarze około 700 km². Wahania temperatury badzo duże, od — 30° do + 39°, a w pobliżu zapory nawet do + 60°, opady bardzo małe, średnio 250 mm rocznie, najczęściej pod postacią śniegu w zimie. Rozkład opadu i odpływu na poszczególne lata bardzo nierównomierny. W latach 1931 — 1934 odpływ przybierał wartości od 8,5 do 54 mio m³ rocznie. Średnio przyjęto 30 mio m³.

Wielkie wody niedostatecznie zbadane, największy przepływ w okresie obserwacyjnym wyniósł 105 m³/s.

Duże zapotrzebowanie wody, skąpe opady i ich bardzo nierównomierny w czasie rozkład wskazują na konieczność urządzenia zbiorników. Zdaniem autora zbiorniki te w danych warunkach wodno-gospodarczych powinny mieć jak największą pojemność. Jednak narazie rząd turecki zdecydował się tylko na budowę jednego zbiornika o pojemności 13,5 mio m³.

Uzyskany zapas wody jest używany w pierwszym rzędzie dla zasilania wodociągu stolicy państwa, Ankary, na co potrzeba 200 l/s. Ta ilość jest zawsze do dyspozycji. Nie można natomiast w latach suchych zapewnić dostatecznej ilości wody dla nawodnienia obszarów rolnych i dla minimalnego przepływu korytem rzeki. Plan gospodarczy można corocznie ustalić dopiero w końcu kwietnia, po zasileniu zbiornika wodą, powstałą z tajania śniegu.

Obszar zbiornika należy pod względem budowy geologicznej do formacji trzeciorzędu. Stoki doliny zbudowane

są z andezytu i pokrewnego mu dacytu; dno, złożone w dolnych warstwach z tych samych minerałów, pokryte jest warstwami aluwialnych i dyluwialnych piasków i żwirów o miąższości dochodzącej do 17 m.

Skała w wykopie roboczym była naogół zwięzła i pozabawiona szczelin, ale łatwo ulegała, zwietrzeniu tak, że po przejściu zimy trzeba było corocznie wierzchnie warstwy usuwać. Szczyty gór, otaczających dolinę, były naogół zbudowane z bardzo wytrzymałych skał. Poniżej zalegały grube warstwy skał b. miękkich.

W środku wykopu fundamentowego, pomiędzy wytrzymałymi złożami skalnymi znaleziono klin miękkiej skały, określanej przez autora jako kaolin, szeroki około 15 m i zwięzający się w stronę dolnej wody i wglęb.

W obrębie tego klina zapuszczono fundamel zapory o 12 m głębiej niż w innych miejscach. Stopę fundamentu poddano próbom wytrzymałości; ciśnienie 84 kg/cm² nie powodowało jeszcze szkodliwych odkształceń.

W otworach wiertniczych znajdowano naprzemiennie warstwy twarde i miękkie do znacznej głębokości.

Szczelność w obrębie miękkich skał znakomita, w twardych zaś znaleziono wąskie szczeliny, w których dla bezpieczeństwa zastosowano zastrzyki cementowe.

Stopę fundamentu pokryto wodoszczelną zaprawą (z dodatkiem Aquasil-cementu) celem zabezpieczenia przed wietrzeniem, potem jeszcze raz wstrzykiwano cement pod mur zapory.

Ze względu na brak dobrego kamienia ciosowego, zdecydowano wykonanie zapory z betonu. Na kruszywo użyto żwiru, wybieranego z doliny powyżej zapory. Żwir ten płukano kilkakrotnie, by usunąć zeń szkodliwe domieszki. Zaporę zaprojektowano jako mur ciężki, w rzucie poziomym — łukowy. Całkowita długość zapory 250 m, największa wysokość 55 m.

Mur zapory betonowano blokami o wymiarach 14 × 14 × 2 m. Do transportu betonu używano urządzeń mechanicznych. Do budowy użyto 25000 t cementu z fabryk tureckich. Tras, potrzebny dla osiągnięcia wodoszczelności, sprowadzano z Niemiec. Kruszywo dobywano na miejscu przy pomocy bagrów łyżkowych. Sortowano dobytej materiał również przy pomocy urządzeń mechanicznych.

Dla odprowadzenia nadmiaru wód powodziowych założono 5 przelewów górnych o łącznej długości 36,26 m, mogących przepuścić 227 m³/s, zamykanych w czasie posuchy zasuwami. Ponadto istnieją rurowe upusty denne, przepuszczające 40 m³ wody. Pod przelewami i upustami założono dwa baseny (na różnych poziomach) dla niszczenia energii spadającej wody.

Dla poboru wody do wodociągu założono szyb żelbetowy (przybudowany do zapory). Ze szybu wychodzą 2 rury o średnicy 700 mm, z których jedna jest narazie nieczynna i zakończona ślepo. Druga przekracza zasypany wykop roboczy po moście żelbetowym i zdąża do Ankary.

Zasuwę na przelewach, w upustach i rurowościach są zaopatrzone w motorki elektryczne i zapasowe urządzenia do ręcznej obsługi.

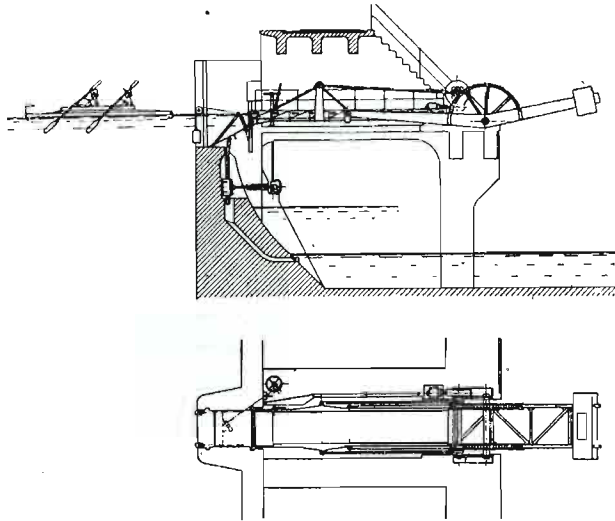
W sprawozdaniu podano dużo szczegółów, dotyczących rozwiązań konstrukcyjnych, jakości betonu, przebiegu budowy i wykonywanych prac doświadczalnych.

Koszt budowy zapory wyniósł 3,5 milj. funtów tureckich. Budowę wykonały firmy krajowe, zatrudniające znaczną ilość niemieckich inżynierów. Z Niemiec sprowadzono również wszystkie rury i armatury.

Inż. O. Faust

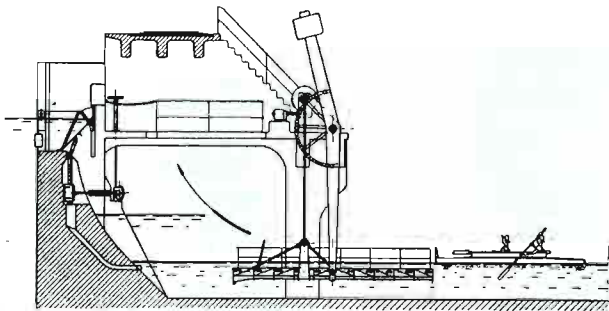
Dźwig dla kajaków przy zakładzie o sile wodnej Hausen nad Menem

W Nr. 7 „Deutsche Wasserwirtschaft“ z 1935 r. podano opis dźwigu dla kajaków, założonego w jazie zakładu



Rys. 1a.

wodnego Hausen nad Menem. Dźwig przenosi kajaki wraz z załogą z poziomu dolnego na górny lub odwrotnie. (Różnica poziomów wynosi około 4 m.).



Rys. 1b.

Dźwig ten składa się z żelaznego korytka, napelnionego wodą i zanurzonego w dolną lub górną wodę przy jazie, do którego wjeżdża kajak, poczem całe korytko zostaje przy pomocy dźwigniowego urządzenia z przeciwwagą przeniesione do 2-go poziomu, a kajak wyjeżdża na pełną wodę. Szczegóły konstrukcji są równie proste, jak pomysły. (Rys. 1a, b).

Konstruktor przewidział również możliwość automatycznej obsługi dźwigu po wrzuceniu odpowiedniej monety.

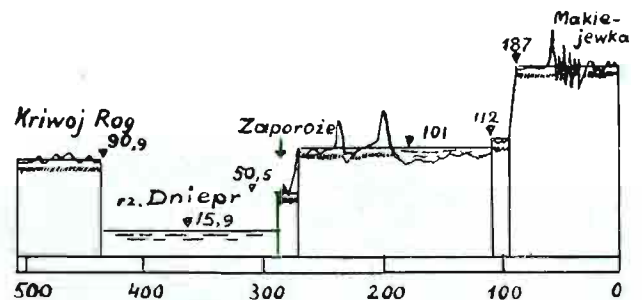
Projekt wielkiej drogi wodnej w Zagłębiu Donieckim w Rosji

P. S. Mstisławskij. Wodnaja magistral Donbass — Dniepr — Kriworożje. Wodnyj Transport, 1935 r. Nr. Nr. 4 i 5.

Niezwykle śmiały projekt nowej sowieckiej drogi wodnej przewiduje połączenie okręgów przemysłu ciężkiego Donieckiego Zagłębia i Kriworożje, położonych wysoko ponad dzielącą ich doliną rz. Dniepru. Cechą charakterystyczną tego projektu jest to, że oba łączone okręgi prawie pozbawione są wody oraz że droga wodna przechodzi w kierunku poprzecznym do rz. Dniepru. Poza rolę komunikacyjną, kanały projektowane zaopatrzą w wodę wspomniane

okręgi przemysłowe. Według obliczeń projektantów w roku 1947 zapotrzebowanie wody w rejonie Kriworożje osiągnie 420 milj. m³ w roku przeciętnym oraz około 550 milj. m³ w roku suchym. Do zachodniego Zagłębia Donieckiego wypadnie dostarczyć ok. 230 milj. m³ w roku przeciętnym, w tem dla potrzeb gospodarczych i technicznych 170 milj. m³, reszta dla nawodnienia.

