

BIBLIOTEKA *z. gosp. gosp.*
WZSZEJ SZKOLENIA PEDAGOGICZNEJ
w GDAŃSKU

GOSPO DARKA WODNA



Nr 10
1956

MIESIĘCZNIK POŚWIECONY SPRAWOM
GOSPODARKI WODNEJ I BUDOWNICTWA WODNEGO

WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

T R E Ś Ć

DZIAŁ I — PLANOWANIE, ORGANIZACJA

Str.

Inż. <i>Władimir Kozlik</i> — Studium „gospodarki wodnej” na politechnice	423
---	-----

DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

Mgr inż. <i>Franciszek Stryjewski</i> — O potrzebie nowej instrukcji drenarskiej	424
Z-ca prof. inż. <i>Adam Radzikowski</i> — Czy system Janerta rozwiązuje problem zmechanizowania prac drenarskich?	432
Inż. <i>Władysław Łabuć</i> — Płyty absorpcyjne przy wykonywaniu betonu hydrotechnicznego	434

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

Inż. <i>Janusz Kloczkowski</i> — Przykład maksymalnego wykorzystania energetycznego odcinka rzeki w rejonie Jeleniej Góry	437
---	-----

DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO

Inż. <i>Jerzy Gajczewski</i> i inż. <i>Franciszek Woźny</i> — Pograżanie w grunt pali i brusów ścianek szczelnych za pomocą wibrowania	440
--	-----

DZIAŁ V — EKSPLOATACJA

Inż. <i>Kazimiera Dziewanowska</i> i inż. <i>Henryk Jost</i> — Kuźnice Zakopiańskie i ich gospodarka wodna	445
PRZEGŁĄD WYDAWNICTW	448
KRONIKA	452
BIULETYN INSTYTUTU MELIORACJI I UŻYTKÓW ZIELONYCH	459

СОДЕРЖАНИЕ

— Лекции „водного хозяйства” в Политехническом Институте
— О потребности новой дренажной инструкции
— Решает ли система Янерта вопрос механизирования дренажных работ
— Абсорбционные плиты при подготовке гидротехнического бетона
— Пример максимального энергетического использования участка реки в районе Еленей Горы
— Забивка в грунт свай и брусьев шпунтовых стенок при помощи вибрации
— Закопанские Кузницы и их водное хозяйство
— Обзор технической печати
— Хроника
— Бюллетень Института Мелиорации и Зеленых Угодий

SOMMAIRE

Etude de „l'Aménagement Hydraulique” à l'Institut Polytechnique
Sur la nécessité d'une nouvelle instruction de drainage
Est-ce que le système de Janert résoud le problème de mécanisation des travaux de drainage
Plaques d'absorption dans l'exécution du béton hydraulique
Exemple d'utilisation énergétique d'un secteur d'une rivière dans les environs de Jelenia Góra
Enfoncement dans le sol des pieux et des meules des palplanches à l'aide de vibration
L'Aménagement Hydraulique de Kuźnice près de Zakopane
Revue des publications techniques
Chronique
Bulletin de l'Institut d'Amélioration Agricole de la Culture des Prés et Pâturages

CONTENTS

Water Management Study in the Engineering College
On the necessity of a new drainage instruction
Opens the Janert system resolve the mechanization problem of drainage works
Absorption plates in the execution of the hydro-technical concrete
Example of an energetical utilization of a river sector in the district of Jelenia Góra
Driving into the soil of piles and sheet piling piles by means of vibration
Water management of Kuźnice near Zakopane
Review of technical publications
Chronicle
Bulletin of the Agricultural Meliorations and grasslands Institute

GOSPODARKA WODNA

M I E S I Ę C Z N I K

POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI WODNEJ I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XVI

WARSZAWA, PAŹDZIERNIK 1956 R.

Nr 10 (119)

DZIAŁ I – PLANOWANIE, ORGANIZACJA

INŻ. VLADIMÍR KOZLIK

Instytut Badawczy Gospodarki Wodnej w Bratysławie

Studium „gospodarki wodnej” na politechnice

Na życzenie redakcji czasopisma „Gospodarka Wodna” przesyłam artykuł odnośnie dyskusji nad programem i organizacją wykładów z zakresu „gospodarki wodnej”. Argumenty, które przemawiają za wykładaniem przedmiotu „gospodarka wodna” słuchaczom kierunków wodnych na uczelni technicznej były w czasopiśmie „Gospodarka Wodna” naświetlone dostatecznie i przekonywająco. Nie będziemy zatem rozwodzić się nad tym.

U nas, na Politechnice Słowackiej w Bratysławie, przedmiot ten jest wykładany od 1952 r., na ostatnim semestrze, przy czym dwie godziny tygodniowo przeznaczają się na wykłady i jedną godzinę na ćwiczenia. Opiszę w skrócie, co jest przedmiotem wykładów.

I. Wstęp

Ogólne wiadomości o zasobach wody, ich pochodzeniu, wody z własnego i obcego obszaru.

1. Wody atmosferyczne. Opady atmosferyczne, ich charakterystyka pod względem ilości, czasu i miejsca występowania, ich udział w całości zasobów wodnych, wskazania co do możliwości ich polepszenia. Wpływ stosunków geograficznych, geologicznych, pedologicznych, biologicznych i socjalnych na występowanie wód opadowych w bilansie zasobów wodnych. Parowanie wody i parowanie z wolnej powierzchni wody, zależność parowania od stosunków klimatycznych, geograficznych i upraw rolniczych; znaczenie parowania w gospodarce wodnej, i narodowej. Wiatry i ich wpływ na zasoby wodne i gospodarkę wodną. Charakterystyka klimatu kraju. Przegląd sytuacji wód opadowych z punktu widzenia ich udziału w zasobach wodnych w innych krajach. Porównanie ze stosunkami w naszym państwie. Wskazanie na wnioski, które z tego wypływają.

2. Wody powierzchniowe. Wody powierzchniowe nie-skoncentrowane, ich udział w opadach, wpływ na gospodarkę a zwłaszcza na gospodarkę rolną, związek z erozją gleb. Wody powierzchniowe skoncentrowane — rzeki. Ich charakterystyka pod względem zasilania, wyrównania przepływu, udziału w całkowitych zasobach wodnych, ich użytkowanie dla potrzeb różnych dziedzin gospodarki narodowej. Gęstość sieci rzecznej, związek między ilością wody w rzekach a obszarem kraju. Rzeki w gospodarce narodowej innych krajów.

3. Wody gruntowe. Rola wód gruntowych w gospodarce narodowej. Reżim wód gruntowych w kraju. Związek wód gruntowych ze stosunkami geograficznymi. Możliwość oddziaływań na wody gruntowe przy pomocy zabiegów sztucznych. Przypadki pogorszenia stosunków wód gruntowych. Zasilanie rzek wodami gruntowymi, udział wód gruntowych w przepływach rzek.

II. Zapotrzebowanie na wodę

Gałęzie gospodarki narodowej roszczone sobie pretensje do wody; charakterystyka zapotrzebowania na wodę: ilość, czas, trwanie, zrzuć, nieregularności odbioru, ilości wody zużywane, ilości wody wracające do cieku, przydatność zwracanej wody, współczynnik zabezpieczenia dostawy wody.

Szczegółowo: o zapotrzebowaniu wody dla zaopatrzenia ludności, rolnictwa, przemysłu, transportu, dla celów zdrowotnych (sanitarnych), melioracji, klimatu, energetyki, gospodarki rybnej.

III. Bilansowanie wód

Pojęcia i główne zasady. Metody postępowania przy bilansowaniu wody: przy pomocy wskaźnika suchości Langa, przeciętnego wskaźnika wilgotności (Minar) zasobów wilgotności kraju, według gospodarczych granic cieków. Tabelaryczne sposoby bilansowania według dorzeczy lub jednostek administracyjnych obszaru (gmina, powiat, województwo).

Graficzne metody bilansowania cieku: przy pomocy podłużnego profilu cieku dla różnych charakterystycznych okresów, lub dla określonego profilu rzeki za cały rok, względnie okres planowany. Mapowe schematyczne przedstawienie bilansu.

IV. Metody polepszenia bilansu wodnego

Ogólnie: zabiegi agrobiologiczne i techniczne, celem polepszenia bilansu wodnego, ich wzajemne uzupełnianie się.

1. Trawopolny system gospodarki rolnej. Struktura gleby a gospodarowanie wilgocią, parowanie, odpływ, wsiąkanie, zużycie przez rośliny, wpływ na wody gruntowe, źródła, reżim rzeki. Omówienie struktury gleby w rejonie. Przyczyny pogorszenia się struktury gleby. Sposoby odnowienia i utrzymania struktury gleby, znaczenie orki, nawożenia i pielęgnowania określonych upraw. Teorie o odnowieniu i utrzymaniu struktury gleby. Doświadczenia z naszych stosunków, ZSRR, krajów demokracji ludowych i innych.

2. Urządzenia leśno-techniczne.

a) Lasy. Wpływ lasu na odpływ powierzchniowy, parowanie, mikroklimat, powstawanie opadów, zatrzymanie wody opadowej, topnienie śniegu, ochrona przeciw wiatrom i ich skutkom, wpływ na wody gruntowe, źródła. Porównanie pozytywnych i negatywnych wpływów lasu na reżim wodny. Zajęcie stanowiska co do przewagi wpływu pozytywnego lub negatywnego. Doświadczenia nasze, ZSRR i inne.

b) Pasy leśne. Przeznaczenie pasów leśnych, ich rodzaje, następstwa pozytywne i negatywne, pasy leśne u nas. Przykłady obce: Perspektywy dla naszych stosunków.

3. Urządzenia hydrotechniczne.

a) Walka z erozją. Rozszerzanie się erozji. Gospodarcze i wodno-gospodarcze ujemne skutki erozji. Walka z erozją jako kompleks zabiegów agrotechnicznych, biologicznych i technicznych. Polepszenie reżimu wodnego po zastosowaniu przeciwo-erozyjnych urządzeń.

b) Regulacja cieków. Zagadnienie rozwoju rzek. Pojęcie regulacji; dotychczasowe sposoby regulacji; w czym kryły się braki, właściwe podejście do regulacji rzek, główna zasada: usunięcie przyczyny niezaadawalającego stanu rzeki, a nie tylko jego następstwa. Strona ekonomiczna problemu — jako drugi ważny czynnik oprócz technicznego, który decyduje o wyborze sposobu postępowania przy regulacji. Rozwiązanie kompleksowe: nie trzeba pozbywać się wody, ale ją zachować na okres niedostatku. Przykłady dobrych rozwiązań w kraju i za granicą.

c) Zbiorniki wodne. Rola zbiorników przy tworzeniu pożądanego bilansu wodnego, rodzaje zbiorników w zależności od funkcji gospodarczej, wodno-gospodarczej i innych. Akumulacyjne retencje, energetyczne zbiorniki dla zaopatrzenia w wodę pitną i użytkową, dzienne, tygodniowe, zbiorniki podziemne. Wybór

miejsca, rodzaju i parametrów zbiornika. Główne parametry ilościowe i jakościowe charakteryzujące zbiorniki. Określenie pojemności zbiornika dla różnych celów gospodarczych. Określenie pojemności przestrzeni retencyjnej. Straty na parowanie, przesiąki. Metody obliczeń ekonomicznych zbiornika.

d) Stawy rybne. Funkcja stawów rybnych przy zabezpieczeniu żadanego bilansu wody w dorzeczu, w kraju. Ilościowy i jakościowy udział w bilansie wodnym. Rodzaje stawów rybnych z punktu widzenia gospodarki rybnej i gospodarki wodnej. Możliwość użycia stawów rybnych dla celów gospodarki wodnej. Obliczenia ekonomiczne — strata gruntu, koszt budowy, utrzymanie, dochód, porównanie z innymi możliwościami. Wzory dla obliczenia wartości ekonomicznych.

e) Nawodnienia. Kiedy i gdzie zachodzi konieczność nawadniania. Kiedy jest niewystarczająca naturalna wilgoć i zabiegi agrotechniczne, chemiczne i inne; przegląd rozwoju zasad nawodnień, złe metody nawodnień i ich następstwa: zasolenie, zabagnienie. Zasady właściwego nawadniania, organizacja pracy, dawki, przerwy między dawkami, agrotechnika w nawodnieniach, gospodarka wodą, szkolenie personelu.

Techniczne wartości metod nawodnień, głównie dwóch grup: grawitacyjnego i deszczownianego. Ekonomiczne wartości metod nawodnień. Nawodnienia u nas obecnie. Doświadczenia charakteru wodno-gospodarczego i ekonomicznego. Doświadczenia zagraniczne. Perspektywy nawodnień u nas, głównie z punktu widzenia zasobów wodnych i niedostatku opadów. Sytuacja w skali światowej.

f) Odwodnienia. Przyczyny zabagnienia gruntów; ich rozmiary. Dotychczasowe sposoby odwodnienia. Ujemne i dodatnie strony dotychczasowych odwodnień. Zasady należytego odwodnienia. Zwrócenie uwagi na niebezpieczeństwo, aby odwodnienie w określonym czasie i miejscu nie spowodowało braku wilgoci w innym czasie i miejscu. Kombinacje nawodnień i odwodnień. Elastyczność systemu odwadniającego. Obliczenia ekonomiczne.

V. Organizacja służb gospodarki wodnej

1. Połączenie służby gospodarki wodnej w aparacie państwowym. Dziedziny służby gospodarki wodnej, ich zależność, zakres działania. Wszystkie dziedziny w jednym organie lub w różnych. Własny państwowy organ gos-

podarki wodnej, albo w ramach jednego z resortów, które ma największe żądania w stosunku do gospodarki wodnej. Centralizacja i decentralizacja służby.

2. Służby planowania. Państwowy plan perspektywiczny gospodarki wodnej. Ośrodki rozwojowe.

3. Zagadnienie badań. Badania hydrologiczne, hydrotechniczne, meteorologiczne, rolnicze, zdrowotne.

4. Zagadnienia projektowe. Fachowe grupy projektowe, dokumentacja techniczna i jej stopnie.

5. Organy inwestycyjne. Rodzaj inwestycji i inwestorów, wielkość inwestycji i ich wpływ na organizacyjne ustawienie, charakter inwestycji i wpływ na postanowienia organizacyjne. Inwestorzy ogólnopństwowi, wojewódzcy, powiatowi i inni. Własne i obce inwestycje.

6. Organy budowlano-montażowe. Rodzaje robót budowlano-montażowych. Wielkość robót budowlano-montażowych. Kryteria, które wpływają na organizację robót budowlano-montażowych. Wielkość, specjalizacja, centralizacja i decentralizacja tych organów.

7. Organy konserwacyjne. Rodzaje robót konserwacyjnych. Specjalizacja organów. Centralizacja i decentralizacja ich działania.

8. Organy służb. Zaopatrywanie w wodę, kanalizacja, nawadnianie, czystość wód itp. Właściwa ich organizacja.

9. Prawo wodne. W skrócie podałem treść wykładów „gospodarki wodnej”, które wykładam w wymienionej na wstępie uczelni.

W dyskusji wyłoniło się pytanie, czy wykłady mają być przeprowadzone na początku czy na końcu studiów. Jestem za drugą alternatywą. Uważam, że wykładowcy i słuchacze mają się o co oprzeć — o pewne wiadomości z wybranych dyscyplin, czego nie ma na początku studiów.

Następnie ważną rzeczą jest ilość godzin na wykłady i ćwiczenia. Dwie godziny na wykłady a jedna godzina na ćwiczenia to jest za mało. W ten sposób materiał może być przerobiony tylko na przódzie i zbyt skondensowanie, a to może przynieść poważną szkodę. Szczególnie brak jest czasu na uwzględnienie przykładów z praktyki. Proponuję podwojenie godzin, tj. 4 na wykłady i 2 na ćwiczenia.

Jednocześnie dziękuję redakcji za umożliwienie przekazania tą drogą swych skromnych uwag polskiemu fachowcom gospodarki wodnej.

DZIAŁ II—PODSTAWY PROJEKTOWANIA

MGR INŻ. FRANCISZEK STRYJEWSKI

Instytut Melioracji i Użytków Zielonych

O potrzebie nowej instrukcji drenarskiej

(Artykuł dyskusyjny)

Wstęp

W drenowaniu pól istnieją duże możliwości obniżenia kosztów i jednoczesnego poprawienia jakości robót. Rezerw tych należy szukać przede wszystkim w samych normach i z tego względu zachodzi konieczność zmiany dotychczasowej instrukcji. Nowa instrukcja, podobnie jak niemiecka z 1941 r., powinna składać się z 4 części: studia i pomiary, opracowanie projektów, roboty wykonawcze, utrzymanie.

Dla umożliwienia melioracji wadliwych gleb piaszczystych (sapy) niezbędne jest wprowadzenie drenowań niesystematycznych (częściowych). Instrukcja powinna również zmienić sposób obliczania rozstawu, celem dostosowania do przyjętego obecnie podziału gleb na frakcje, przez Komisję Klasyfikacji i Nomenklatury Gleb, Polskiego Towarzystwa Gleboznawczego.

Ze względu na oszczędności w projektowaniu, pożądanym byłoby zastąpienie pracochłonnego kolorowania planów przejrzystym znakowaniem. Kosztorysowanie jest ujęte oddzielnymi normami, dlatego może być w instrukcji pominięte. Drenowanie krecie i renowacje zostały ujęte specjalnymi instrukcjami. Podobnie należałoby potraktować drenowania krecie utrwalone i mechanizację robót, po uprzednim uzyskaniu nowych doświadczeń.

Dla sprawdzenia przyjętych norm należałoby założyć stację doświadczalną, nastawioną na meliorację pól. Poza tym konieczne byłoby obserwacje i badania nad skutecznością wykonanych drenowań.

Głębokości drenowania

Najpoważniejszym osiągnięciem instrukcji z 1947 r. było zmniejszenie głębokości założenia sączków i dostosowanie ich do rodzaju gleby. Instrukcja czeńska i ostatnie wypowiedzi naukowców niemieckich: Zunkera, Schirmera i Janerta (6) dążą do dalszego spłycenia drenowania, aby nie uszczuplać zasobów wód gruntowych i ułatwić mechanizację robót drenarskich. Z 6-letnich doświadczeń w Kościelcu wynika, że najwyższe efekty rolnicze na glebie bielcowej osiągnięto przy głębokości 100 cm, a przecież ten rodzaj gleby wymaga najgłębszego drenowania. Głębokość drenowania powinna być uzależniona od uaktywnienia takiej warstwy glebowej, która jest pożądana dla produkcji rolnej. W glebach ciężkich stworzenie należytej struktury jest znacznie łatwiejsze do osiągnięcia przy płytszym drenowaniu. W podmokłych glebach lżejszych głębokie drenowanie może spowodować przesuszenie ze względu na niskie podnoszenie się

wody kapilarnej. Głębsze drenowanie może być pożądane w glebach, których podłoże jest żyzniejsze od wierzchniej warstwy.

Określenie głębokości drenowania jest przede wszystkim zależne od zasięgu korzeni roślin, które mają duży wpływ na fizyczne właściwości gleby. Dlatego też należałoby uwzględnić trzy rodzaje upraw: 1) trwałe użytki zielone, 2) pola i warzywa, 3) sady i chmielniki.

Trawiasta roślinność łąkowo-pastwiskowa korzeni się płytko. Zasadnicza masa korzeniowa traw (14) mieści się w płytkiej warstwie glebowej, co podaje wg Krausa tablica II.

Rośliny strączkowe posiadają głęboki system korzeniowy z dobrze rozwiniętym korzeniem palowym. Korzenie buraków, rzepaku, lucerny, koniczyny i kapusty sięgają do 214 cm. Główna masa korzeniowa roślin uprawnych mieści się jednak w 50 cm warstwie glebowej. Na glebach lżejszych, bardziej przepuszczalnych, ukorzenienie jest głębsze i silniejsze, podczas gdy na glebach cięższych i wilgotniejszych — płytsze. Korzenie drzew dochodzą do 9 a nawet 14 m i nie znoszą nadmiaru wilgoci, a raczej braku powietrza w wierzchniej warstwie glebowej (11). Główna masa korzeni sliw i drzew karłowatych znajduje się na głębokości . . . 15 — 30 cm, główna masa jabłoni . . . 30 — 100 cm, „ „ grusz i czereśni . . . 50 — 120 cm.

TABLICA II

Głębokość korzeni w cm	0—25	25—50	50—75	75—100	100—125
Waga korzeni w kg/ha	2705,3	120,0	70,4	46,4	2,7
w %	91,8	4,2	2,3	1,6	0,1

Z analizy ukorzenienia się roślin wynika, że drenowanie może być bardziej spłycone niż to przewiduje instrukcja z 1947 r. Przeciwko spłyconiu drenowania wysuwane są następujące zarzuty: 1) przemarzanie, 2) zarastanie drenów korzeniami roślin, 3) zmniejszenie rozstawy sączków.

— liczne obserwacje płytko zdrenowanych gruntów i badania B a c a w Puławach nie wykazały uszkodzeń na skutek działania mrozów, które mogą być dla drenów tylko w tym

TABLICA I — Podział gleb na frakcje

Lp.	Nazwa części glebowych	Nazwa frakcji	Średnice w mm		U w a g i
			od	do	
1	2	3	4	5	6
I	Szkieletowe	Kamienie Żwir	20	20 1	W procentach całej próbki
II	Ziemiste	Piasek gruby	1	0,50	Procentowa suma cz. ziemistych (bez części szkieletowych) = 100%
		Piasek średni	0,50	0,25	
		Piasek drobny	0,25	0,10	
		Pył gruby	0,10	0,10	
		Pył drobny	0,05	0,02	
	Spławialne (głina fizyczna)	Cz. spławialne	0,02	—	Procentowa suma równa się cz. spławialnym
		II pyłowy gruby	0,02	0,006	
		II pyłowy drobny II koloidalny	0,006 0,002	0,002 —	

wypadku groźne, gdy brak jest swobodnego odpływu wody. np. wskutek zamulenia rowu, czy zatkania rurociągu. Przy należytych utrzymaniu urządzeń melioracyjnych i zastosowaniu właściwej jakości rurek — działanie mrozu nie wpływa szkoliwie na sieć drenarską;

— co do zarastania korzeni roślin brak jest ścisłych doświadczeń. Wykonywane renowacje drenowań wykazują, że zarastanie następuje: 1) w pobliżu drzew i krzewów, 2) korzeniami skrzypu na glebach piaszczystych o niskiej kulturze, 3) korzeniami buraków uprawianych w pierwszych latach po zdrenowaniu, 4) w rurociągach stale prowadzących wodę. Pierwszych trzech wypadków można uniknąć właściwą gospodarką rolną. Rurociągi ujmujące wody źródłiskowe i obfite wysiękowe należy wyodrębnić z systemów drenarskich i nie włączać do nich sączków, a poza tym zabezpieczyć żużlem;

— zmniejszenie głębokości ze 125 cm do 100 cm, zgodnie z dotychczasowymi instrukcjami, powoduje jednocześnie zmniejszenie rozstawu od 8% dla gleb ciężkich, do 18% — dla gleb lżejszych, co znacznie zwiększa długość rurociągów na 1 ha, a więc i koszt. Uzależnienie rozstawu od głębokości nie jest całkowicie słuszne i np. nie można zdrenować ciężkiej gliny na głębokość 140 cm przy rozstawie 10 m, zamiast na głębokość 85 cm i rozstawie 8 m. Głębokość drenowania decyduje o udostępnieniu dla korzeni roślin pożądanej warstwy glebowej, natomiast rozstawa o równomierności działania. Płytsze drenowanie (na 85 cm) będzie działać na ciężkiej glinie nie tylko intensywniej, lecz również równomiej. W glebach ciężkich na wodę działają głównie siły

TABLICA III — Głębokości drenowania

L. p.	Użytek rolny	Rodzaj gleby nawodnienie lub drenowanie	Głębokość sączków w cm						Uwagi
			Wg instrukcji z 1947 r.			Projektowane			
			% cz. spl. (0,01)	od	do	A — %	od	do	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Łąki mineralne	nienawadniane	—	70	90		65	75	Głębokość zbieraczy należy zwiększyć o ich średnicę
2	Łąki mineralne	nawadniane	—	90	100		75	85	
3	Pastwiska		pośrednie dla łąk i pól			jak łąki			
4	Pola i warzywniki . . .	gleby ciężkie	> 75	100	100	> 25	85	95	
5	Pola i warzywniki . . .	gleby średnio zwięzłe	30 — 75	100	110	15 — 25	95	105	
6	Pola i warzywniki . . .	gleby lekkie	< 30	90	110	< 15	90	100	
7	Sady i chmielniki . . .	sliwy i karły	—	120	120		105	115	Rurociągi zabezpieczyć żużlem
8	Sady i chmielniki . . .	jabłonie i wiśnie . .	—	150	150		115	125	
9	Sady i chmielniki . . .	czereśnie i grusze .	—	150	150		125	135	
10	Sady i chmielniki . . .	chmielniki i lucerna	—	140	140		120	130	

kapilarne i molekularne, które są zwykle większe od sił ciężkości. Można by więc postawić twierdzenie, że dla gleb ciężkich rozstawa jest niezależna od głębokości. W glebach lekkich krzywa depresji między sączkami kształtuje się prawidłowo i można byłoby rozstaw uzależnić od głębokości, gdyby decydowały względy tylko hydrotechniczne, jak to jest przy drenowaniach dla celów technicznych. Ponieważ głębokość drenowania dla celów rolniczych wyznacza pożądana dla danej gleby warstwa, którą chcemy udostępnić dla roślin, przeto i tu głębokość należy uznać za stałą dla danych warunków, a rozstaw uzależnić jedynie od charakteru gleby. Wydaje się, że nowa instrukcja drenarska nie powinna uzależniać rozstawy od głębokości.