Droga rozpoczyna się w pobliżu hut (Makiejewka), gdzie utworzony zostanie niewielki zbiornik, mający się stać portem przemysłowym. Trasa kanału, wychodzącego ze zbiornika, przechodzi przez najbardziej uprzemysłowione ośrodki, w km 89 projektuje się pierwszy stopień o wysokości 75 m, przytem kanał wchodzi do rzeki Suche July (rys. 1). Następnie drogę wodną stanowi ma zbiornik, utworzony na tej rzece. 11-metrowy stopień wprowadza drogę do rzeki Wołczja w km 108. Dalsza trasa drogi skierowuje się do Dniepru. Po dojściu do jazu na rz. Wołczja, trasa wychodzi z łożyska rzeki, przecina akwaduktami dwie mniejsze rzeki, przechodzi przez spiętrzone łożyska innych 2ch rzek i następnymi stopniami wchodzi do Dniepru. Ostatni stopień (75 km) podnosi drogę do płaskowzgórza Kriwoj Rog. 69-kilometrowy kanał komunikacyjno - nawadniająca kończy tę wielką drogę.



Rys. 1.

Całkowita długość drogi wynosić ma 507 km, w tem sztuczne kanały stanowią 251 km, zbiorniki 249 km, śluzy 7 km. Ilość stopni — 5.

Projekt przewiduje kanały o przekroju trapezowym, skarpy 1 : 2, brukowane. Głębokości drogi przyjęto 5,8 m, biorąc pod uwagę projektowane typy statków o zanurzeniu 4,5 m. Koszta wszystkich budowli hydrotechnicznych według cen z r. 1932 wyniosłyby 569 milj. rubli. Do tego doliczyć należy koszta budowy taboru, urządzeń portowych, nawodnienia, przesiedlenia, budowle mieszkalne i inne, wobec czego całkowity koszt projektowanej drogi wyniosłby 1.095 milj. rubli.

wk

Zagadnienia wodne w obradach Amerykańskiego Zrzeszenia Wodnego, odbytych w maju 1935 r.

Nation's Water Problems discussed by Waterworks Men. Engineering News-Record, Nr. 20, 1935.

Podajemy poniżej streszczenie sprawozdania z obrad Amerykańskiego Zrzeszenia Wodnego (American Water Works Association), odbytych w Cincinnati 6 — 9 maja 1935 roku.

Obrady obejmowały najważniejsze życiowo tematy, mianowicie: walkę z posuchą, państwową gospodarkę wodną, finansowanie robót wodnych i roboty publiczne. Ponadto omawiano między innymi, zagadnienie usuwania zanieczyszczeń wody przez opuszczone kopalnie oraz zagadnienie korozji rur.

Walka z posuchą. W obradach zwracano uwagę na brak statystyki źródeł na wielkich obszarach, na brak obserwacji małych rzeczek, na niedomagania obserwacji stacji opadowych (z istniejących 4.500 stacji tylko 200 posiada wyczerpujące dane). Zaznaczono, że istnieje tylko 100 stacji ewaprometrycznych, z których 90 położone jest na zachód od Gór Skalistych, że obserwacje nad opadami śnieżnymi prowadzone są dopiero niespełna 10 lat. Podkreślano, że zaledwie jeden lub dwa stany uczyniły wysiłek zbierania danych o wodach gruntowych, a mianowicie o ich poziomach i własnościach chemicznych oraz fizycznych.

Ostrzegano przed zbyt pośpiesznym wykonywaniem robót wodnych bez uprzednich studjów i badań miejscowych warunków, stosunków geologicznych i czynników natury technicznej.

W. H. Knox (Departament Zdrowia Stanu Ohio) stwierdził, że w roku 1934 opady były poniżej normy z ostatnich pięciu lat, pomimo to jednak, skutkiem wykonanych w wielu miejscach zbiorników wodnych i pogłębienia studzien, rok ten (opady 68 mm) mniej dał się miastom we znaki, niż rok 1933 o podobnych opadach. Zdaniem referenta, przez spiętrzenie wód na powierzchni nie można spodziewać się podniesienia poziomu wody gruntowej na jakimkolwiek obszarze.

Gospodarka wodna. Morris L. Cook w referacie, którego temem była analiza złego stanu rolnictwa, nakreślił w wielkiej skali program przyszłej gospodarki wodnej, wymagający użycia 500.000.000 dol. rocznie, i ujmujący wszystkie rzeki, jako jedną całość, przytem oddzielne zagadnienia wodne byłyby złączone w jedno wspólne zagadnienie. Konkluzje jego, zgodnie z ostatnio ogłoszonym sprawozdaniem Państwowego Biura Źródeł, są następujące:

Zagadnienia wodne posiadają wyjątkową doniosłość dla gospodarki narodowej. Burze piaskowe oraz posuchy w ostatnich miesiącach dały dotkliwy dowód, że w dziedzinie rolnictwa muszą być przeprowadzone zmiany, że z ostatnich stu lat zaledwie przez dwadzieścia lat pracowano nad obroną gleby przed deterioracją. Inżynierowie winni doceniać polityczne i społeczne znaczenie tego zadania. Inżynierowie muszą znaleźć rozwiązanie, dające im całkowite opanowanie zadań wodnych, zwłaszcza zaś spraw powodziowych, zasobów wody gruntowej, żegluga, nawodnień, leśnictwa i elektryfikacji w zastosowaniu do rolnictwa. W dyskusji nad tym referatem Frank A. Barbour podkreślał z naciskiem konieczność współpracy nad temi sprawami. Zarząd Zrzeszenia zgodził się na wyłonienie komitetu do spraw polityki wodnej w skali państwowej.

Roboty publiczne. Malcom Pirnie, analizując obecny program robót publicznych, dowodził, że jedyną drogą osiągnięcia ożywienia robót niefederalnych jest decentralizacja kierownictwa oraz powrót państwa do wykonywania robót przez prywatne przedsiębiorstwa. Podaje on plan, jego zdaniem starannie przemyślany. Prezydent wezwie gminy do natychmiastowego wszczęcia opracowywania projektów i wykonywania najpotrzebniejszych robót publicznych, zastrzegając jedynie zatwierdzenie przez państwo projektu i kosztorysu. Rząd Federalny zapewni gminom zwrot 50% kosztów wyłożonych przed 31 grudnia 1935 r., 30% kosztów poniesionych w ciągu następnych 9 miesięcy i 20% kosztów wydanych w ciągu trwania okresu robót publicznych, wykonywanych w celu zwalczania bezrobocia. Plan ten spowoduje przyspieszenie robót, zdecentralizuje akcję i posłuży jako droga powrotu do nor-

malnych metod pracy. M. Pirnie uważa, że Federalny Rząd nie jest przygotowany do projektowania i wykonywania robót na kwotę pół miljarดา dolarów rocznie (prócz wydatków na drogi), wobec czego koniecznym jest przenieście całkowitej odpowiedzialności za szczegółowe projektowanie i wykonanie na miejscowe gminy. Miejscowe władze i prywatne przedsiębiorstwa istnieją w mniej lub więcej szkieletowej formie, przerabiały one w 1929 roku miesięcznie przeszło miliard dolarów. Mogą one być znów użyte.

Oczyszczanie wody. C. T. Butterfield i J. K. Hoskins z Departamentu Zdrowia Publicznego S. Z. A. P. opracowali referat „Bakterjologiczne określenie jakości wody do picia”. Wykazali oni matematycznie błędy dotychczasowych metod określenia B. coli i B. aerogens i zalecali używanie „najprawdopodobniejszej liczby” („moste probable number”) określanej z serji próbek przy użyciu dowolnych ilości badanej wody. Dowiedli oni matematycznie, że istnieje optymalna objętość próbki w zależności od koncentracji organizmów w badanej wodzie. Choć wyliczenia są dość skomplikowane, to jednak optymalna objętość próbki i najprawdopodobniejsza liczba mogą być brane z krzywej logarytmicznej. W badaniach nie robiono różnicy pomiędzy B. coli i B. aerogens.

Dyskutowano obszernie o możliwości określenia liczby wprost przez liczenie na płytkach przy użyciu właściwych środków, przytem niektórzy byli pewni, że podobne środki można znaleźć i wzywali do dalszej pracy w tym kierunku, inni zaś utrzymywali, że wymagać to będzie zbyt dużo kultur i szkła, szczególnie gdy optymalne objętości próbek będą duże. Dla stosunkowo czystej wody objętości te mogą wynosić do 100 cm³. W. C. Purdy w referacie „Rezultaty działalności wodorostów” przedstawił wyniki badań nad określeniem utleniającej działalności wodorostów. Do pewnych ilości jałowej wody dodano rozpuszczalnej materji organicznej, jako pożywkę dla wodorostów i bakterji. Woda zaszczepiona bakterjami okazała się pozbawiona tlenu, woda zaszczepiona wodorostami wykazała wzrost ilości tlenu, aż ponad nasycenie. Woda zaszczepiona i bakterjami, i wodorostami wykazywała z początku straty tlenu, następnie zaś wzrost jego ilości aż do stanu bliskiego nasycenia i taką pozostawała aż do końca doświadczenia. Znaczy to, że stosunkowo czysta woda może otrzymywać znaczne ilości tlenu od wodorostów i w ten sposób mieć nadmiar tlenu, potrzebny do procesu samoczyszczania się wody. Konieczne są dalsze badania w tym kierunku. Ponieważ tlen wytwarzany jest przez wodorosty na pewnej głębokości, pod ciśnieniem działa on zatem skuteczniej, niż tlen atmosferyczny, stykający się z powierzchnią wody. W. C. Purdy przedstawia dalej laboratoryjne badania trującego działania pewnych wodorostów na zwierzęta, mówi również o epidemjach wśród bydła, wywołanych przez wydzieliny wodorostów.

Sprawozdanie komitetu, zajmującego się jakością wody, polecono opracować i ogłosić drukiem, jako podręcznik oczyszczania wody. M. N. Baker otrzymał upoważnienie do ogłoszenia historii oczyszczania wody. Podręcznik ma się ukazać na przyszłą wiosnę, historia zaś w tym roku w zimie.