Propozycje dotyczące głębokości drenowania podaje tablica III. w której za podstawę zwężności gleby przyjęto procentowy skład ilu koloidalnego, zwiększonego o połowę ilów pyłowych.

Najpłytsze przykrycie drenów powinno wynosić na łąkach i pastwiskach 55 cm, na polach i warzywnikach — 70 cm, a w sadach i chmielnikach — 90 cm.

Rozstawa drenów

Dotychczasowe sposoby obliczania rozstawy można podzielić na 4 grupy zależne od:

- współczynnika filtracji i głębokości drenowania,
- maksymalnej higroskopijności gleb,
- rodzaju gleby i jej profilu,
- analizy mechanicznej gleby.

Rozstaw rurowciągów, założonych na poziomie warstwy nieprzepuszczalnej (tzw. „drenowanie doskonałe”) — oblicza Rother w wzorem:

$$L = 2(H - S) \frac{K}{P} m.$$

Dla drenowania „niedoskonałego” może być użyty wzór A. Kostiakowa (1)

$$h = H - S - \frac{P}{2K} \cdot L \left(\frac{L}{d} \right) m$$

We wzorach tych znaczą:

H — pierwotny poziom zwierciadła wody nad warstwą nieprzepuszczalną w m,

A — wymagane obniżenie poziomu wód gruntowych w środku między sączkami w m,

K — współczynnik filtracji warstwy wodonośnej (w m/dobę),

P — średnia z największych natężeń opadów atmosferycznych, otrzymana z podzielenia najwyższych opadów miesięcznych przez liczbę dni z opadami w m/dobę,

d — średnica rurowciągu drenarskiego w m.

Do tego też typu należą głównie wzory naukowców radzieckich jak Kostiakowa, Wiedernikowa, Pisarkowa i Jangola (8).

Wzory powyższe mogą mieć zastosowanie przy drenowaniach dla celów technicznych, natomiast mało są przydatne dla celów rolniczych, chociażby ze względu na trudność określenia współczynnika filtracji K :

Wzory na rozstaw drenów, oparte o masę higroskopijności gleb wprowadzili naukowcy niemieccy. Są to wzory (10)

TABLICA VI — Rozstawa drenowania

Lp.	Rodzaj gleby	% części spławialnych 0,02 mm		Instrukcja niemiecka z 1941 r. Rozstawa w m dla głębokości			Instrukcja G.K. Śląskiej Rozstawa w m przy głęb. 125 cm
		od	do	120 cm	100 cm	80 cm	
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Ciężki il	100	75		7—9	6—8	
2	Zwykły il	75	60	9—11	9—10	8—9	10—12
3	Ciężka glina	60	50	11—12	10—11	9—10	
4	Zwykła glina	50	40	12—14	11—13	10—12	12—14
5	Piaszczysto-gliniasta	40	25	14—19	13—17	12—14	16—20
6	Gliniasto-piaszczysta	25	10	19—26	17—22	14—18	20—24
7	Piaszczysta	10					24—30

TABLICA IV

Wzór	Rozstawa w m.			
	głina bieli-cowa $W_h = 2,5\%$	głina $W_h = 5\%$	il $W_h = 10\%$	rędzina $W_h = 15\%$
1	2	3	4	5
Breitenbacha	22,7	17,3	11,8	8,6
Zunkera	18,2	15,2	11,3	8,6
Bonackera	31,2	15,6	7,8	5,2

— Breitenbacha: $L = 30 - 18,2 W_h$

— Zunkera $L = 30 - 8,7 W_h$

— Bonackera $L = \frac{78}{W_h}$

Maksymalna higroskopijność jest wielkością stałą dla danej gleby i odpowiada maksymalnej ilości pary wodnej, jaką gleba zdolna jest pochłoniąć, przy stanie równowagi między glebą i powietrzem nasyconym parą wodną. Higroskopijność jest niezwykle ważnym wskaźnikiem rozdrobnienia i zwężności gleb. niemniej oparcie na niej obliczenia rozstawy jest dość ryzykowne. Wydaje się, że higroskopijność jest proporcjonalna do zwężności gleby tego samego rodzaju, lecz nie można porównywać różnych gleb na tej podstawie. Świadczą o tym obliczenia zestawione w tablicy IV.

TABLICA V

Lp.	Rodzaj gleby wg nazw Miklaszewskiego	Rozstawa m	
		od	do
1	2	3	4
1	Głina h.ciężka	8	10
2	Głina mocna	10	12
3	Il	10	12
4	Bielica nadrzeczna na glinie mocnej lub ile	10	12
5	Bielica nadrzeczna na chudej czerwonej glinie	12	16
6	Głina	14	18
7	Czarna ziemia nąłowa	16	18

Opierając się na maksymalnej higroskopijności gleb należałoby ustalić inny wzór na rozstaw dla każdego rodzaju gleby, co wymagałoby licznych badań i doświadczeń.

Określenie rozstawy wg rodzaju gleby zalecał Miklaszewski którego propozycje podaje tablica V.

Analiza mechaniczna i higroskopijność pozwalają na ściślejsze określenie gleby i rozstawy, lecz w granicach z góry określonych. Wg Miklaszewskiego cały szereg gleb nawet o dużym rozdrobnieniu jak: lessy, rędziny, chudne mady i niektóre bielicce pojezierskie przeważnie nie wymagają zupełnie drenowania, mimo że zgodnie z instrukcją wypadła dla nich rozstawa od 10 do 14 m. Ustalenie rozstawy wg rozdziału gleby zostało przyjęte w instrukcji Generalnej Komisji Śląskiej z 1911 r. oraz w instrukcji niemieckiej z 1941 r. Ta ostatnia podaje skład mechaniczny, lecz nie był on obowiązujący. Rozstaw dobierano głównie na podstawie profilu glebowego.

Ustalenie rozstawy wg rodzaju gleby i jej profilu wydaje się najwłaściwsze, zwłaszcza przy znajomości higroskopijności. Zastosowanie jednak tej metody wymagałoby znajomości gleboznawstwa przez naszych meliorantów. Badanie gleb wykonują obecnie pomiarowcy, którzy następnie niewiele mają wpływu na opracowanie projektu. W tych warunkach mogą powstawać duże błędy i dlatego obecnie

TABLICA VII — Rozstawa wg instrukcji NRD z 1950 r.

% frakcji w glebie		Rozstawa w m przy głębokości				Poprawki na rozstawę						
0,02 mm	0,002 mm	140 cm	120 cm	100 cm	80 cm	zwieźłość		Duża ilość wapnia	Duża ilość żelaza i sodu	Duża ilość próchnicy	Ląki	Pastwiska
1	2	3	4	5	6	mała	duża	9	10	11	12	13
100—75	100—46	7—9	6—9	6—8	6—7	zwiększyć o 50%	zmniejszyć o 10%	zwiększyć o 10%	zmniejszyć o 5—20%	zwiększyć o 5%	zwiększyć o 20—30% o 10%	
75—60	46—33	9—11	9—10	8—9	7—8	zwiększyć o 30%	zmniejszyć o 20%	zwiększyć o 10—15%			zwiększyć o 30—50% o 10—20%	
60—50	33—27	11—12	10—11	9—10	8—9							
50—40	27—21	12—14	11—13	10—11	9—10							
40—30	21—13	14—20	13—18	11—15	10—13	zwiększyć o 10%	zmniejszyć o 30%		zmniejszyć o 5%	zmniejszyć o 10%	zwiększyć o 50—100% o 50%	
25—10	13—5	22—33	18—26	15—22	13—17							
10—5	5—3	—	26—30	22—24	17—18							

właściwiej będzie oprzeć obliczanie na obiektywnej analizie mechanicznej gleb, co również uwzględniła poprawiona instrukcja NRD z 1950 r.

Dla drenowania podłużnego rozstawę należy zmniejszyć o 10%, a opady N uwzględnić wg wzoru: $E_n = E \frac{600}{N}$ m.

Instrukcja ta już znacznie dokładniej określa rozstaw niż poprzednia z 1941 r., niemniej daje projektantowi zbyt duże możliwości zmian w zależności od warunków lokalnych.

Ustalenie rozstawy wg analiz mechanicznych jest najbardziej rozpowszechnione, gdyż mają one wartość trwałą i dość dobrze charakteryzują fizyczne właściwości gleb. Najcięższymi glebami wg Miklaszewskiego są te, które zawierają dużo koloidów obok części grubych szkieletowych, a więc gleby różnoziarniste. Głęby różnoziarniste łatwiej tworzą dobrą strukturę i są łatwiejsze do uprawy niż gleby różnoziarniste. Uwzględni to instrukcja czeska, która zaleca rozszerzenie rozstawy przy dużej ilości (20%) frakcji drobnego pyłu. Podobnie czyni Fauser proponując zastosowanie poprawek rozszerzających rozstaw przy znaczniejszej ilości drobnego pyłu. Przykłady ustalania rozstawy w zależności od analizy mechanicznej podaje tablica VIII.

Z poprawek Fausera wynika, że im więcej gleba zawiera drobnego pyłu, tym szersza może być rozstawa, a więc odwrotnie niż jest to przyjęte w instrukcji polskiej:

Nowa koncepcja obliczania rozstawy

Za podstawę do określenia rozstawy drenów* służy w instrukcji z 1947 r. formuła Skotnickiego, oparta na mechanicznej analizie gleby, a stanowiąca procentową sumę części spławialnych mniejszych od 0,01 mm i 1/3 drobnego pyłu o średnicach od 0,05 do 0,01 mm. Jednocześnie Skotnicki zalecał zmniejszenie rozstawy o 1—2 m dla gleb, zawierających znaczną ilość „gliny koloidalnej”, choć wówczas określanie jej było praktycznie b. trudne. Obecnie metodą areometryczną Casagrande —

Prószyńskiego części spławialne są łatwo dzielone na drobniejsze frakcje. Nowy podział gleb na frakcje (tablica I) jest powszechnie stosowany i jedynie do melioracji nie został jeszcze wprowadzony. Dla wykonania planu 5-letniego w dziedzinie drenowania trzeba będzie oznaczyć ok. 50 tysięcy próbek glebowych, które nie miałyby zastosowania dla innych celów (mapy glebowe, klasyfikacja gleb, oznaczenie zwięzłości gleb dla POM

TABLICA IX — Poprawki do rozstawy Canz-Fausera

[(0,05—0,01)—(0,01)] %						
Różnica między procentową zawartością cz. drobn. pyłu i cz. spław.	÷ 15%	÷ 10%	÷ 5%	0%	—5%	—10%
Poprawka zwiększająca rozstawę m	4,80	3,85	2,90	1,90	0,95	0,00

itp.). Wydaje się więc, że zmiana sposobu obliczania rozstawy stała się koniecznością, choćby formuła Skotnickiego nie budziła zastrzeżeń. Części spławialne (< 0,01 mm), ani tym bardziej frakcja drobnego pyłu nie charakteryzują dokładnie właściwości fizycznych, a w szczególności przepuszczalności (rys. 1). Współczynniki przepuszczalności wyznaczone empirycznymi wzorami są odwrotnie proporcjonalne do kwadratu powierzchni właściwej O w cm^2 zawartych w 1 cm^3 gruntu, np. wzór Krügera dla drobnoziarnistych gruntów:

$$K = 1,44 \cdot 10^{-6} \frac{n}{0,2} \text{ m/dobę (n — porowatość).}$$

Jak zwiększa się powierzchnia właściwa gleb ze wzrostem stanu dyspersji cząstek glebowych, świadczy o tym tablica X wg Vagelera (10).

Z tablicy tej wynika, że o powierzchni właściwej gleb decydują najdrobniejsze jej cząstki, a mianowicie koloidy i ily koloidalne. One również wpływają na zmniejszenie przepuszczalności gleb. Dlatego też najwłaściwiej byłoby uzależnić rozstaw od cząstek ily koloidalnego. Próby uzależnienia rozstawy od frakcji ily koloidalnych są już w instrukcji niemieckiej z 1950 r. i u Kopeckiego. Przyjęcie tej zasady utrudnia jednak określenie rozstawy dla podmokłych lżejszych gleb, wymagających drenowania, w których zawartość ily koloidalnych wynosi parę procent. Dlatego też za podstawę należałoby przy-

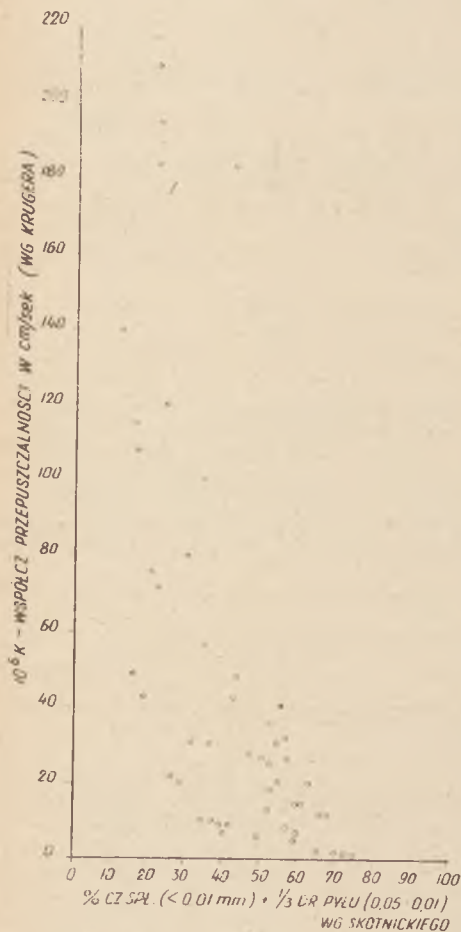
TABLICA VIII

Lp.	Kopecky przy głęb. 130 cm			Canz-Fauser przy głęb. 125 cm		Instrukcja polska z 1947 r.		
	% cz. spławialnych		rozstawa m	% cz. spł. 0,01 mm	rozstawa m bez poprawki	% cz. spł. 0,01 mm ÷ 1/3 drobn. pyłu	rozstawa m przy głęb.	
	0,01 mm	0,002 mm					125 cm	100 cm
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	70	55	8—9	75	9—10	75	—	7—8
2	70—55	55—40	9—10	75—50	10—12	75—50	9—12	8—11
3	55—40	40—25	10—12	50—40	12—13	50—40	12—15	11—13
4	40—30	25—15	12—14	40—30	13—15	40—30	15—18	13—15
5	30—20	15—7	14—16	30—20	15—18	30—20	18—22	15—18
6	20—10	7—2	16—18	20—10	18—22	20—10	22—27	18—22
7	10	2	18—20	10	22—27	—		

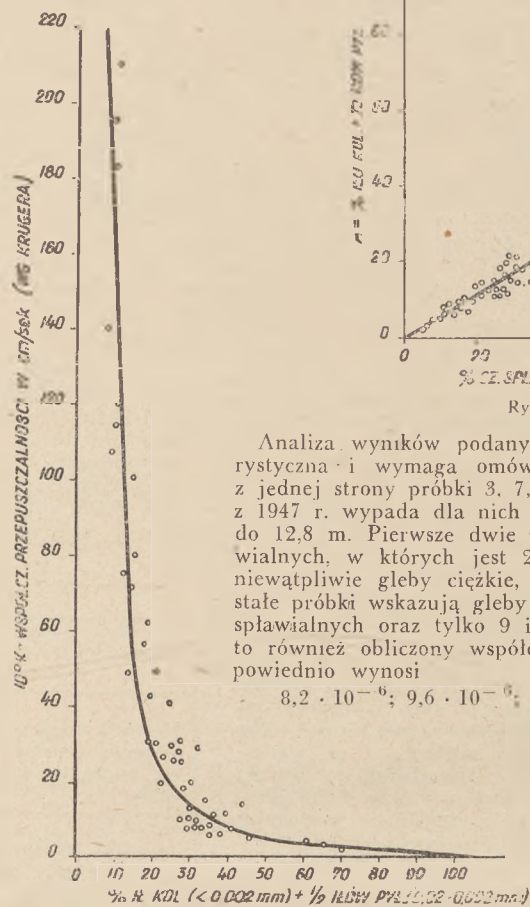
jąć procentową zawartość iłu koloidalnego zwiększoną o 1/2 ilów pyłowych (0,02 — 0,002 mm).

A = il koloidalny ($< 0,002$ mm) + 1/2 ilów pyłowych (0,002 — 0,02 mm).

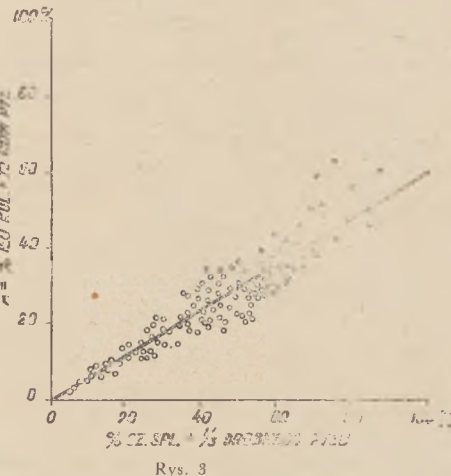
Jak wynika z rys. 2 — istnieje wyraźna korelacja między tą formułą a współczynnikiem przepuszczalności, obliczonym wzorem Krügera.



Rys. 1



Różnice wyników wahają się od + 3,4 do — 3,2 m, przy czym na 224 pozycje w 136 różnice wynoszą w granicach 1 m 65 „ „ „ „ 2 m 23 „ „ „ „ 2 m. Analizy mechaniczne próbek, dla których różnice są większe od (2) m przedstawia tablica XII.



Rys. 3

Analiza wyników podanych w tablicy jest bardzo charakterystyczna i wymaga omówienia. Jako przykład mogą służyć z jednej strony próbki 3, 7, a z drugiej 17 i 18. Wg instrukcji z 1947 r. wypada dla nich prawie jednakowa rozstawa od 12,5 do 12,8 m. Pierwsze dwie próbki mają 40 i 39% części spławialnych, w których jest 26 i 24% ilów koloidalnych. Są to niewątpliwie gleby ciężkie, wymagające gęstej rozstawy. Pozostałe próbki wskazują gleby lżejsze, gdyż mają 31 i 33% części spławialnych oraz tylko 9 i 8% ilów koloidalnych. Poświadczą to również obliczony współczynnik przepuszczalności, który odpowiednio wynosi

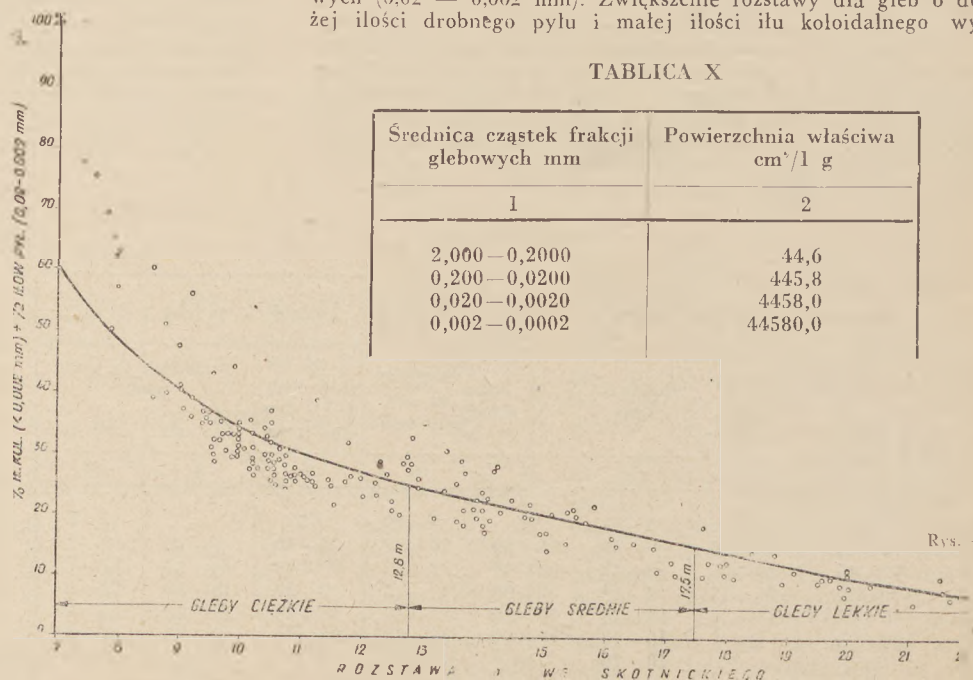
$8,2 \cdot 10^{-6}$; $9,6 \cdot 10^{-6}$; $42,9 \cdot 10^{-6}$ i $48,8 \cdot 10^{-6}$ cm/s.

Obecna instrukcja, uwzględniając frakcje drobnego pyłu, a pomijając decydującą o przepuszczalności gleby frakcję iłu koloidalnego (zrozumiałe — ze względu na ówczesny brak metody określania tej frakcji), dochodzi do zbyt dużych błędów.

Różnice między projektowaną instrukcją a niemiecką z 1950 r. są nieznaczne dla gleb cięższych, natomiast są dość duże dla lżejszych. Jest to wynik nieuwzględniania frakcji ilów pyłowych (0,02 — 0,002 mm). Zwiększenie rozstawy dla gleb o dużej ilości drobnego pyłu i małej ilości iłu koloidalnego wy-

Ustalenie zależności liczbowej między A i rozstawą nastąpiło drogą wykreślniej analizy różnych sposobów oznaczania rozstawy na podstawie analiz mechanicznych (rys. 3 i 4). W szczególności została przeanalizowana formuła Skotnickiego, przyjęta w instrukcji polskiej z 1947 r. Dla porównania służyły 224 analizy mechaniczne gleb, wykonane metodą Prószyńskiego przez Zakład Gleboznawstwa WSR we Wrocławiu. Na podstawie wykresów i badań analiz mechanicznych została opracowana tablica XI, pozwalająca odczytać rozstaw z dokładnością do 0,1 m. Najmniejszą rozstawę ustalono na 7 m nawet przy $A = 60\%$, gdyż b. duża ilość iłu koloidalnego może wg N. A. Kaczyńskiego (10) nawet zwiększać przepuszczalność gleb (spękania).

Dla sprawdzenia wartości przedstawionej koncepcji przeliczone zostały rozstawy zgodnie z instrukcją i wg nowych zasad.



Rys. 4

TABLICA X

Średnica cząstek frakcji glebowych mm	Powierzchnia właściwa cm^2/g
1	2
2,000 — 0,2000	44,6
0,200 — 0,0200	445,8
0,020 — 0,0020	4458,0
0,002 — 0,0002	44580,0

TABLICA XI — Rozstawa

Rozstawa m	A. zawartość w glebie ilu koloidalnego $\pm$ 1/2 ilów pyłowych %										
	Poprawka rozstawy w dziesiątych częściach m										
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
7	60,0	58,8	57,6	56,4	55,2	54,0	52,8	51,6	50,4	49,2	
8	48,0	47,2	46,4	45,6	44,8	44,0	43,2	42,4	41,6	40,8	
9	40,0	39,4	38,8	38,2	37,6	37,0	36,4	35,8	35,2	34,6	
10	34,0	33,6	33,2	32,8	32,4	32,0	31,6	31,2	30,8	30,4	
11	30,0	29,7	29,4	29,1	28,8	28,5	28,2	27,9	27,6	27,3	
12	27,0	26,7	26,5	26,2	26,0	25,7	25,5	25,2	25,0	24,7	
13	24,5	24,2	24,0	23,7	23,5	23,2	23,0	22,7	22,5	22,2	
14	22,0	21,8	21,6	21,4	21,2	21,0	20,8	20,6	20,4	20,2	
15	20,0	19,8	19,6	19,4	19,2	19,0	18,8	18,6	18,4	18,2	
16	18,0	17,8	17,6	17,4	17,2	17,0	16,8	16,6	16,4	16,2	
17	16,0	15,8	15,6	15,4	15,2	15,0	14,8	14,6	14,4	14,2	
18	14,0	13,8	13,6	13,4	13,2	13,0	12,8	12,6	12,4	12,2	
19	12,0	11,8	11,6	11,4	11,2	11,0	10,8	10,6	10,4	10,2	
20	10,0	9,8	9,7	9,5	9,4	9,2	9,1	8,9	8,8	8,6	
21	8,5	8,3	8,2	8,0	7,9	7,7	7,6	7,4	7,3	7,1	
22	7,0	6,9	6,8	6,7	6,6	6,5	6,4	6,3	6,2	6,1	
23	6,0	5,9	5,8	5,7	5,6	5,5	5,4	5,3	5,2	5,1	
24	5,0	4,9	4,8	4,7	4,6	4,5	4,4	4,3	4,2	4,1	
25	4,0										

szłoby również przy zastosowaniu instrukcji czeskiej lub poprawek Fausera. Poprawność nowego sposobu obliczania rozstawy potwierdza uwzględnianie wody higroskopowej, z wyjątkiem próbek 18 i 22, pobranych z wierzchniej warstwy i posiadających znaczne ilości próchnicy (2,27% i 2,29%).