Dalej dyskusja tyczyła się jakości surowej wody. H. W. Streeter ze Służby Zdrowia Publicznego S. Z. A. P. poddaje dyskusji standarty bakterjologiczne dla źródeł do wodociągów. Wiele Stanów ma obecnie próbne standarty, oparte na badaniach dokonanych w stacjach oczyszczania wody w stanie Ohio (17 stacji), na Wielkich Jeziorach (14 stacji) i stacji w Cincinnati, określanej P_{hs} We-

dług *H. W. Streetera* przeciętny wskaźnik *B. coli* dla wody surowej zdanej do użycia, badanej przez wystarczająco długi okres czasu, na przykład 1 rok, nie może w żadnym wypadku przenosić 5.000 na 100 cm³; pojedynczy wskaźnik *B. coli* takiej wody może dochodzić do 20.000 na 100 cm³, lecz przez czas nie dłuższy niż 5% okresu przeprowadzanego badania. W takim wypadku granica przeciętnego wskaźnika będzie 5.000 na 100 cm³, lub nieco mniejsza, w zależności od zmienności wody i charakteru źródła.

Zanieczyszczanie wody przez opuszczone kopalnie. Sprawa usuwania zanieczyszczeń wody, powodowanych przez opuszczone kopalnie, postąpiła w dolinie Ohio znacznie przez użycie pracy bezrobotnych i współdziałanie wielu stanów. *E. S. Tisdale*, z Zachodnio Wirginijskiego Urzędu Zdrowia, podaje, że w akcji tej połączyły się stany Pensylwanja, Ohio, Zach. Wirginja i Kentucky i dają się już odczuwać dodatnie rezultaty unieszkodliwiania opuszczonych kopalni, przez odcięcie dostępu powietrza. We wspomnianych stanach z 766 opuszczonych kopalni jest już unieszkodliwionych 215, w wyniku czego kwasowość wód zmniejszyła się o 52%. Na akcję tę wydano z funduszków zapomogowych około 220.000 dolarów. W wielu stacjach oczyszczania stosowano wapno.

Korozja rur. *W. W. Brusk* referuje, że w New Yorku od czasu wprowadzenia miękiej wody z Catskill (1917 r.) uszkodzenia rur żelaza kutego średnicy 2 cale i większej były rzadkie. Rury o średnicy powyżej 1 1/4 cala do 2 cali trwały 30 lat, natomiast rury o średnicy 1 1/2 cala 10 — 15 lat. Rury stalowe małych średnic dawały rezultaty podobne jak z kutego żelaza. Rury brązowe nie wykazywały żadnych uszkodzeń, rury mosiężne w pewnym budynku, zaopatrywanym w wodę studzienną o dużej zawartości CO₂, szybko podlegały uszkodzeniom. W New Yorku rozróżniono 50 różnych typów wód studziennych. Ustalono, że wybór materiału na rury musi być dokonywany dopiero po zbadaniu składu chemicznego wody. *F. E. Halle* podaje, że umiarkowana domieszka wapna do wody z Catskill zmniejsza korozję rur, większa zaś domieszka mniej skutecznie. *F. N. Speller* stwierdza, że przeciwko korozji dotąd niema ogólnego środka. Wapno zmniejsza korozję, lecz należy poznać warunki działania.

Referowano trzy metody ochrony rur przed korozją: pokrywanie asfaltem, pokrywanie cementem i metodę *Tate'a*, wynalezioną w Australji. Pokrywanie asfaltem (referat *Lindena Stuarda*), dokonywa się po uprzednim oczyszczeniu rury i wysuszeniu. Rury mniejsze niż 30 cali średnicy muszą być poprzednio wyjęte z ziemi, rury o średnicy większej mogą się obejść bez wyjęcia, ponieważ można do nich wejść. Oczyszczanie rury strugą piasku, praktykowane w New Yorku, okazało się kosztowne i kłopotliwe, najlepsze rezultaty osiągnięto przez ręczne skrobanie i czyszczenie szczotkami. Podczas oczyszczania otwór rur już oczyszczonych winien być zastąpiony ekranem dla uniknięcia zakurzenia powłoki. Podczas roboty konieczna jest wentylacja dla osuszenia oczyszczonych rur i uniknięcia kondensacji pary wodnej, ponieważ powlekanie powierzchni muszą być suche i bez nowej rdzy.

Pokrywanie cementem referował *T. Killam*, opisując maszynę do cementowania dużych rur. Maszyna rozpryskuje centryfugalnie cement na wewnętrznych ścianach rury. Cement ten jest niezwłocznie wygładzany przez obrotowe kielnie.

Metoda *Tate'a*, oglądana przez *Thomasa H. Wiggina*, w Manchester w Angliji, podczas reparacji rur 4, 5 i 6 ca-

łowej średnicy, polega na czynnościach następujących. Rury najpierw czyści się obrotową skrobaczką, następnie wpuszcza cement, poczem niezwłocznie następuje zapomocą kłosa przygnięcie cementu do ścian rury i wygładzanie powłoki. Rozgałęzienia i połączenia domowe muszą być odkopane i zamknięte szpuntami. Obrotowy kłoc (*mandril*) przeciągany jest przez rurę ręcznym kołowrotem z szybkością około 6 m/minutę.

F. N. Speller w dyskusji wyraża zdanie, że niema prawie nadziei na wynalezienie takiego stopu metalicznego, który byłby we wszystkich warunkach odporny na korozję, jedyny środek zaradczy leży w dostosowaniu wody. Najlepsze rezultaty, jego zdaniem, daje cementowa powłoka dla wąskich rur i asfaltowa dla szerokich rur.

W sprawie rur żeliwnych przeprowadzano od roku 1926 badania, których tymczasowe wyniki referuje *Thomas H. Wiggins*.

1. Granice zawartości siarki 0.10%, fosforu 0,9%.
2. Różne domieszki do żelaza nie zmniejszały korozji. Ochronne powłoki zewnątrz i wewnątrz rury są konieczne.
3. Próbné powłoki cementowe dały dobry wynik. Badanie powłok ze smoły gazowej jest w toku, badania powłok z oczyszczonej osmy są wszczęte.
4. Badania straty wysokości w kształtówkach 6" i 12" średnicy wykazały, że krótkie kształtówki nie dają większej straty niż długie, należy więc w średnicach mniejszych niż 12" używać krótkich kształtówek. Dla stacji przepompowań, gdzie szybkości przepływu są duże, lepsze są kształtówki o długim promieniu.

5. 200 prób na zginanie rur od 6"—36" średnicy, wykazało, że ze względu na wytrzymałość rury muszą być lepiej zaprojektowane.

6. Doświadczenia wytrzymałości kielichów przy zginaniu połączeń kielichowych wykazały, że niema potrzeby zmieniać istniejących norm.

Doszwejsowywanie brązem uch, kółek, kołnierzy do rur, okazało się możliwym do stosowania.

7. Próby na zginanie i zgniecenie wykonywano na rurach prostych, średnicy 6, 12, 20 i 48 cali, w coraz to zmiennych warunkach podparcia rur i zasypywania wykopu (z ubijaniem i bez).

Rezultaty tych prób w zestawieniu z wynikami doświadczeń nad rurami drenarskimi i przepustowemi, przeprowadzonych w Stanowem Kolegium w Iowa pozwalają twierdzić, że układ obciążeń ma ogromne znaczenie, warunkujące stopień niebezpieczeństwa dla rury. Niebezpieczeństwo to może być prócz tego znacznie powiększone przez niestosowną metodę układania rur, zwłaszcza zaś przez stosowanie oparcia na blokach (fundamentach), wystających ponad dno rowu, i pominięcie ubijania zasy-pu poniżej i po bokach rury.

Kalifornijskie zapory dolinowe. *Leslie W. Stocker* opisuje projektowane powiększenie zapory *O'shaughnessy* w celu powiększenia pojemności zbiornika z 253 do 443 milj. m³. Korona będzie podwyższona o 26 m, przy użyciu ok. 205.000 m³ betonu. Zapora *Morrisa* omawiał *Samuel B. Morris*. Otwarta była rok temu (E. N. R. 27 grudzień, 1934, str. 823).

Zapora *Bouquet* była referowana przez *W. W. Hurlbata*. (E. N. R., czerwiec 21 1934 r. str. 810).

Inż. P. Wroński.

Przegląd czasopism polskich

Zaopatrywanie regionu paryskiego w wodę ze studni artezjskich.

Lipcowy numer miesięcznika „Gaz i Woda“ przynosi pod powyższym tytułem bardzo ciekawy artykuł inż. *W. Rabczewskiego*.

Roczne zużycie wody przez miasto Paryż wyniosło w 1932 r. 522 milionów m³, przytem zużycie to stale wzrasta. Sprawa nabiera jeszcze większej wagi, jeśli się uwzględni potrzeby w tym zakresie całego regionu paryskiego, obejmującego poza miastem z przedmieściami szereg pobliskich gmin. Do zasilania w wodę region paryski wykorzystuje wszelkie źródła, przede wszystkim jednak wody artezyjskie. Pierwszy głęboki otwór (548 m) wykonany był w miejscowości Grenelle pod Paryżem, przytem budowa jego trwała 8 lat (ukończ. w 1841 r.). Do 1925 r. w okolicach Paryża było czynnych zaledwie 9 studni. W następnych latach ilość ta szybko wzrastała, a jednocześnie, wskutek bezplanowego zakładania studni w niedostatecznych wzajemnych odległościach oraz wobec zbyt forsownego czerpania wody, poziom wód w głębszych znacznie się obniża. W geologicznej niecce Sekwany w ciągu 93 lat poziom hydrostatyczny obniżył się o 73 m.