Przeprowadzona analiza wyników uzyskanych obu metodami przemawia za zmianą instrukcji i wprowadzenia przedstawionej poprawki.

Poprawki do obliczania rozstawy

Analiza mechaniczna gleb nie może być jedynym miernikiem dla ustalenia rozstawy. W szczególności nie uwzględnia ona składu chemicznego, ukształtowania terenu i warunków klimatycznych, które niewątpliwie mają znaczny wpływ na produktywność gleb. Warunki te są ujmowane w poprawkach na rozstawę drenowania. W polskiej instrukcji z 1947 r. poprawki te nie są ściśle sprecyzowane, co umożliwia otrzymywanie różnych wyników w zależności od interpretacji projektanta. Z tych względów J. Kasperski wprowadził dla biur projektowych — w formie usprawnienia — ściśle sposoby obliczania poprawek na rozstawę i wykazał, jak duże były różnice w zależności od sposobu ich zastosowania. Instrukcja niemiecka z 1950 r. pozwala projektantowi, na mocy wprowadzonych poprawek, na daleko idące zmiany w rozstawie i tak np. w zależności od zwiększenia gleb ustalona już rozstawa może być zmieniona w granicach od -30% do +50%. Ponieważ zwiększenie gleby jest uzależnione od składu mechanicznego, a w szczególności od kolooidów, przeto nie powinna być powtórnie uwzględniana. Wydaje się, że poprawki należałoby wprowadzić kolejno w zależności od:

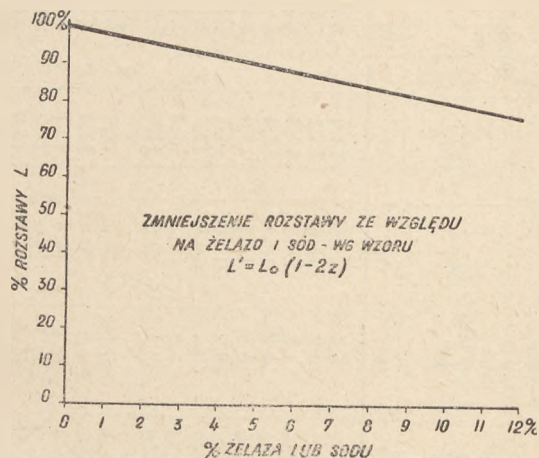
- składu chemicznego,
- uwarstwienia,
- ukształtowania terenu,
- warunków klimatycznych,
- rodzaju kultur.

Skład chemiczny w różny sposób wpływa na zwiększenie gleb (10). Wapno i próchnica powiększają zwiększenie gleb lekkich, a zmniejszają zwiększenie gleb ciężkich, wpływając dodatnio na ich strukturę. Sód pogarsza strukturę gleb (działa peptyzująco — zwiększa zdrobnienie), a żelazo zmniejsza przepuszczalność gleb.

Z tych względów nasza instrukcja zaleca zwiększenie o 5% dla gleb ciężkich i zmniejszenie o 10% w glebie CaCO_3 , a zmniejszenie od 5 do 20%, gdy gleba zawiera żelazo. Instrukcja NRD z 1950 r. uwzględnia poza tym zawartość próchnicy (zwiększenie o 5% dla gleb ciężkich i zmniejszenie o 10% dla gleb lekkich) i sodu na równi z wpływem żelaza.

Próchnica w glebach mineralnych występuje tylko w warstwie ornej (rola) i ilość jej jest zmienna, zależnie od uprawy, dlatego też jej

wpływ na rozstawę nie powinien być uwzględniany. Wapń zmniejsza stan dyspersji gleb, łącząc ziarna w mikroagregaty i agregaty. Tym samym wapń dodatnio wpływa na strukturalność i przepuszczalność gleb. Śluszne byłoby więc zwiększenie rozstawy przy znacznym występowaniu wapnia, gdyby jednocześnie nie miał on wpływu na wynik analizy mecha-



Rys. 5

nicznej. Próbką glebowa zawierająca wapń (analizy laboratorium IMUZ we Wrocławiu) wykazuje frakcje o większych średnicach niż bez niego, co od razu decyduje o zwiększeniu rozstawy. Drenowanie uaktywnia glebę i wprowadza w ruch składniki pokarmowe roślin. Wapń jest w silnym stopniu wypłukiwany i dlatego po drenowaniu należy często wapnować. Wapnowanie przyczynia się do zwalczania uciążliwych chwastów, jak np. skrzypu polnego, a poza tym przeciwdziała wędrowce żelaza w głąb profilu glebowego (10 i 15) i tworzeniu się poziomów rudawcowych. Wapń więc jest czynnikiem zmiennym i wydaje się, że nie ma potrzeby uwzględniania go przy obliczaniu rozstawy, zwłaszcza że jego obecność wpływa na wyniki analizy mechanicznej w kierunku powiększania ziarn (mikroagregaty).

Żelazo i sód ujemnie wpływają na strukturę gleb i jej przepuszczalność, dlatego też ich obecność powinna wpłynąć na zmniejszenie rozstawy. Żelazo występuje powszechnie w naszych glebach i jego ilość dochodzi do 6%, a wyjątkowo do 10%. Po drenowaniu żelazo uruchamia się i zatyka rurociągi, dlatego też ruch ten należy zwolnić przez wapnowanie. Sód występuje przeważnie na glebach nawodnionych ściekami miejskimi i niektórymi przemysłowymi. Zmniejszenie rozstawy na żelazo i sód można wyrazić wzorem:

$$L = L_0 (1 - 2z)$$

gdzie: L_0 — rozstawa obliczona,

z — ilość żelaza lub sodu

$$\text{np. } z = 0,05 \text{ (5\%)} \quad L = L_0 (1 - 2 \cdot 0,05) = 0,9 L_0$$

Wpływ żelaza i sodu powinien być obliczany osobno dla poszczególnych warstw glebowych.

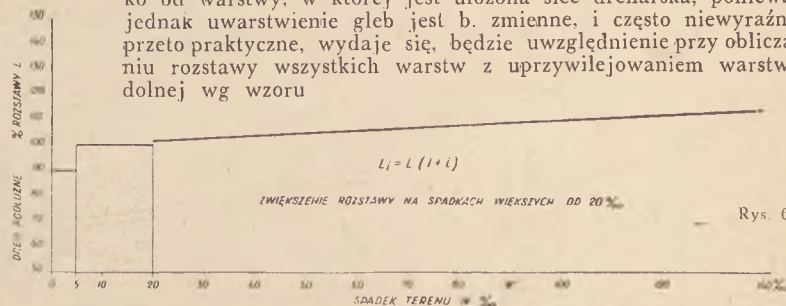
Uwarstwienie gleby w wysokim stopniu wpływa na przepuszczalność, a tym samym i na rozstawę drenowania. Większość instrukcji zaleca obliczanie rozstawy, jako średniej ważonej rozstaw dla poszczególnych warstw glebowych wg wzoru

$$L = \frac{L_1 h_1 + L_2 h_2 + L_3 h_3 + \dots}{h_1 + h_2 + h_3 + \dots}$$

gdzie: L_1, L_2 — rozstawa w m.

h_1, h_2, h_3 — grubość poszczególnych warstw w m, a $t = h_1 + h_2 + h_3 + \dots$ — głębokość drenowania.

Teoretycznie rozstawa drenowania powinna być uzależniona tylko od warstwy, w której jest ułożona sieć drenarska, ponieważ jednak uwarstwienie gleb jest b. zmienne, i często niewyraźne, przeto praktyczne, wydaje się, będzie uwzględnienie przy obliczaniu rozstawy wszystkich warstw z uprzywilejowaniem warstwy dolnej wg wzoru



Rys. 6

TABLICA XII

Lp.	Nazwa gleby	Skład mechaniczny gleby w %											Współcz. przepuszczał. k cm/sek x 10 ⁶	Rozstawa m		Różnica m	Rozstawa wg instr. kiej z 1950 r. m	
		1 mm	1 mm	1—0,5 mm	0,5—0,25 mm	0,25—0,10 mm	0,10—0,05 mm	0,05—0,02 mm	0,02 mm	Woda higr. %								
										0,006—0,002 mm	0,002 mm							
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
1	Gl. brunatna	26,8	73,2	15,7	15,5	15,8	11	3	39	5	3	31	3,09	6,5	9,8	13,0	-3,2	9,4
2	„ bielcowa	1,9	98,1	8,6	24,7	18,7	12	3	33	5	5	23	2,32	10,8	11,6	14,2	-2,6	10,8
3	„ „	3,6	96,4	5,9	11,6	22,5	16	4	40	6	8	26	2,86	8,2	10,2	12,8	-2,6	10,2
4	„ „	1,7	98,3	6,8	11,8	23,4	15	7	36	6	4	26	2,62	8,8	10,8	13,4	-2,6	10,2
5	„ „	1,9	98,1	7,8	11,2	25,0	15	6	35	6	5	24	2,40	10,0	11,2	13,6	-2,4	10,6
6	„ „	1,9	98,1	7,8	13,2	24,0	15	7	32	4	5	23	2,23	10,9	11,8	14,2	-2,4	10,8
7	„ „	3,9	96,1	7,8	11,2	20,0	14	8	39	9	6	24	3,10	9,6	10,6	12,7	-2,1	10,6
8	„ „	2,8	97,2	6,8	9,7	15,5	14	8	46	9	6	31	2,42	6,1	9,2	11,3	-2,1	9,4
9	Mada ciężka	15,5	84,5	12,5	15,0	13,5	8	7	44	10	8	26	3,28	8,1	9,8	11,8	-2,0	10,2
10	Gl. bielcowa	0,4	99,6	2,4	9,4	22,2	16	25	25	12	9	4	0,40	101,0	17,8	14,4	3,4	23,0
11	„ brunatna	5,4	94,6	7,3	22,3	28,8	8,6	16	17	8	6	3	0,90	195,0	20,0	17,3	2,7	24,0
12	„ bielcowa	2,4	97,6	9,8	11,7	22,5	13	20	23	11	6	6	0,71	80,4	17,8	15,1	2,7	21,0
13	„ brunatna	4,9	95,1	8,1	25,9	29,6	4,4	14	18	10	5	3	0,73	210,0	19,8	17,2	2,6	24,0
14	„ bielcowa	0,9	99,1	4,1	18,1	27,8	13	20	17	8	4	5	0,59	120,0	19,5	16,9	2,6	21,6
15	„ „	0,1	99,9	0,3	0,4	1,3	17	40	41	27	6	8	1,86	41,0	13,0	10,5	2,5	18,9
16	„ „	14,0	86,0	21,3	25,4	13,3	10	13	17	6	8	3	1,96	183,2	20,0	17,6	2,4	24,0
17	Gl. brunatna	7,5	92,5	5,5	3,7	4,8	22	33	31	18	4	9	1,45	42,9	15,0	12,6	2,4	18,0
18	„ „	2,4	97,6	6,7	7,0	10,3	15	29	33	20	5	8	4,40	48,8	14,8	12,5	2,3	18,9
19	Gl. bielcowa	2,9	97,1	2,1	3,3	4,6	13	37	40	24	7	9	1,30	36,0	13,0	10,7	2,3	18,0
20	„ „	6,8	93,2	9,9	16,8	14,3	10	21	28	12	9	7	1,31	56,5	16,2	14,0	2,2	19,8
21	Gl. brunatna	2,1	97,9	2,7	3,8	3,5	11	39	40	22	8	10	1,85	30,6	12,8	10,6	2,2	17,2
22	„ „	0,9	99,1	2,6	3,1	6,3	15	39	34	16	7	11	2,20	28,1	13,3	11,6	2,2	16,5
23	Gl. bielcowa	1,2	98,8	5,2	15,1	12,7	18	19	30	18	5	7	0,98	62,1	15,8	13,7	2,1	19,8

$$L = \frac{L_1 h_1 + \dots + 3 L_d h_d}{t - 2h}$$

gdzie: $t = k_1 + h_2 + \dots + h_d$
 h_d — warstwa na głębokości drenów

Przykład:

$$\begin{aligned} 0,0 & - 0,20 \text{ m} - L_1 = 15 \text{ m} \\ 0,20 & - 0,50 \text{ m} - L_2 = 13 \text{ m} \\ 0,50 & - 0,90 \text{ m} - L_3 = 10 \text{ m} \end{aligned}$$

$$L = \frac{3,0 + 3,9 + 12,0}{0,9 + 0,8} = 11,1 \text{ m}$$

podczas gdy wg instrukcji z 1947 r.:

$$L = \frac{3,0 + 3,9 + 4,0}{0,9} = 12,1 \text{ m}$$

Ukształtowanie terenu w wysokim stopniu wpływa na poprawę, względnie pogorszenie warunków odpływu wód i dlatego instrukcja z 1947 r. zaleca zwiększenie rozstawy o 5% przy spadkach terenu od 30 do 100‰ i od 10% przy spadkach większych od 100‰, o ile średni roczny opad nie przekracza 600 mm.