Do wzmoczenia ruchu wiertniczego przyczyniło się nie tylko zwiększające się zapotrzebowanie wody, lecz także znaczne postępy techniki wiertniczej. Autor opisuje nowy sposób wiercenia *L a y n e'a*, dzięki któremu studnie o głębokości 500 — 800 m wykonywane były w 3 — 6 miesięcy. Sposób *L a y n e'a* polega na wykonywaniu otworu bez rurowania. Umocnianie i uszczelnianie ścianek otworu uzyskuje się przez wtłaczanie płóeczki z gliną, przytem zarówno ciśnienie, jak i stopień zagęszczenia płóeczki gliną są dowolnie regulowane. Gлина ta całkowicie zamula grunt ścianek, uszczelnia go i umacnia do tego stopnia, że rurowanie staje się zbędnym. Dopiero po zakończeniu otworu opuszcza się rury. Wieża wiertnicza posiada wysokość 40 m. Przy budowie otworu tym sposobem w miejscowości Aulnay - sous - Bois średnica otworu wynosiła 0,45 m. Całkowita kolumna rur stalowych ciągnionych ważyła 75 tonn. Trudnością tego systemu jest konieczność podtrzymywania całego ciężaru kolumny rur, zawieszonej swobodnie w otworze. Szybkość pracy jest natomiast niezwykle. Głębokość 831 m osiągnięto w ciągu 3 miesięcy, zaś opuszczanie rur na całą głębokość ukończono w ciągu 10 godzin.

Gospodarka wodna Krakowa.

Inż. J. Oleś publikuje w Nr. 7 miesięcznika „Gaz i Woda“ artykuł p. t. „Krakowski węzeł wodny“. W artykule tym autor omawia gospodarkę wodną Krakowa, rozpatrując kolejno 3 grupy zadań: 1. doprowadzenie wód dla potrzeb miasta i usunięcie zużytych; 2. utrzymanie odbornika w stanie czystym i zdrowym; 3. ochrona nisko położonych terenów przed powodzią.

W związku z powyższem autor zatrzymuje się nad zagadnieniem wzrostu zlewni krakowskiej, wywołanem rozbudową miasta. W wieku XIX przy ludności 50 tys. obejmowała ona zaledwie 1,56 km², w r. 1935, po włączeniu do miejskiej gospodarki wodnej sąsiednich gmin, wynosi 124,52 km². Odprowadzenie wód zużytych z tej zlewni niewątpliwie wymaga przemyślenia. Według autora ilość ścieków miejskich wynosić może około 1,2 m³/s, co dla Wisły pod Krakowem przy małej wodzie daje rozcieńczenie ok. 1 : 15. Ilość osadu, wprowadzana dziennie do Wisły, wynosi ok. 300 m³. Widać stąd, że zanieczyszczenie Wisły pod Krakowem jest bardzo wielkie. Autor w dalszym ciągu rozpatruje różne sposoby ewentualnego oczyszczania ścieków, przytem uważa, że budowa osadników rozwiązałaby zagadnienie w sposób wystarczający.

Dla zorientowania się w stopniu zanieczyszczenia wody autor zaleca metodę, zastosowaną przez inż. dr. F. Sierpa. Metoda ta polega na przesączaniu 1 litra badanej wody

przez krążek bibuły filtracyjnej i wnioskowaniu o stopniu zanieczyszczenia z obrazu pozostałych zanieczyszczeń.

Autor omawia rolę wszystkich możliwych odborników: Wisły, Rudawy, Młynówki Królewskiej, Sudoła i Białuchy, Drwiini i Serawy oraz Wilgi.

Celem opracowania racjonalnego projektu zaopatrywania w wodę, odwodnienia siecią kanałową i utrzymania rzek w stanie czystym autor proponuje utworzenie spółki wodnej, do której należałyby gmina miasta Krakowa, gminy sąsiednie, wchodzące w skład zlewni, rząd, jako właściciel rzek, fabryki i zakłady, jako zanieczyszczające rzeki, związek rybaków oraz zakłady wodociągowe.

Mosty warszawskie pod względem hydrotechnicznym.

Pod tym tytułem inż. A. Legun Biliński drukuje artykuł w Nr. 13 „Przeglądu Technicznego“. Artykuł ten omawia sprawę bardzo ważną i aktualną ze względu na zamierzoną budowę nowego mostu przez Wisłę przy ul. Karowej.

Autor podkreśla wpływ zwięzienia Wisły przez most Kierbedzia, którego światło wynosi tylko 456 m, podczas gdy rozstaw wałów w tem miejscu dla nieszkodliwego przejścia W. W. wymagałby 890 m. Nie więc dziwnego, że w cofce wielkiej wody gromadzą się piasek i żwir w wielkich ilościach. Most Poniatowskiego posiada światło już 503 m, natomiast most linii średnicowej znów tylko 460 m. Zupełnie słusznie autor uważa światła te za niewystarczające, a dla łożyska rz. Wisły, dla żeglugi za niezwykle szkodliwe.

Również niekorzystnym dla Wisły jest skośne do nurtu usytuowanie mostu Poniatowskiego. O ile nowoprojektowany, piąty most przez Wisłę w Warszawie stanąłby przy ul. Karowej, musiałby przeciąć krzywą przejściową trasy regulacyjnej. Byłby to znów wielki błąd. W tym wypadku tylko most o jednym wielkim prześle, bez filarów skośnie do nurtu stojących, mógłby umożliwić rozwiązanie właściwe.

Podkreślając braki dawne oraz ostrzegając przed nowymi błędami, autor nawołuje do powołania Wyższej Rady Technicznej, przez którą musiałyby przechodzić wszystkie poważniejsze projekty techniczne. Do Rady takiej należałoby powołać najwybitniejszych konstruktorów, hydrotechników, hydrologów, geologów i t. d.

Myśl niewątpliwie słuszna i warta realizacji.

Zniszczenia potoku Bystrej w Zakopanem podczas powodzi 1934 r.

W Nr. 13 Czasopisma Technicznego z 1935 r. prof. S. Hubicki omawia zniszczenia zabudowania potoku Bystrej w Zakopanem podczas powodzi lipcowej 1934 r. Autor zastanawia się nad przyczynami, które mogły spowodować te zniszczenia. Przychodzi przytem do wniosku, że partje potoku powyżej żłobu muszą być zabudowane dostateczną ilością zapór, by ograniczyć pochód rumowiska, pozatem żłób powinien być zbudowany z kamienia łamanego, a jeżeli nie możemy się spodziewać szybkiego zamulenia i uszczuplenia stosu żłobu, to należy do łączenia kamieni użyć zaprawy cementowej.

Zagadnienia wodociągowe - kanalizacyjne w planach regionalnych.

W Nr. 2 „Biuletynu Wodociągowo - Kanalizacyjnego“ pod powyższym tytułem ogłasza inż. A. Konopka streszczenie referatu swego, wygłoszonego na świeżo odbyłym Zjeździe Gazowników i Wodociągowców.

Autor zwraca uwagę na konieczność uwzględniania przy planowaniu nowych dzielnic lub osiedli pozamiejskich potrzeb wodociągowo - kanalizacyjnych.

Zadania wodno - gospodarcze w ogólnym planowaniu kraju polegają w pierwszym rzędzie na zaopatrzeniu ośrodków życia w wodę i na usuwaniu wód zużytych. Rozbudowa osiedli przyczynia się do zwiększenia zapotrzebowania wody, a jednocześnie zwiększa ilość wody zużytej. Niestety, bardzo często planując nowe dzielnice mieszka-

niowe, projektanci nie zastanawiają się nad sposobem dostarczenia wody i nad kanalizacją. Autor nawołuje, by zarządy miast (gminy) oraz biura planów regionalnych zwracały baczniejszą uwagę na zagadnienie racjonalnej gospodarki wodnej planowanych osiedli. Przy rozwiązaniu tego zagadnienia poważną rolę odegrać mogłaby ścisła współpraca z Polskim Instytutem Wodociągowo - Kanalizacyjnym. Dla zainteresowanych podajemy adres Instytutu: Warszawa — Praga, Florjańska 6, tel. 10-08-31.

Wiadomości gospodarcze i prawne

Memoriał Krakowskiej Izby Rolniczej w sprawie zalesienia.

Krakowska Izba Rolnicza wystosowała memoriał do Ministrów Rolnictwa, Komunikacji, Skarbu i Spraw Wojskowych w sprawie przeprowadzenia akcji zalesień. W memoriale swym Izba Rolnicza zwraca uwagę, że na terenie 9-ciu górskich powiatów, objętych jej działalnością, a mających specjalne znaczenie ze względów powodziowych. ogólny stan zalesienia jest katastrofalnie zły.

Lasy drobnej własności są silnie zdewastowane. W tej kategorii własności jest około 20.000 ha zrębów niezalesionych, ok. 10.000 ha nieużytków i ok. 8.000 ha lichych dziedzicznych pastwisk.

Zalesienie tych przestrzeni kosztować będzie 1.335.000 złotych. Klórá to kwotę, gdyby została ona przyznana Izbie. można byłoby użytkować stopniowo, w ciągu 5 lat.

Pozatem Krakowska Izba Rolnicza zwróciła się z wnioskiem wydania ustawy o zagospodarowaniu, względnie podziale wspólnot gruntowych, co zdaniem Izby, przyczyni się znacznie do podniesienia stanu lasów w terenach górskich.

Przewozy na drogach wodnych Rosji Sowieckiej

Czasopismo sowieckie „Wodnyj Transport“, będące organem Ludowego Komisariatu Transportu Wodnego, w Nr. Nr. 1 i 3 z r. 1935 podaje interesujące dane statystyczne o ruchu na drogach wodnych oraz stanie taboru rzeczno-rosji w ostatnich latach. Dane te widoczne są z następujących zestawień.

	1930	1932	1934
Łączna długość czynnych żeglownych szlaków w tys. km.	75,0	77,6	82,3
Długość szlaków oświetl. w tys. km.	37,7	47,3	54,8
Dług. szlaków obsługiwanych przez pogłębiarki w tys. km.	18,0	27,1	33,0
Ilość pogłębiarek	?	149	153
Długość sztucznych dróg wodnych w tys. km.	2,29	2,34	2,71
Tabor rzeczny o napędzie mechanicznym w tys. K M	429,5	531,7	573,6
Tabor bez napędu w tys. tonn	4297	5422	5663
Przewieziono (łącznie ze spławem) ładunków w milj. tonn	63,2	71,9	81,6
Praca żeglugi w miliardach tonno-kilometrów	22,9	26,1	29,2

Statystyka z r. 1933 daje pogląd na rodzaj przewożonych ładunków. Łącznie w roku tym przewieziono 48.136,5 tys. tonn, przytem z przewozów osiągnięto dochód 198.337 tys. rubli. W stosunku do tych liczb odpowiednie rodzaje ładunków, rodzaje transportu oraz osiągnięte z przewozu dochody w procentach wynosiły:

	ładunek w %	dochód w %	wskaznik dochodowości w %
spław	43,1	11,6	27
ładunki w ruchu przyspieszonym, drobna bagażowa	7,2	21,5	299
ładunki w ruchu zwykłym	35,5	48,3	136
ropa naftowa	14,2	18,6	131

Ładunki poza ropą naftową obejmują: zboże, sól, ryby, cement, węgiel, wyroby metalowe, bawełnę.

wk

Współpraca kolei żelaznych i dróg wodnych w Rosji Sowieckiej

Czasopismo sowieckie „Wodnyj Transport“ w Nr. Nr. 5 i 6 z r. 1935 omawia wprowadzony w Rosji w r. 1934 typ przewozów kombinowanych kolejowo - wodnych. Przewozy ładunków drogą kombinowaną, przyczyniając się do zmniejszenia transportów kolejowych, odciążają kolej od transportów dla niej niekorzystnych, a z tego punktu widzenia są źródłem poważnych oszczędności w gospodarce narodowej.

Na podstawie dekretu rządowego sowieckie taryfy kolejowe dla przewozów w kierunku do portów rzecznych i zpowrotem, w wypadku kombinowanego transportu obniżone zostały o 10 — 35%. Wskutek upaństwowienia żeglugi ruch tego typu odbywać się może na podstawie jednego dowodu nadania, niezależnie od tego, czy nadanie nastąpiło w porcie rzeczonym, czy też na stacji kolejowej. O intensywności ruchu kombinowanego świadczy wzrost ilości przystani lub portów, gdzie nadano ładunki z drogi wodnej na kolej lub przyjęto ładunki na drogę wodną z kolei żelaznej. Ilość tych miejsc wynosiła w Rosji Sowieckiej w latach:

	1925	1928	1934	
	226	442	642	
Ilość przewiezionych towarów za taryfą ulgową podaje następujące zestawienie w tysiącach tonn:				
	1929	1932	1933	1934
w kierunku z drogi wodnej na kolej	710	1422	1477	1930
w kierunku z kolei na drogę wodną	559	787	864	1130
Razem w transporcie kombinowanym				
	1269	2209	2341	3060

Czasopismo „Wodny Transport“ twierdzi, że wyłącznie ładunków z bezpośredniej komunikacji kolejowej na korzyść transportu kombinowanego wodno - kolejowego już w roku bieżącym, w maju i czerwcu pozwoli zaoszczędzić w ruchu kolejowym minimalnie 14 milj. wagono-kilometrów.

Jest rzeczą niezwykle charakterystyczną, że do zagadnienia kombinowanych przewozów władze sowieckie przywiązują wielką wagę, o czem sędzić można z licznych na ten temat artykułów.

wk

Warta, jako międzynarodowa droga wodna

Temat powyższy poruszony został w Zeitschrift für Binnenschiffahrt, w Nr. 2 z 1935 r.

Warunki żeglugi na Warcie zmieniły się całkowicie po wojnie z powodu wyznaczenia nowych granic, wojny celnej Polski z Niemcami, oraz budowy portu w Gdyni. Do r. 1905 intensywność żeglugi z każdym rokiem na Warcie wzrastała, chociaż przeważna ilość statków w górę rzeki chodziła tylko do Poznania. W latach 1905 — 1907 ożywił się ruch graniczny, same tylko transporty drzewa rosyjskiego wynosiły przeciętnie rocznie 19.000 t. W latach 1909—1911 zmniejszyły się one do 3.000 t. lecz ożywiają się w latach 1911—1913. Po wojnie straciły Niemcy łącznie 714 km. dobrych dróg wodnych dostępnych w górnych biegach dla łodzi 150 t., w dolnych dla 400 t. Na Warcie 222 km. drogi wodnej przydzielono Polsce, 125 km. Niemcom. (Podział zatwierdzony został układem z dn. 16.II. 1927 r., podpisanym w Poznaniu a ratyfikowanym 4 listopada 1927 roku w Berlinie). Mimo podziału, bezpośrednio po wojnie nawiązano żeglugę na Warcie i dzięki dogodności dostępu do morza przez Szczecin ruch wzrastał do roku 1923, osiągnął na granicy 2670 t. ładunku. W dalszych latach ilość przewiezionego ładunku w 1000 t. Wartą przez granicę podaje poniższe zestawienie.

Rok	Przewieziono razem	do Polski	do Niemiec	drzewo	węgiel	zboże
1924	6	3	3	1	—	1
1925	197	13	179	176	—	5
1926	306	2	304	191	36	28
1927	275	27	248	178	42	6
1928	242	45	198	118	56	18
1929	220	—	220	67	54	82
1930	209	1	208	13	57	115
1931	215	2	113	7	45	33
1932	110	3	107	3	10	92
1933	62	1	61	2	1	58

Początkowo taboru rzeczno-niemieckiego prawie nie wypożyczano, dopiero w okresie strajku górniczego w Anglii, w roku 1926 wysłano ze Szczecina około 30 pociągów po 8 łodzi do polskich portów, przyczem opłaty celne zostały dostosowane do potrzeby chwili. Początkowo wywóz zboża był skierowany prawie wyłącznie do Szczecina i w roku 1932 jeszcze wywieziono tam 71.230 t. Pomimo konkurencji Gdyni i Gdańska w roku 1932 Szczecin przyjął z Polski łącznie ładunku 96.000 t, w tem jednak koleją przybyło 15.000 t. Do roku 1932 żegluga na Warcie przeważnie była skierowana do Niemiec. W drodze handlu zamiennego wyszło z portów niemieckich zgorą 4.000 t, z czego Notecią skierowano 1000 t do Gdańska, 2500 t do Gdyni i 500 t do portów nad Wisłą. W r. 1933 wyszło do Gdyni kanałem bydgoskim już 62.000 t, zaś w roku 1934 ponad 110.000 t pomimo dodatkowych kosztów żeglugi przy służowaniu i stracie czasu na dłuższej drodze. Zestawienie tych cyfr jasno przedstawia zależność kierunku żeglugi od polityki taryf i cel. Następnie autor, omawiając jaki wpływ mogłaby mieć budowa projektowanego kanału Warta — Gopło, dochodzi do wniosku, że kanał ten mógłby częściowo być konkurencyjną drogą dla żeglugi niemieckiej. Autor omawianego artykułu wyraża pogląd, że w myśl układu z dnia 21 kwietnia 1921 r., wedle Art. 67 kanał ten mógłby być uważany jako tranzytowy. Oczywiście jest to zupełnie dowolna interpretacja układu.

Inż. J. Wokroj.

Życie techniczne

XVII Zjazd Gazowników i Wodociągowców Polskich

W dn. 26 do 28 czerwca b. r. odbył się, jak już komunikowaliśmy w Nr. 2 „Gospodarki Wodnej“, XVII Zjazd Gazowników i Wodociągowców Polskich. Obrady zjazdu podzielono na 4 sekcje: 1. gazu sztucznego, 2. gazu ziemnego, 3. wodociągowo - kanalizacyjną i 4. techniczno - sanitarną.

Na posiedzeniach sekcji III i IV wygłoszono 17 referatów, obejmujących różne zagadnienia z działy gospodarki wodnej.

W związku z temi referatami zjazd uchwalił następujące wnioski:

1. Wniosek inż. J. B u z k a do referatu p. t. „Uzasadnienie konieczności znormalizowania grubości ścianek rur walcowanych, przeznaczonych do przewodów wody i gazu, ułożonych w ziemi“:

„XVII Zjazd Gazowników i Wodociągowców Polskich przekazuje Sekcji Wodociągowo - Kanalizacyjnej zwrócić się do Polskiego Komitetu Normalizacyjnego o rychłe opracowanie — w łączności z Sekcją W. - K. — norm rur stalowych“.

2. Wnioski do referatu inż. A. K o n o p k i p. t. „Zagadnienie wodociągów i kanalizacji w planach regionalnych“:

a. Wniosek referenta:

„XVII Zjazd Gazowników i Wodociągowców Polskich, zorganizowany przy współudziale Polskiego Komitetu Techniki Sanitarnej i Higjeny Miast, przekazuje Sekcji Wodociągowo-Kanalizacyjnej opracowanie i zwrócić się do Ministerstwa Spraw Wewnętrznych z memor-

jałem, w celu zwrócenia uwagi powołanym do tego urzędem, że przy opracowywaniu planów zabudowy muszą być rozważane także zagadnienia wodociągowo - kanalizacyjne, oraz polecenia tym urzędem, aby w planach regionalnych zagadnieniem zaopatrzenia w wodę i odprowadzania wód zużytych zajmowano się narówni z innymi zagadnieniami racjonalnego urządzenia terenu“.

b. Wniosek inż. A. J a n c z a k a:

„XVII Zjazd Gazowników i Wodociągowców Polskich przekazuje Sekcji Wodociągowo - Kanalizacyjnej opracowanie i zwrócić się do Ministerstwa Spraw Wewnętrznych z memorjałem, aby w projektach regionalnych zabudowy uwzględniano należyłą ochronę rzek i jezior przed zanieczyszczeniem wodami ściekowymi, gdyż w najbliższych latach większe miasta będą zmuszone korzystać z nich jako źródeł wody pitnej, wobec braku wód gruntowych, względnie wielkiej ich odległości od miast“.

c. Wniosek inż. S o b o l e w s k i e g o:

„XVII Zjazd Gazowników i Wodociągowców Polskich przekazuje Sekcji Wodociągowo - Kanalizacyjnej opracowanie i zwrócić się do Ministerstwa Spraw Wewnętrznych z memorjałem, ażeby do opracowywania i wykonywania projektów zabudowy powoływano specjalistów od wodociągów i kanalizacji w myśl opinii organizacji zawodowych“.

d. Wniosek inż. S o b o l e w s k i e g o:

„XVII Zjazd Gazowników i Wodociągowców Polskich przekazuje Sekcji Wodociągowo - Kanalizacyjnej opracowanie na przyszły Zjazd poprawek do ustawy budowlanej i wodnej, oraz do rozporządzenia b. Ministerstwa Robót Publicznych z r. 1931, określających ściśle

kategorje inżynierów, upoważnionych do sporządzania projektów i wykonywania robót wodociągowych i kanalizacyjnych”.