Przy stosowaniu drenowania podłużnego na małych spadkach rozstaw należy zmniejszyć o 10%. Podobnie sprawę tę traktuje instrukcja NRD z 1950 r. Wydaje się słuszne uznać obliczone rozstawy (tablica II i poprawki) dla spadków od 5 do 20‰. Poniżej 5‰ musi być stosowane drenowanie podłużne, dla którego należałoby rozstaw zmniejszyć o 10%, natomiast dla spadków większych od 20‰ rozstawa mogłaby być zwiększona wg wzoru: $L_i = L (1 + i)$ m. (rys. 6) gdzie i — spadek terenu

Przykład: $i = 0,10$ (100‰): $L = L (1 + 0,10) = 1,1 L$

Warunki klimatyczne

Instrukcja z 1947 r. przewiduje zmniejszenie rozstawy dla spadków mniejszych od 30‰ o 5‰ na każde 100 mm rocznych opadów atmosferycznych powyżej 100 mm. Instrukcja NRD z 1950 r. zakłada opad 600 mm za normalny, a rozstaw dla opadów O oblicza się wg wzoru:

$$L_o = L \frac{600}{O} \text{ m. co przy skrajnych wysokościach}$$

opadów 450 mm i 1000 mm daje $L_{450} = 1,15 L$ i $L_{1000} = 0,775 L$.

Wydaje się, że wzór ten można byłoby przyjąć i dla warunków polskich.

Średnia roczna temperatura w Polsce jest najniższa w Olecku 5,0°C (poza górami) i najwyższa w Tarnowie 8,8°C. Przeciętną dla całej Polski można przyjąć na 7,5°C.

Poprawka na temperaturę mogłaby wyglądać analogicznie jak dla opadów

$$L_t = L \frac{t}{7,50} \text{ co dla skrajnych temperatur}$$

$t = 5,0^\circ\text{C}$ i $t = 8,8^\circ\text{C}$ dawałoby $L_{5,9} = 0,89 L$ i $L_{8,5} = 1,08 L$.

Rodzaj kultur wpływa nie tylko na głębokość, lecz i rozstaw drenowania.

Obliczona powyższymi metodami rozstawa jest właściwa dla drenowania pól i warzywników. Rozstawa dla sadów powinna być dostosowana do linii drzew i w tym celu może być zwiększona o 20%.

Rozstaw drenów dla trwałych użytków zielonych w polskiej i niemieckiej instrukcji potraktowano marginesowo — w poprawkach. Takolwiek drenowań tych wykonuje się b. mało, niemniej bardziej racjonalne byłoby ustalenie rozstawy, jak to np. przyjęto (8) w ZSRR.

Jeżeli gleby torfowe są płytkie, to drenowanie należałoby dostosować do podłoża, w którym są ułożone sączki.

TABLICA XIII — Rozstawa dla łąk i pastwisk w ZSRR

Lp.	Gleba łąk i pastwisk	Części spław. 0,01 mm %	Rozstawa w m	
			Rosja Europejska	
			centralna	północna
1	2	3	4	5
1	Gliny	50	16 — 20	
2	Gleby gliniaste	25 — 50	20 — 30	
3	Gleby piaszczyste	10 — 25	30 — 40	
4	Piaski	25	40 — 50	
5	Torfy niskie . .	—	35 — 50	25 — 33
6	Torfy przejściowe	—	25 — 40	18 — 27
7	Torfy wysokie .	—	20 — 30	15 — 24

Drenowanie placów, boisk i podwórz wykonuje się gęsto na 5 do 8 m przy głębokości 70 do 80 cm. Zasyпка powinna być wykonana z materiału filtrującego — żużlu lub żwiru.

Sposób obliczania poprawek przedstawia poniższy przykład Gleba:

- 1) warstwa 0 — 0,30 m — rozstawa L_1 15,6 m (wg tabl. 11)
 2) „ 0,30 — 0,50 m — „ L_2 14,8 m
 3) „ 0,50 — 0,90 m — „ L_3 12,5 m F_2O_3 — 4,5%

Opad $O = 500$ mm. Średnia temperatura roczna $t = 8,3^\circ C$
 Spadek $i = 0,002$ tj. 2‰.

Rozstawa poprawiona dla warstwy trzeciej

$L_3 = 12,5 (1 - 2, 0,045) = 0,91, 12,5 = 11,4$ m

Średnia rozstawu (uwarstwienie)

$$L = \frac{0,3 \cdot 15,6 + 0,2 \cdot 14,8 + 0,4}{0,9 + 2 \cdot 0,4} = \frac{21,32}{1,7} = 12,5 \text{ m}$$

TABLICA XIV — Projekt rozstawy drenów dla trwałych użytków zielonych

Lp.	Gleby mineralne A %	Rozstawa m		Gleby błotne, Rozkład torfu wg skali Wallgrena	Głębokość cm	Rozstawa m
		łąki	pastwiska			
1	2	3	4	5	6	7
1	40	15 — 17	13 — 15	Mułowo-torfowe	90 — 100	15 — 20
2	40 — 30	17 — 20	15 — 17	Torfy silnie rozłoż.	90 — 100	15 — 18
3	30 — 20	20 — 25	17 — 20	Torfy dobrze rozłoż.	90 — 100	18 — 21
4	20 — 10	25 — 30	20 — 25	Torfy średnio rozłoż.	100 — 110	21 — 25
5	10	30 — 40	25 — 30	Torfy słabo rozłoż.	100 — 110	25 — 30
6				Torfy nie rozłożone	110 — 120	30 — 40

Spadek terenu 2‰ — dren. podłużne. Rozstawę należy zmniejszyć o 10‰; $L = 0,9 \cdot 12,5 = 11,25$ m.

Poprawka na opad $L_o = 11,25 \frac{600}{500} = 12,3$ m

Poprawka na średn. temp. roczną $L = 12,3 \frac{8,3}{7,5} = 12,9$ m

TABLICA XV — Normy odpływów jednostkowych w 1/sek ha

Instrukcja polska z 1947 r.			Instrukcja NRD z 1950 r.			K o s t i a k o w		
Średnie opady roczne mm	Gleby cięższe zawierające powyżej 30% części spławialnych 0,01 mm	Gleby lżejsze zawierające poniżej 30% części spławialnych	Średnie opady roczne mm	Gleby ciężkie i średnio zwięzłe	Gleby lekkie	Gliny	Gleby średnie	Gleby lekkie
1	2	3	4	5	6	7	8	9
600	0,5	0,6	650	0,40	0,55			
600—750	0,5 — 0,65	0,6 — 0,8	650—750	0,4 — 0,55	0,55 — 0,70	0,3 — 0,5	0,4 — 0,65	0,6 — 0,9
750	0,65 — 0,8	0,8 — 1,0	750	0,55 — 0,70	0,70 — 1,00			

TABLICA XVI — Odpływ w litrach na sek i ha.

(Dla terenów płaskich — opady z kolumny 1 — a dla pagórkowatych z 5)

Opady w mm dla terenów płaskich o spadkach 30°/∞	A — ilość ilu kol. 1/2 ilów pyłowych			Opady w mm dla terenów o dużych spadkach 30%
	Gleby ciężkie A 25%	Gleby średnie 15 A 25%	Gleby lekkie A 15%	
1	2	3	4	5
450				500
500	0,30	0,40	0,50	600
600	0,35	0,45	0,60	700
700	0,40	0,50	0,70	800
800	0,45	0,55	0,80	900
900	0,50	0,60	0,90	1000
1000	0,55	0,65	1,00	1100

Ostatecznie należy przyjąć rozstaw $L = 13$ m.

Poprawki można byłoby odczytywać z wykresów lub tabel, co ułatwiałoby ustalenie rozstawu.

Odpływ wody drenami z 1/s.ha

Liczne obserwacje z wykonanych drenowań wskazują, że odpływy drenami na glebach ciężkich są znikome. Woda płynię tylko po roztopach wiosennych i obfitych deszczach jesiennych, wynoszących ok. 70 mm w ciągu miesiąca. W okresie letnim odpływ drenami następuje przy opadach wyższych od 60 mm w ciągu dekady. Napełnienie drenów w glebach ciężkich zwykle nie przekracza 30%, a w lżejszych 60% przekroju. Jedynie rurociągi prowadzące wody obce ze źródeł i wysięków są stale wypełnione. Przykładem tego może być Minikowo pod Bydgoszczą, gdzie średni opad roczny wynosi 470 mm, a drenami odpływa 1200 mm. Czteroletnie obserwacje S. Solisa z Dresina (13) wykazały, że odpływ drenami wahał się od 10,9 do 29,3‰, wynosząc średnio 20,4‰ opadów rocznych.

Produkcja rurek drenarskich o średnicach większych od 15 cm jest niewystarczająca i ogranicza wykonawstwo, dlatego też zmniejszenie obowiązujących norm odpływu jednostkowego byłoby bardzo pożądane. Instrukcja z 1947 r. zmniejszała odpływy jednostkowe z 0,65‰ 1/s ha na 6,0 (gleby piaszczyste) i 0,5 1/s ha gleby gliniaste), lecz nie jest to wystarczające.

Powyższe zestawienie wskazuje, że normy polskie są najmniej oszczędne i że istnieje możliwość zmniejszenia średnic rurek drenarskich. Najstuszniej byłoby wprowadzić normy Sikorskiego,

kóre ze względów praktycznych zostały uproszczone i zmodyfikowane. Rurociągi ujmujące wody obce należy obliczać na przepływy pomierzone w terenie.

Układ sączków i spadki

Skośny układ sączków należy stosować już powyżej 5‰ spadków terenowych. Drenowanie skośne nie tylko lepiej działa od podłużnego w odwodnieniu, lecz również w chwytności i magazynowaniu wód powierzchniowych. Zmniejszenie spływu powierzchniowego hamując wpływa na przemieszczenie się gleb. Jak wielkie szkody może wyrządzić na dużych spadkach erozja gleb, świadczy o tym praca Hlibowickiego (5), wskazująca, że

TABLICA XVII — Spadki min. i maks. dla rurociągów drenarskich

Gleby	Spadki i prędkości wody	Średnice drenów w cm							
		4	5	7,5	10	12,5	15	17,5	20
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Gliniaste	I min. ‰	4	3	2,5	2	2	2	1,5	1,5
	V m/sek	0,16	0,17	0,21	0,24	0,29	0,34	0,33	0,37
Pyłowe, żelaziste i kuzawki	I min. ‰	—	6	5	4	3	2,5	2	2
	V m/sek	—	0,24	0,30	0,35	0,36	0,38	0,38	0,43
	I maks. ‰	—	—	—	—	—	—	—	—
	V m/sek	30	30	30	25	20	15	12	10
		0,43	0,53	0,74	0,86	0,93	0,93	0,94	0,95

gleby gliniaste uległy wymyciu do głębokości 1 m w ciągu niecałych 30 lat. Tak wielkie zniszczenie staje się groźne nie tylko dla samej gleby, lecz również dla urządzeń drenarskich. Drenowanie może być traktowane jako zabieg przeciwerozrywny, zwłaszcza gdy zostanie zastosowany skośny układ sączków. Konieczne jest również znaczne ograniczenie maksymalnych spadków podłużnych rurociągów ze względu na ich trwałość. Często przyczyną zniszczenia sieci drenarskiej jest podmycie przez wodę podłoża rurociągów, co spotyka się głównie przy zbyt dużych spadkach, zwłaszcza na glebach pylistych. Z tych względów w nowej instrukcji należy ograniczyć największe spadki rurociągów o 94‰ (dla 5 cm) na 30‰.

Zwiększenie najmniejszych spadków rurociągów w porównaniu z instrukcją z 1947 r. staje się niezbędne, wskutek pogorszenia się jakości drenów. Raczej należy dopuścić do spłycenia rurociągów, niż do zmniejszenia spadków i w wyniku tego — zamulenia.

Drenowanie niesystematyczne (częściowe)

Instrukcja z 1947 r. zaledwie wspomina o drenowaniach niesystematycznych, zalecając dla nich, przy ujęciu wód naporowych, zwiększenie głębokości do 125 — 150 cm. Instrukcja nie-

miecka rozróżnia drenowania całkowite, stopniowe i częściowe. Dla stopniowych projekt powinien być tak opracowany, jak i dla całkowitych, z tym, że roboty rozpoczyna się od pól najbardziej zawilgoconych, a resztę wykonuje się stopniowo — w miarę potrzeby. Zbieracze oblicza się na odpływy z całego działu. Drenowania częściowe służą do odwodnienia lokalnych zawilgoceń i ujęcia źródeł i wysięków. W Polsce gleby lekkie stanowią 2/3 gruntów ornych. Są one w znacznej części wadliwe i wymagają melioracji. Drenowanie całkowite może tu być nieopłacalne, a odwodnienie rowami posiada zbyt wiele wad, aby można je było polecać. Wydaje się, że gleby o małej zawartości najdrobniejszych frakcji ($A = 15\%$) powinny być z reguły drenowane niesystematycznie, zwłaszcza na spadkach większych od 10‰. Prawidłowe ujęcie obcych wód i odwodnienie najwilgotniejszych terenów (sápów) może okazać się znacznie tańsze od odwodnienia rowami i zupełnie wystarczające dla intensywnej gospodarki rolnej.