3. Wniosek inż. B. Ł a z o r y k a do referatu p. t. „Korozja a materiał rur w instalacjach i połączeniach domowych”:

„XVII Zjazd Gazowników i Wodociągowców Polskich przekazuje Sekcji Wodociągowo - Kanalizacyjnej opracowanie na przyszły Zjazd przepisów o stosowaniu różnych materiałów do przewodów wodociągowych”.

4. Wniosek p. L. J a n c z a k a do referatu p. t. „Przemysł kamionkowy w Polsce”:

„XVII Zjazd Gazowników i Wodociągowców Polskich przekazuje Sekcji Wodociągowo - Kanalizacyjnej opracowanie i zwrócenie się do Polskiego Komitetu Normalizacyjnego o przeprowadzenie normalizacji rur i kształtek kamionkowych. Normalizacja powyższa winna obejmować warunki techniczne odbioru oraz badania laboratoryjne”.

5. Wniosek inż. mag. Z. R u d o l f a do referatu p. t. „Zagadnienie przetożenia kosztów urządzenia wodociągów i kanalizacji”:

„XVII Zjazd Gazowników i Wodociągowców Polskich przekazuje Sekcji Wodociągowo - Kanalizacyjnej opracowanie projektu wzoru miejscowych przepisów o przekładaniu na właścicieli nieruchomości kosztów pierwszego urządzenia wodociągów i kanalizacji, a to w celu ustalenia zasad tego przekładania i ułatwienia zarządcom miejskim właściwego wykonywania art. 174 rozporządzenia Prezydenta R. P. o prawie budowlanem i zabudowaniu osiedli”.

6. Wniosek inż. K. N o w a k o w s k i e g o do referatu dr W. K u l m a t y c k i e g o p. t. „O pracy Międzwojewódzkiego Komitetu Ochrony rzek przed zanieczyszczeniem w Poznaniu z zakresu badania i zwalczania zanieczyszczeń rzek i wód otwartych”:

„Zważywszy, że wzrastające zanieczyszczenie rzek i jezior ściekami fabrycznymi i z osiedli ludzkich powoduje niszczenie dobra publicznego, godzi w interesy zdrowotności ogólnej, w interesy gospodarcze ludności i w interesy zakładów przemysłowych — dla zwiększenia więc ochrony nad czystością rzek i jezior przed szkodliwym zanieczyszczeniem należy: a. powiększyć ilość placówek naukowo - badawczych, przeznaczonych dla badań zanieczyszczeń rzek i jezior, dostosowując ich ilość do sanitarnych i gospodarczych potrzeb kraju; b. nadać pracy tych placówek trwałe podstawy finansowe dla przeprowadzenia systematycznej kontroli zbadanych dorzeczy przez pociągnięcie do świadczeń finansowych zakładów przemysłowych, powodujących zanieczyszczenie rzek i jezior, jak i zainteresowanych w utrzymaniu tychże w czystości zakładów użyteczności publicznej, związków samorządowych i społecznych organizacji gospodarczych; c. uzupełnić ustawodawstwo polskie tak, by nie hamując rozwoju zakładów przemysłowych, korzystających z wód publicznych, zapewniło maksymalne bezpieczeństwo utrzymania rzek i jezior w czystości z punktu widzenia zdrowia ogólnego i potrzeb gospodarczych; d. wyniki prac badawczych nad rzekami i jeziorami oraz zebrane materiały podawać do publicznej wiadomości w specjalnych rocznikach, niezależnie od dorywczych publikacji”.

7. Wniosek inż. A. S z n i o l i s a do referatu p. t. „Dezynfekcja wody w pływalniach”:

I. „Budowę basenów pływackich bez należytej gospodarki wodnej i niezaopatrzonych w urządzenia do stałego oczyszczania wody należy uznać za niewłaściwe i niedopuszczalne z punktu widzenia higieny”.

II. „Jako minimum wymagań niezbędnych dla utrzymania pływalni w stanie pożądanej czystości należy uważać: a. oględziny lekarskie przybywających do kąpieli, b. obowiązkowe mycie się mydłem pod natryskami z ciepłą wodą, c. wprowadzenie do basenu świeżej wody codziennie w ilości co najmniej 10 proc. pojemności basenu, d. stałe oczyszczanie i odkażanie wody zawartej w basenie, stosując 1—4 krotną wymianę wody zależnie od rodzaju basenu i frekwencji kąpiących się”.

8. Wniosek inż. B. Ł a z o r y k a do referatu p. t. „Metody i wyniki oczyszczania wody w basenach kąpielowych”:

„XVII Zjazd Gazowników i Wodociągowców Polskich stwierdza, że istniejące przepisy sanitarne o zakładach kąpielowych i wodzie do kąpieli nie odpowiadają

ogólnie dziś przyjętym zasadom zasilania w wodę basenów kąpielowych, przy zastosowaniu filtrowania i dezynfekcji wody, i uważa za potrzebne wprowadzenie stosownych zmian w tych przepisach”.

Kursy nadzorców robót wodno-melioracyjnych

Z inicjatywy Min. Roln. i Ref. Roln. oraz przy poparciu Min. Komunikacji zostaną w r. b. w listopadzie otwarte przy Muzeum Przemysłu i Rolnictwa dokształcające kursy dla nadzorców robót wodno - melioracyjnych. Czas nauki obliczony jest na dwa okresy zimowe sześciomiesięczne, trwające od I.XI do I.IV. Czas letni przeznaczony jest na obowiązkową praktykę polową. Cenzus potrzebny do przyjęcia przewidziany jest w zakresie szkoły powszechnej.

Kongres Międzynarodowej Federacji Prasy Technicznej i wystawa prasy w Warszawie

W Warszawie odbywa się obecnie VIII Kongres Międzynarodowej Federacji Prasy Technicznej i Zawodowej. W Kongresie biorą udział poza przedstawicielami krajowych czasopism technicznych około 160 przedstawicieli fachowej prasy zagranicznej. Czasopismo „Gospodarka Wodna” reprezentowane jest na Kongresie przez Red. inż. Wł. Kollisa.

Z okazji odbywającego się Kongresu otwarta będzie od dn. 16 do 21 września w gmachu Politechniki Warszawskiej Międzynarodowa Wystawa prasy technicznej i zawodowej, w której pismo nasze bierze udział, występując z własnym stoiskiem.

Zarówno przebieg obrad Kongresu, jak i wystawę omówimy w Nr. 4 „Gospodarki Wodnej”.

V Konferencja Hydrologiczna Państw Bałtyckich

W czerwcu 1936 r. w Finlandji odbędzie się V Konferencja Hydrologiczna Państw Bałtyckich.

Prace Konferencji będą się odbywały w 3-ch sekcjach: sekcji hydrologii kontynentalnej, sekcji badania morza oraz sekcji hydrometrii, hydrofizyki i hydromechaniki. Na program złożą się referaty na następujące tematy:

1. Opad, odpływ, parowanie i przesiąkanie na podstawie długoletnich obserwacji.
2. Badania jezior, bagien i wód gruntowych w krajach bałtyckich.
3. Badania hydrologiczne małych obszarów.
4. Procesy kształtowania się łożysk rzecznych i ruch rumowiska.
5. Łód rzeczny a régime hydrologiczny.
7. Opór łożyska rzecznego.
8. Wahania poziomu wody.
9. Postęp wezbrań.
10. Doświadczenia hydrometryczne.
11. Pomiary opadów.

Opracowanie referatów na temat 2 uskuteczniłoby zebranie na podstawie ankiety.

Na pozostałe tematy mogą być przedkładane referaty indywidualnie, po jednym na każdy temat z każdego kraju. O ileby w danym kraju na ten sam temat opracowano kilka referatów, zostałyby one albo zespolone w jednym referacie, albo też przekazane oddzielnie Komitetowi Organizacyjnemu.

Każdy referat winien być zredagowany w formie zwartej w języku niemieckim, francuskim lub angielskim, przyczem zawierać może nie więcej niż 50 tysięcy liter. Powierzchnia klisz nie może przekraczać 300 cm² poza tekstem.

Referaty winny być dostarczone przed 1 stycznia 1936 roku Komitetowi Organizacyjnemu za pośrednictwem Dyrektora Instytutu Hydrograficznego inż. T. Zubrzyckiego — Warszawa, Nowy Świat 14, — Ministerstwo Komunikacji.

XVI Międzynarodowy Kongres Żeglugowy

W dn. od 2 do 12 września odbywał się w Brukseli XVI Międzynarodowy Kongres Żeglugi.

Na Kongresie omawiane były zarówno zagadnienia żeglugi śródlądowej, jak i morskiej. Polska reprezentowana była przez delegację z Przewodniczącym Dyrektorem Biura Dróg Wodnych Min. Komunikacji inż. E. Romańskim na czele. W skład delegacji wchodził z Min. Kom. inż. Tillingier, z Min. Przemysłu i Handlu inż. Bomas i inż. Wende, z Rady Portu w Gdańsku inż. Nagórski.

W Nr. 4 „Gospodarki Wodnej“ umieszczone zostanie obszerniejsze sprawozdanie z Kongresu.

Kongres Gospodarki Wodnej w Stuttgarcie

Na miejsce obrad tegorocznego kongresu gospodarki wodnej niemieckiej, który odbył się w lipcu, obrano Stuttgart ze względu na urządzoną tam wystawę.

Program kongresu obejmował walne zebrania członków Stowarzyszeń Gospodarki Wodnej württembergiego i ogólnoniemieckiego, oraz wygłoszenie następujących referatów: 1. budownictwo i gospodarka wodna w Württembergu; 2. problemy gospodarki wodnej w południowo-zachodnich krajach niemieckich ze szczególnym uwzględnieniem wielkich sił wodnych; 3. zaopatrzenie Württembergu w wodę do picia; 4. Badania prądów we wnętrzu cieczy przy pomocy kinematografji; 5. nowe niemieckie prace wodne.

Międzynarodowa wystawa żeglugi

Pomiędzy 20.IV a 5.V r. b. w Paryżu otwarta była IX międzynarodowa wystawa żeglugowa. Wystawa ta poświęcona została prawie wyłącznie żegludze sportowej. Szereg firm wystawiło motory do napędu statków o bardzo szerokiej skali użytecznej mocy. Były tam motory Tow. Renault, Tow. Bernard-Moteur, firmy „Compagnie lilloise de Moteurs“, Tow. Als. Thom o mocy od 1 KM do 220 KM w zastosowaniu do łódek, yachtów lub statków.

Konstrukcje statków reprezentowane były również przez bardzo liczne eksponaty, poczynając od kajaków, a kończąc na statkach o mocy 100 KM.

Osobny dział stanowiły urządzenia gwarantujące bezpieczeństwo żeglugi.

Wystawa dróg i sportów wodnych w Stuttgarcie

W czasie od 15 czerwca do 4 sierpnia 1935 r. odbyła się w Stuttgarcie wystawa dróg i sportów wodnych, obejmująca 2 działy zasadnicze: „Drogi i siły wodne“ oraz „Sporty wodne i week-end“.

W pierwszym dziale zademonstrowano plany lub projekty budowli wodnych w południowych Niemczech, a w szczególności: drogi wodnej Ren — Nekar — Dunaj oraz Ren — Men — Dunaj, regulacji Górnego Dunaju, Renu wreszcie plany kanału Saarskiego.

Osobne grupy w tym dziale zajmują wielkie siły wodne i żegluga na Renie.

Wielkie przedsiębiorstwa budowlane przedstawiły swoją działalność w odrębnych stoiskach.

W dziale drugim urządzono wystawę taboru i sprzętu, urządzeń week-endowych, udogodnień na drogach wodnych i t. p. Przewidziano również liczne imprezy sportowe.

Z żałobnej karty

† Prof. dr. inż. Feliks Kucharzewski

W ostatnich czasach polski świat techniczny poniósł szereg dotkliwych strat. Odejdą starzy, wytrwali pracownicy na niwie społeczno-technicznej i tylko ich zastygłe w drukowanych słowach myśli lub milezące dzieła ich technicznej twórczości pozostają, jako wieczne świadectwo niekiedy niedostrzeżonych lub niedocenionych wielkich zasług.

W czerwcu r. b. zmarł w Warszawie prof. dr. inż. Feliks Kucharzewski. Zmarły był jednym z założycieli Stowarzyszenia Techników Polskich, długoletnim członkiem i prezesem Komitetu Kasy im. Mianowskiego, od r. 1920 członkiem rzeczywistym Polskiej Akademji Nauk Technicznych.

Zmarły poza zajęciami zawodowymi brał wybitny udział w pracach naukowo-technicznych. Dzięki Jego nieustrudzonej energii w r. 1875 powstało polskie pismo techniczne „Przegląd Techniczny“, którego redakcję prowadził przez lat kilka, a którego losom nigdy się nie przestawał interesować.

Hydrotechnikom polskim dobrze są znane kapitalne prace Zmarłego z dziedziny hydraulicznej.

Zgon s. p. F. Kucharzewskiego tem cięższą świat techniczny okrywa żałobą, że ubył nie tylko wybitny inżynier, lecz także inżynier-społecznik, który w umiłowaniu nauki i zawodu swe zdolności i wiedzę społeczności technicznej niepodzielnie oddał.

Zasłużył na trwałą czynów swoich pamięć.

Władysław Kollis

Ś. p. inż. Stanisław Kruk, b. Prezes Generalnej Dyrekcji Odbudowy, żywo interesujący się zagadnieniami walki z powodziami, propagator zalesienia górskich zboczy, niedawny uczestnik Konferencji Powodziowej, zmarł w Warszawie. Cześć Jego pamięci.

Ś. p. inż. Eugenjusz Zdanowicz, radca Ministerstwa Komunikacji, pracę swoją rozpoczął jako młody inżynier w b. Namiestnictwie we Lwowie. Następnie pracował przy regulacji rz. Mleczki i rz. Soły. Po wojnie światowej przeszedł do Centrali Min. Rob. Publ. Zmarł w lipcu b. r. we Lwowie. Cześć Jego pamięci.

Bibliografia

1. **Biuletyn Towarzystwa Geofizyków** w Warszawie. Zeszyt 11 — 12, 1935.

Biuletyn jest periodycznym wydawnictwem Towarzystwa Geofizyków, poświęconem badaniom naukowym ze wszystkich dziedzin geofizyki, a więc i hydrologji. Zeszyt 11 — 12 zawiera między innymi artykuły Dr. J. Lugeona o stanie nauczania meteorologii i geofizyki w szkołach wyższych zagranicą, prof. A. B. Dobrowolskiego o procesach zamrażania wód, w szczególności zaś o tworzeniu się lodu dennego i prądowego.

W zeszycie tym znajdujemy również artykuł inż. Rundo o zagadnieniach hydrologicznych na Międzynarodowym Kongresie Geograficznym w Warszawie w sierpniu 1934 r. Zagadnienia te znalazły odbicie w tym punkcie programu Kongresu, który dotyczył kwestji klasyfikacji rzek według współczynnika odpływu.

Z tegoż Biuletynu dowiadujemy się o śmierci wybitnego hydrologa szwedzkiego dr. Axel Wallen'a, który pomiędzy licznymi swojemi pracami pozostawił kilka rozpraw, interesujących specjalnie hydrotechników, a omawiających prognozę stanów wody i przepływów w Szwecji.

2. **Gołogowski B. Wodociągi i kanalizacja w małych dom-**

kach i willach. Str. 97, 92 rys. + 4 tabl. Nakładem Stow. Prac. Księgarskich. Warszawa, 1935 r.

Popularny ten podręcznik omawia sposoby wykonania kanalizacji i wodociągu w miejscowościach pozbawionych zbiorowych urządzeń tego rodzaju. Podręcznik zawiera wskazówki praktyczne, dotyczące wyboru materiałów wodociągowo-kanalizacyjnych oraz montażu.

3. **Konopka A. inż. Rury stalowe i żeliwne.** Odbitka z „Samorządu Miejskiego” — 1935.

Koszta sieci wodociągowej sięgają przeciętnie 65% kosztów budowy wodociągu, zrozumiałą więc staje się waga należytego wyboru materiału rur. Temat ten autor omawia wyczerpująco, porównując trwałość oraz koszty materiału, układania, montażu, utrzymania i odnowy rur stalowych i żeliwnych.

4. **Matakiewicz M. prof. dr. inż. Oznaczenie największych odpływów w potokach i rzekach, z szczególnem uwzględnieniem małych zlewni.** Lwów, 1935. Str. 52 + 9 rys. oraz liczne tablice. (Nakładem Towarzystwa Naukowego we Lwowie).

Pracę powyższą otrzymaliśmy podczas łamania bieżącego numeru. W Nr. 4 „Gospodarki Wodnej” umieścimy obszernie sprawozdanie i omówienie tej, bardzo interesującej publikacji.

List do Redakcji

Szanowna Redakcja Kwartałnika
„Gospodarka Wodna”.

W sprawozdaniu z przebiegu Konferencji Powodziowej, ogłoszonym w Nr. 2 „Gospodarki Wodnej”, podane są uwagi wypowiedziane przeze mnie (str. 67), w sposób niedość ścisły, to też czytając odpowiedź pp.: inż. Romańskiego (str. 67) i inż. Misiaczka (str. 69) można odnieść wrażenie, że przytaczałem kwoty, które wymagały sprostowania. Mówiąc o kredytach na regulację rzek, zarządzanych przez organa Ministerstwa Komunikacji, podałem cyfry, wzięte z drukowanego preliminarza budżetowego Ministerstwa Komunikacji na lata 1934/35 i 1935/36, dlatego też wyjaśnienia p. inż. Romańskiego, o uzyskaniu przez to Ministerstwo poza budżetem kilkudziesięciu milionów złotych na dwa lata na roboty wodne — co przyjęto z zadowoleniem do wiadomości — uważać należy za uzupełnienie, a nie za sprostowanie cyfr, podanych przeze mnie.

O kredytach i robotach Ministerstwa Rolnictwa i Reform Rolnych zupełnie nie wspominałem, dlatego też część wyjaśnień p. inż. Misiaczka jest niesłusznie podana w sprawozdaniu jako odpowiedź na moje uwagi.

Zechce Pan Redaktor przyjąć wyrazy mego szacunku i poważania wraz z koleżeńskim pozdrowieniem.

Inż. Alfred Konopka

Sprostowanie

Sprostowanie. W sprawozdaniu z przebiegu Konferencji Powodziowej, umieszczonym w Nr. 2 „Gospodarki Wodnej” w przemówieniu p. W. Niebrzydowskiego na str. 46 zdanie: „Metoda ta przetrwała aż do wojny, podczas której nie było możliwości kreślenia map synoptycznych” powinno brzmieć w końcowej części: „...podczas której nie było możliwości normalnego kreślenia map synoptycznych”.

Redaktor naczelny: **Inż. E. Romański.**

Redaktor odpowiedzialny: **Inż. Wł. Kollis.**

Wydawca: **Stowarzyszenie Członków Kongresów Gospodarki Wodnej.**

Komitet Redakcyjny: Przewodniczący prof. M. Rybczyński, członk.: inż. inż. Barcikowski, Gumiński, Herbich, Kollis, Misiaczek, Mysłakowski, Prokopowicz, Rodowicz, Romański, Rundo, Sienkowski, prof. Skotnicki, Tillinger, prof. Turczyłowicz, Zubrzycki.