Opracowanie projektów drenowań niesystematycznych wymaga jednak dokładniejszych ekspertyz i oznaczania stopnia uwilgotnienia gleb na planach. Dużą rolę mogą tu mieć umiędzynarodowione wywiady wśród zainteresowanych rolników. Głębokość drenowania należałoby przyjąć o 10 cm większą, niż to podaje tablica III. Bardzo trudne jest tu ustalenie odpływów jednostkowych, na które należałoby obliczyć zbieracze. Przyjęcie odpływów zgodnie z tablicą XVI dla całego obszaru działu byłoby zbyt kosztowne, a nawet szkodliwe ze względu na małe szybkości i możliwość zamulania. Wydaje się, że obszar odwodniany można byłoby otrzymać jako iloczyn długości i rozstawy równej 25 m. W znacznej ilości wypadków drenowanie niesystematyczne mogłoby być projektowane bezpośrednio w terenie przez wytyczenie i zaniwelowanie rurociągów i to w okresach występowania wyraźnego zawilgocenia gruntu, a więc wiosną i po większych deszczach.

Wprowadzenie drenowań niesystematycznych jednocześnie z odwodnieniem powierzchniowym wg wskazań Korzybskiego względnie Szaumiana będzie wymagało przełamania pewnych trudności, niemniej jest to konieczne ze względu na możliwość osiągnięcia dużych oszczędności.

Przedstawione w referacie zagadnienia nie wyczerpują potrzeb techniki drenarskiej i dlatego niezbędna jest wnikliwa dyskusja, która dałaby podstawę do opracowania nowej instrukcji.

LITERATURA

1. Abramow S. — „Typowe konstrukcje i obliczenia urządzeń drenarskich” — 19 (tłumaczenie).
2. Bac St. — „Zasady drenowania” — 1949.
3. Bassalik K. — „Gospodarka wodna roślin” — 1955.
4. Dränanweisung — Z 1941 i 1950.
5. Hlibowicki — Roczniki Nauk Rolniczych, tom 71 z 1955 r.
6. Janert H. — „Mechanizacja robót drenarskich” — 1952 (tłumaczenie).
7. Kolliis Wl. — „Gruntoznawstwo” Przew. Bud. W — Mel. 1955.
8. Kostiakow A. K. — „Osnowy melioracji” 1951.
9. Mikłaszewski St. — „Gleby Polskie” 1930.
10. Musierowicz A. — „Gleboznawstwo ogólne” — 1951.
11. Pieniążek Sz. — „Sadownictwo” —
12. Skotnicki Cz. — „Drenowanie” — 1923.
13. Solis E. — „Odwodnienie pól drenowanych”... G. W. Nr 10, 1948.
14. Szklarz W. — „Rozwój korzeni w związku z uwilgotnieniem gleb”... Postępy Nauk Roln. Nr 1 — 1956 r.
15. Tomaszewski J. — „Gleby łkowe”.
16. Zakaszewski Cz. — „Melioracje rolne” — 1948.

Z-ca profesora INŻ. ADAM RADZIKOWSKI

Politechnika Szczecińska

Czy system Janerta rozwiązuje problem zmechanizowania prac drenarskich?

Przeczytawszy artykuł inż. Zakrzewskiego, umieszczony w majowym numerze „Gospodarki Wodnej”, omawiający tzw. „Mechaniczny drenaz systemu Janerta” chciałbym w trybie dyskusji rozczarować entuzjastów tego nowego rozwiązania mechanizacji prac drenarskich. Nim przystąpię do próby analizy tego zagadnienia — nieco historii: prof. Janert pracuje nad tym problemem co najmniej od 1937 r. — po 1953 r. wykorzystał pomysły Sacka z 1933 r., Poppeldorfera i inż. Kortha z 1953 r., z których pierwszy zastosował kanałki umocnione taśmą stalową, drugi zaproponował połączenie pługa kreciego z trwałą spiralną obudową kanałki kreciego, zaś trzeci podał w 1953 r. sposób mechanicznego formowania rurki z taśmy winidurowej przez podgrzewanie na bolcu formującym. Problemem przydatności propozycji Janerta zajmowali się kolejno

fachowcy tej miary co zmarły niedawno prof. Zunker, prof. Kalweit, prof. Reinecke, dr Hoffmann, dr Olbertz, dr Kramer i inni. Z wyjątkiem dr Hoffmanna — resztą współpracownika prof. Janerta, wszyscy wypowiadają się albo z wielką rezerwą na temat tego pomysłu (Kalweit, Reinecke), względnie negują wyraźnie jego wartość (Zunker).

Przypomnę założenia tego pomysłu:

- stosuje się prawie pełną mechanizację robót ziemnych i układanie sączków, gdyż tylko podłączenia ze zbieraczami i same zbieracze muszą być układane ręcznie;
- umocnienie wyoranego pługi kanałki następuje przez wprowadzenie w grunt taśmy z winiduru, uformowanej w kształt otwartej z dołu rurki;

- podłączenie do zwykłych ceramicznych zbieraczy następuje przez specjalne kształtki ceramiczne;
- głębokość założenia rurki 50—80 cm, rozstawa 2—5 m. Średnica rurki 35 mm.

Spróbujemy zestawzić zalety i wady tego systemu.

- Zalety: Prawie pełna mechanizacja wykopu, układania rur i zasypywania, a więc uwolnienie człowieka od ciężkiej i trudnej pracy fizycznej w wąskim wykopie i błocie oraz możliwość obniżenia kosztów tych robót ziemnych przez mechanizację;
- otrzymuje się ciągle sztywny przewód, nie zapadający się i nie posiadający poprzecznych szczelin, przez który od góry następuje zarastanie rurek;
- szczelina denna jest dwa razy dłuższa od trzech szczelin poprzecznych, przypadających na 1 mb sączka z rurek glinianych;
- przez włączenie boczne do zbieraczy unika się natleniania wody i przez to zmniejsza się niebezpieczeństwo osadzania tlenków żelaza;
- płytsze ułożenie rurek nie powoduje wyczerpywania wody z niższych części depresji;
- dzięki mechanizacji można zakładać dreny nawet w zimie co może obniżyć koszty amortyzacji drogiego sprzętu, przyspieszyć roboty melioracyjne i poprawić ich wskaźniki sezonowości;
- W sumie odnosi się wrażenie, że mamy do czynienia z nowoczesnym, progresywnym systemem drenarskim. Wrażenie to upada dopiero po zapoznaniu się z wadami tego systemu.

Wady: skomplikowany charakter pługa, a specjalnie podgrzewacza, wymaga wysokokwalifikowanej obsługi i pieczołowitej eksploatacji;

- duży ciężar pługa (5,6 t) utrudnia jego transport drogą kołową, a powolny bieg własny (2 km/godz.) przedłuża czas przejazdu na miejsce pracy;
- skomplikowany system wizjera utrudnia w terenie o urozmaiconej rzeźbie ułożenie drenu według projektowanego spadku co przy bardzo małej średnicy rurek (35 mm) może spowodować fałszywe spadki i wadliwe funkcjonowanie drenażu;
- pług wymaga trzech silników o łącznej mocy 42 KM przy zużyciu 10—12 l/godz. reglamentowanej benzyny;
- materiał, z którego ma się formować rurki tzn. taśma winidurowa jest materiałem wysoce deficytowym i bardzo drogim (cena 17,23 zł/kg), a według prof. Zunkera powinna ona posiadać grubość 2 mm aby była dostatecznie wytrzymała, ponadto jest chętnie atakowana przez gryzonie (np. myszy polne).

Wskutek umieszczenia szczeliny podłużnej u dołu rurki, zatopionej zresztą wodą czy rozwodnionym gruntem, zamyka się drogę swobodnej cyrkulacji powietrza bogatego w tlen, co wpływa niekorzystnie na warunki rozwojowe roślin. Zachodzi obawa, że wobec płytkiego założenia bardzo delikatnych i nie stanowiących zamkniętej rurki sączków, może nastąpić w czasie obróbki mechanicznej ciągnikami zgniecenie tych sączków, lub co najmniej wgniecenie szczeliny dennej w rozwodniony grunt, a tym samym zamulenie sączka i jego zamknięcie dla wody. Ze względu na małą rozstawę (3—5 mm) i małą głębokość założenia sączków (50—80 cm) nie można tego drenażu stosować w ogrodach i sadach. Decydującą wadą tego systemu jest jednak jego cena.

Poniżej będę usiłował podać analizę pewnych elementów kosztów drenażu systemu Janerta i systemu konwencjonalnego — ceramicznego. Z rozważania eliminuję koszty urządzeń placu budowy, koszty zbieraczy i wylotów drenowych oraz wszystkich elementów powtarzających się w obu systemach, jak również nakłady, koszty ogólne i inne wspólne obu systemom.

Założenia dla obu systemów są:
dla systemu Janerta: głębokość założenia sączków 60 cm, odstęp 4,00 m. Grunt II kat. zawilżony.
dla systemu konwencjonalnego: głębokość założenia sączków 1,20 m, odstęp 15 m. Grunt II kat. zawilżony.

Pozycje rozważane dzielą się na 4 grupy:

1. wykop z zasypianiem rowku drenowego,
2. układanie sączków drenowych,

3. koszt zwózki rurek.

4. koszty rurek.

Dla systemu Janerta będzie:

Grupa 1 i 2. Cena pługa przyjmując na około 200 000 zł, amortyzacja w 5 latach, koszt amortyzacji około	95.—zł/godz. pracy
benzyny i smarów około	54.— „ „
obsługi	6.70 „ „

Razem 155.70 zł/godz. (pracy)

Przy wydajności 300 mb/godz. wypadnie

Grupa 3 i 4. Cena winiduru 17.23 zł/kg

Taśma winidurowa grub. 2 mm o wadze

2,80 kg/m², szerokości 13 cm

0.13 • 2,80 • 17,23

6.30 zł/mb

Razem 6.82 zł/mb

Przy odstepie drenów 4,00 m będzie ich 2 500 mb/ha, a więc na 1 ha wypadną koszty grupy 1 — 4 razem 2 500 • 6,82 zł/mb = 17,050 zł/ha.

Dla systemu konwencjonalnego:

Grupa 1 — wykop wraz z zasypem	1,20 zł/mb
Grupa 2 — ułożenie sączków $\oplus$ 5 cm	0,80 „
Grupa 3 — zwózka sączków	0,10 „
Grupa 4 — zakup rurek	0,89 „

Razem 2,49 zł/mb

przy odstepie drenu 15,00 m będzie ciągów 666 mb/ha, a więc na 1 ha wypadną koszty grupy 1 — 4 razem 666 • 2,49 zł/mb = 1 660 zł/ha.

Przy zastosowaniu mechanizacji wykopu rowów i ich zasypu np. przez użycie koparki rowów typu VEB Maschinenbau Nordhausen, kopiącej do 370 mb/godz. rowu o głębokości 1,10—1,20 oraz spychacza do zasypywania rowów i przy ręcznym układaniu sączków uzyskamy koszt robót ziemnych rzędu 0,92 zł/mb czyli

grupa 1 — wykop z zasypem	0,92 zł/godz.
grupa 2 — układanie ręczne rurek $\oplus$ 5 cm	0,32 „
grupa 3 — zwózka sączków na odległość do 6 km	0,10 zł/mb
grupa 4 — zakup rurek $\oplus$ 5 cm	0,89 „

Razem 2,21 zł/mb

a więc na 1 ha wypadną koszty grupy 1—4 razem 666 • 2,21 zł/mb = 1 470 zł/ha

a więc prawie 12 razy taniej od systemu Janerta.

Wnioski

Nie należy przeczyć, że po znalezieniu taniego i przydatnego materiału na taśmę formującą dren (np. z tkaniny szklanej, bituminiowanej) mógłby ten system konkurować z innymi, nawet półmechanicznymi sposobami drenowania.

Osobny rozdział stanowi możliwość zastosowania tego systemu do nawadniania ściekami miejskimi, aczkolwiek i tu spotyka się Janert z ostrą kontrowersją ze strony specjalistów tej miary co Zunker, Kramer i inni. Do tego zagadnienia postaram się jednak powrócić przy innej okazji.