Drukarnia Artystyczna, Warszawa, Nowy Świat 47, tel.: 635-80 i 635-83.

Zapory i Roboty Hydrauliczne

**TOWARZYSTWO
POLSKO - FRANCUSKIE**

Sp. z o. o.

Budownictwo Wodne – Drogi – Mosty – Koleje

Warszawa, Marszałkowska 17 m. 2

Telefony: 8.46-08, 8.68-16, 8.91-58

**Budowa Zapory
i Zakładu Wodno-Elektrycznego w Rożnowie
na Dunajcu.**

ŻĄDAJCIE OD WASZYCH
DOSTAWCÓW OGŁOSZEŃ
W „GOSPODARCE WODNEJ”

PIERWSZA W POLSCE
WYTWÓRNIA POMP ODŚRODKOWYCH TURBINOWYCH

Inż. STEFAN TWARDOWSKI

ZAKŁADY MECHANICZNE
dawniej BRANDEL, WITOSZYŃSKI i S-ka

WARSZAWA, UL. GROCHOWSKA Nr. 37 – TELEFON 10-18-86

POMPY ODŚRODKOWE

WODOCIĄGOWE
ODWADNIAJĄCE
KANALIZACYJNE

ROK ZAŁOŻENIA 1908.

PRZY ZAMÓWIENIACH
PROSIMY POWOŁYWAĆ SIĘ
NA OGŁOSZENIA
W „GOSPODARCE WODNEJ”.

STOWARZYSZENIE CZŁONKÓW KONGRESÓW GOSPODARKI WODNEJ

W sprawie warunków przyjęcia na członka zwyczajnego Stowarzyszenia Członków Kongresów Gospodarki Wodnej w Polsce bliższych informacji udziela, jak również wysyłą deklaracji, druków, statutu i t. p. uskutecznia Sekretarjat Stowarzyszenia Warszawa, ul. Solec 2.

Składka roczna od członka zwyczajnego wynosi 6 zł. od osoby fizycznej i 50 zł. od osoby prawnej.
Składki członkowskie jak i wszelkie należności dla Stowarzyszenia można wpłacać na konto czekowe P. K. O. Nr. 24390.

C E N N I K WYDAWNICTW STOWARZYSZENIA

PODANE CENY ODPOWIADAJĄ:

pierwsza	—	loco	skład	Stowarzyszenia	w	Warszawie	dla	nieczłonków	Stowarzysz.
druga	—	"	"	"	"	"	"	członków	"
trzecia	—	z	doliczeniem	kosztu	przesyłki	pocztowej	"	nieczłonków	"
czwarta	—	"	"	"	"	"	"	członków	"

z ł o t y c h

1. Pamiętnik I-go Polskiego Zjazdu Hydrotechnicznego z 1929 r. (48 art. druku)	6,00	4,00	7,60	5,60
2. Sprawozdanie z I-go Polskiego Zjazdu Hydrotechnicznego z 1929 r. (10 art. druku)	1,50	1,00	2,00	1,50
3. Referaty na I-y Polski Zjazd Hydrotechniczny z 1929 r. — komplet 39 szt. (38 ark. druku)	4,50	3,00	5,10	3,60
4. Referaty na I-y Narodowy Kongres Żeglugi w 1932 r. komplet 22 szt. (36 ark. druku)	12,00	8,00	13,60	9,60
Referaty jak pod 4) poszczególne:				
5. Polska Żegluga Morska (2 referaty)	1,35	0,90	1,60	1,15
a) inż. W. Hubert — Stan polskich przedsiębiorstw żeglugi morskiej.				
b) J. Rumel — Problem polskiej floty handlowej.				
6. Inż. Nagórski — Rozwój i rozbudowa portu Gdańskiego w ostatnim dziesięcioleciu	1,35	0,90	1,60	1,15
7. Wł. Gieysztor — Budowa Portu w Gdyni	1,35	0,90	1,60	1,15
8. Inż. A. Sterling — Budowle morskie z betonowych bloków komorowych i cyklopowych	0,85	0,55	1,00	0,70
9. Stan, potrzeby i warunki rozwoju żeglugi śródlądowej w Polsce (5 referatów)	2,25	1,50	2,50	1,75
a) prof. M. Rybczyński — Żegluga śródlądowa w Polsce 1919 — 1930 r				
b) inż. J. Lambor — Statystyka eksportu i importu rz. Wisłą 1928-30.				
c) prof. M. Rybczyński — Koszty transportu wodnego.				
d) inż. Wł. Szczytt-Niemirów — Znaczenie i potrzeby żeglugi śródlądowej w Polsce.				
e) prof. M. Rybczyński — Warunki techniczne rozwoju żeglugi śródlądowej w Polsce.				

z ł o t y c h

10. Inż. K. Rodowicz — Droga wodna Warszawa — Bałtyk	0,90	0,60	1,10	0,80
11. Inż. M. Majewski i inż. T. Tillinger — Wisła Środkowa	1,35	0,90	1,60	1,15
12. Inż. T. Tillinger — Port na Żeraniu	1,35	0,90	1,60	1,15
13. Niemen i Wilja (2 referaty)	0,90	0,60	1,10	0,80
a) inż. St. Wistocki — Niemen i Wilja.				
b) inż. St. Siebauer — Charakterystyczne przepływy Niemna.				
14. Inż. J. W. Świeściakowski — Port Handlowy w Warszawie i pięć lat jego eksploatacji	0,90	0,60	1,10	0,80
15. Kanał Ogińskiego (2 referaty)	1,90	1,25	2,20	1,50
a) inż. W. Wędziński — Droga Wodna Niemen — Prypeć.				
b) inż. W. Sobolewski — Uwagi o przebudowie kanału Ogińskiego oraz jego znaczeniu w przyszłej sieci dróg wodnych na Polesiu.				
16. Dniestr (2 referaty)	1,35	0,90	1,60	1,15
a) inż. St. Hubicki — Wpływ zabudowania górskich potoków w dolinie górnego Dniestru na żeglowność tej rzeki.				
b) inż. W. Janowski — Zjawiska lodowe w dorzeczu górn. Dniestru.				
17. Inż. St. Wistocki — Zasady stateczności statków rzecznych	1,35	0,90	1,60	1,15
18. Inż. J. Decjusz — Maszyna parowa o obrotowym rozrządzie pary w zastosowaniu do napędu statków rzecznych	0,90	0,60	1,10	0,80
19. Sprawozdanie z I-go Narodowego Kongresu Żeglugi w 1932 r.	2,50	1,50	3,00	2,00
20. Pomianowski K. Prof. i Prokopowicz M. inż. — Mniejsze zakłady wodne. Postanowienia ustawowe, dotyczące zakładów o sile wodnej (112 str. z licznymi wykresami)	7,00	3,50	7,50	4,00

Zamówienie na wydawnictwa przyjmuje biuro Stowarzyszenia — Warszawa, ul. Solec Nr. 2, należność zaś należy wpłacać na konto czekowe w P. K. O. Nr. 24390.

ZAKŁADY

"EKONOMIA"

NASZE APARATY
OCZYSZCZAJĄ
W POLSCE ≈
OK. 5000000
LITRÓW WODY
DZIENNIE

**BIELSKO
WOJ. ŚL.**

OCZYSZCZANIE

Wody

Zmiękczenie
Filtrowanie
Odżelazianie
Odmangan.
Destylacja
Sterylizacja
Odpowietrzanie etc.
Analizy

w Warszawie
Inż. L. PIEKARSKI
ul. Morszyńska 5 m. 2
telefon 9.38-63.

G. GERLACH WARSZAWA
TAMKA 40

INSTRUMENTY GEODEZYJNE

własnych konstrukcyj i wyrobu

INSTRUMENTY FIRMY ZEISS

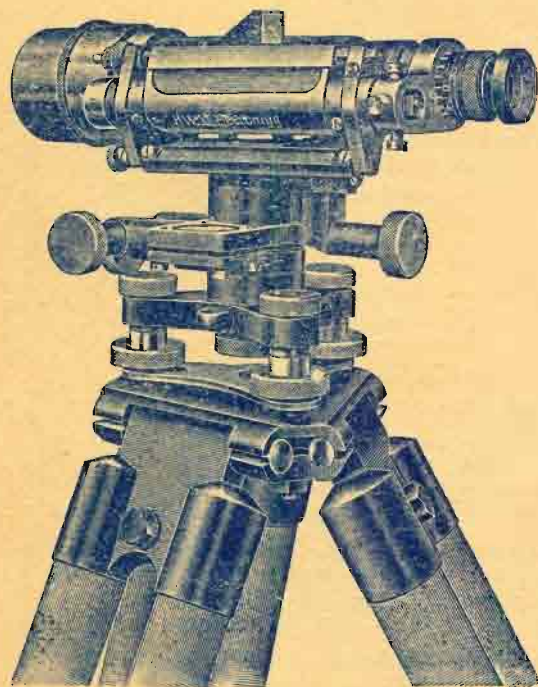
MŁYNKI WODNE
i WODOWSKAZY f-my OTT

PLANIMETRY, PANTOGRAFY
G. CORADI

ARYTMOMETRY ORYGINAL-ODHNER

Cenniki i oferty na żądanie.

W I L D



Niwelator II na statywie $\frac{1}{4}$ nat. wielk.
Powiększenie 24x lub 28x

NOWE KONSTRUKCJE

Nieporównane, Oszczędne i Praktyczne, a więc
Najtańsze Instrumenty do Prac Pomiarowych

NIWELATOR NR. I

Z kołem poziomem lub bez
Średni błąd przy zwykłej niwe-
lacji ± 5 mm/km.

NIWELATOR NR. II

Z kołem poziomem lub bez
Do niwelacji technicznej
Średni błąd przy zwykłej niwe-
lacji $\pm 2,5$ mm/km.

H. WILD S. A.

Heerbrugg (Szwajcaria)

Żądać dokładnych opisów

Wyłączne przedstawicielstwo:

H. ROZEN, Warszawa, ul. Krucza 36. Tel. 9.41-78