LITERATURA

1. Prof. dr H. Janert — „Der Greitswalder Rohrpfählung und seine Arbeitsweise“ Wasserwirtschaft — Wassertechnik. 4/55.
2. Prof. dr H. Janert — inne prace. Wasserwirtschaft — Wassertechnik nr 2/1952, 6/54, 8/55, 9/55, 11/55, 12/55.
3. Dr. Kramer — „Fachausschuss — Mechanisierung der Meliorationsarbeiten“ — Wasserwirtschaft — Wassertechnik. 7/55.
4. Dr. Kramer — „Gedanken zur Untergrundbewässerung“ Wasserwirtschaft — Wassertechnik. 7/55, 12/55.
5. K. H. Mauthe — „Möglichkeiten der Mechanisierung im Bau von handverlegten Rohrleitungen“. Wasserwirtschaft — Wassertechnik. 8/55.
6. Ing. G. Riempp — „Rohrgrabenbagger — ein Beitrag zur Mechanisierung der Wasserversorgung“. Wasserwirtschaft — Wassertechnik. 1/56.
7. Prof. dr H. Reinecke — „Wasserwirtschaft und Landwirtschaft“ Wasserwirtschaft — Wassertechnik. 11/55.
8. Inż. I. Zakrzewski — „Greisfaldzki pług do rurkowego drenowania taśmą“ Gospodarka Wodna 5/56.
9. Prof. dr Zunker oraz inne prace — „Schlusswort zur Untergrundbewässerung“ Wasserwirtschaft — Wassertechnik. 8/55, 10/55, 12/55, 1/56.

Rzeczową i szeroką dyskusją

przyczynimy się do postępu technicznego

INŻ. WŁADYSŁAW ŁABUĆ

Platy absorpcyjne przy wykonywaniu betonu hydrotechnicznego

Czas pracy i stan betonowych budowli hydrotechnicznych w dużym stopniu zależy od środowiska, w którym budowla pracuje, od jakości i wytrzymałości warstw powierzchniowych betonu oraz od odporności tych warstw na uszkodzenia mechaniczne i na wpływy atmosferyczne.

Intensywna korozja powierzchni betonowych następuje na skutek mechanicznego oddziaływania czynników zewnętrznych jak wody płynącej, spadającej, falującej, poruszającego się rumowiska, wypłukiwania cząsteczek łepiszcza przez wodę przenikającą przez masyw budowli, wreszcie na skutek chemicznego oddziaływania wody agresywnej na składniki betonu.

Powstawanie na powierzchni betonu lub w jej bezpośrednim sąsiedztwie próżni w postaci pęcherzyków powietrznych, pęknięć włoskowatych itp. defektów znakomicie ułatwia i przyspiesza korozję.

Powierzchnie, na których przy oględzinach zewnętrznych bezpośrednio po rozdeskowaniu nie widać tak zwanych raków i które wydają się gładkie — w rzeczywistości posiadają pewną ilość próżni powietrznych, przykrytych cienkimi błonami zaprawy. Próżnię tę łatwo zaobserwować gdy poddamy powierzchnię obróbce stalowymi szczotkami lub szlifowaniu.

Zjawiska fizyko-chemicznej korozji betonu i różne sposoby zabezpieczania betonu przed korozją omawiane były na łamach „Gospodarki Wodnej”.¹⁾

Stosowanie wibrowania przy układaniu betonu polepsza jego jakość, umożliwiając wbudowywanie mało plastycznego betonu. Jednakże, jak to wykazują badania laboratoriów naukowych, przy wibrowaniu nie da się uniknąć pewnej ilości próżni powietrznych w pobliżu powierzchni zewnętrznej, będących skutkiem gromadzenia się w pobliżu deskowania pewnego nadmiaru wody chemicznie nie związanej z cementem. Zjawiska zachodzące w betonie przy wibrowaniu szczegółowo opisane zostały w artykule inż. S. Iwanickiego.²⁾

Przy wibrowaniu przez deskowanie lub przy zastosowaniu wibratora wlewnego, znajdującego się w pobliżu wewnętrznej strony deskowania, następuje takie zjawisko, że sprężysta i wodoszczelna ściana deskowania stanowi jak gdyby membranę i wykonuje pracę podobną do pracy pompy, co powoduje wysysanie wody z masy betonowej i gromadzenie jej w warstwach powierzchniowych betonu, przylegających do deskowania. W tym przypadku warstwy powierzchniowe budowli betonowej będą posiadały obniżoną wytrzymałość jak i obniżoną odporność na korozję, gdyż będą wykonane z betonu o współczynniku wodno-cementowym wyższym niż pozostały beton.

Wpływ deskowania jako membrany przy wibrowaniu był przedmiotem badań Instytutu Naukowo-Badawczego dla budownictwa „Minmaszstroja” w Związku Radzieckim i badania te ustaliły, że w przypadku gdy współczynnik wodno-cementowy dla danej masy betonowej wynosił 0,65, to po jej zwibrowaniu w środku formy obniżał się on do 0,61 natomiast w pobliżu deskowania wzrastał nawet do 0,72. W ten sposób zawartość wody w warstwach zewnętrznych betonu wzrastała średnio o 18%³⁾

Gniazda powietrzne na powierzchniach betonowych nie tylko psują wygląd zewnętrzny budowli, ale będąc przykryte tylko cienkimi błonami zaprawy z biegiem czasu się otwierają i w większości wypadków stanowią pozycję wyjściową dla poważnych uszkodzeń budowli.

W świetle tych rozważań wyraźnie występuje konieczność zastosowania środków zmierzających do polepszenia istniejącego stanu rzeczy. Środkami tymi, poza domieszkami do betonu wiążącymi wodę, są odpowietrzanie (wakuowanie) betonu oraz różnego rodzaju wodochłonne poszycia wewnętrznej strony deskowania, które byłyby zdolne absorbować (wchłaniać) zbędną wodę z przylegającej do deskowania warstwy betonu w czasie układania

i wibrowania masy betonowej. Poszycia tego rodzaju znane są pod nazwą płyt absorpcyjnych. Przy tym sposobie normalne wykonywanie budowli betonowych utrudnione zostaje tylko czynnością umocowania wodochłonnych płyt na wewnętrznych ścianach deskowania. Jest to utrudnienie wykonawstwa bardzo nieskomplikowane, przy którym łatwiej i taniej niż przy zastosowaniu innych metod uzyskuje się podniesienie jakości zewnętrznych warstw betonu. W odróżnieniu od tego, na przykład przy zastosowaniu metody odpowietrzania, powstają poważne komplikacje dla wykonawstwa, gdyż w tym wypadku niezbędne jest posiadanie specjalnych urządzeń i instalacji, które nie są jeszcze u nas w kraju produkowane w skali przemysłowej. Poza tym przy stosowaniu odpowietrzania powstają pewne trudności natury organizacyjnej, jak też i specjalne utrudnienia przy wykonawstwie betonów w okresie zimowym.

Przytoczone okoliczności przemawiają na korzyść stosowania u nas w dobie obecnej raczej nieco mniej efektywnej metody płyt absorpcyjnych dla polepszenia jakości zewnętrznych warstw betonu niż metody wakuowania.

Duże doświadczenie w tej dziedzinie osiągnięto w Związku Radzieckim, jak też i w St. Zj. A. P. stosując różnego rodzaju materiały jako poszycia wodochłonne szalowań. Należy stwierdzić, opierając się na dostępnej literaturze technicznej, że wyniki uzyskane w Związku Radzieckim są technicznie biorąc lepsze niż wyniki doświadczalne Amerykanów. Prześledzimy prace nad zagadnieniem płyt absorpcyjnych w porządku chronologicznym. Zasada usuwania nadmiaru wody ze świeżo ułożonego betonu, dla polepszenia jakości jego powierzchni, znana była od dawna.

W 1955 r. przy wznoszeniu budynku kalifornijskiej wystawy drzew owocowych wewnętrzne powierzchnie nośnej konstrukcji betonowej wykonane zostały w szalowaniu wyłożonym wewnątrz płytami „Celotex”. Otrzymane w ten sposób powierzchnie betonowe nie wymagały żadnego zacierania czy też innej obróbki i posiadały doskonałą strukturę betonu całkowicie pozbawioną powierzchniowych raków i próżni. Płyty „Celotex” są wykonane z włókien drzewnych i były dotąd używane jako płyty izolacyjne. Podobny wynik otrzymano także przy poszyciu szalowań płytami „Celotex” przy budowie pasażerskiego dworca kolejowego w Los Angeles.

W 1939 r. w laboratorium w Denver (St. Zj. A. P.) wypróbowano zastosowanie, jako płyt absorpcyjnych, całego szeregu płyt izolacyjnych wykonanych z porowatych wodochłonnych materiałów a więc z włókien drzewnych, słomy i trzciny. Przy stosowaniu tych płyt powstały trudności z oddzieleniem ich od stwardniałych powierzchni betonowych. Trudności te zostały pokonane przez zastosowanie merli na powierzchniach płyt absorpcyjnych. Powierzchnie betonowe otrzymano bez próżni, o dobrym wyglądzie zewnętrznym i szczernej strukturze. Merla łatwo odstawała od powierzchni betonowych.

Przedsiębiorstwa przeprowadzające dalsze badania potrafiły wyprodukować płyty nie wymagające stosowania merli. Płyty te praktycznie biorąc całkowicie usuwały możliwości tworzenia się próżni, raków i pochłaniały z powierzchni betonu większą część wolnej, chemicznie nie związanej wody. Laboratorijne doświadczenia trwałości (długowieczności) betonu oraz jego odporności na zamarzanie wykonano przez poddawanie próbek o wymiarach 22,5 × 22,5 × 7,5 cm działaniu zmiennych temperatur. Próbkę wykonywane były z zastosowaniem płyt absorpcyjnych oraz w zwykłych formach i wyniki badań nad tymi dwoma rodzajami próbek porównywano.

TABLICA I

Ilość cykli	10	20	30	40	50	60
Strata ciężaru w %	0,5	1,7	8,2	17,8	22,6	37

Wyniki otrzymano następujące:

1. Badania trwałości (długowieczności) przeprowadzono poddając próbki kolejnemu zamarzaniu i odtajaniu. Dla próbki wykonanej w zwykłym drewnianym szalowaniu otrzymano wyniki podane w tablicy I.

¹⁾ Patrz artykuł inż. R. Jasiewicza „Ochrona betonu hydrotechnicznego przed korozją. „Gospodarka Wodna” nr 9/54.

²⁾ Wibrowanie betonu w budowach hydrotechnicznych — skutki techniczne i ekonomiczne. „Gospodarka Wodna” nr 5/54.

³⁾ Gidrotechničeskoe stroitelstwo nr 6 z 1951 r. Moskwin i Jakub. Wpływ deskowania na cechy zewnętrznych warstw betonu.

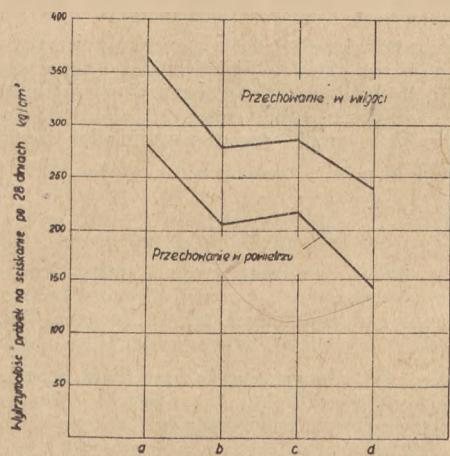
Próbka zaś wykonana w szalowaniu przy zastosowaniu płyty absorpcyjnej nie wykazała żadnej straty ciężaru nawet po 70 cyklach zamrażania i odtaiania.

2. Badania odporności na zmianę temperatur przeprowadzono dla podobnie wykonanych dwóch rodzajów próbek przez wystawienie ich na operację słoneczną i codziennie w południe polewano je lodową wodą. Po 12 takich polaniach wodą próbka wykonana w zwykłym szalowaniu posiadała dużą ilość włoskowatych pęknięć, próbka zaś wykonana przy zastosowaniu płyt absorpcyjnych wcale nie pękała.
3. Badania makroskopowe wykazały po przepiłowaniu próbki wykonanej przy użyciu płyt absorpcyjnych, że zewnętrzna warstwa betonu jest szczelna, twarda i pozbawiona próżni. Próbkę wykonaną w zwykłym deskowaniu tych dodatkowych cech nie posiadały.

Uzyskane w laboratorium w Denver wyniki zostały następnie sprawdzone w skali wykonawstwa przy budowie zapory Grand Coulee. Na budowie tej zbadano 900 m² płyt absorpcyjnych różnych systemów, wyprodukowanych przez szereg przedsiębiorstw i chronionych zastrzeżeniami patentowymi. Badania te dały pozytywne wyniki, gdyż zastosowanie płyt absorpcyjnych spowodowało znaczne zmniejszenie ilości próżni powietrznych w stosunku do ich ilości w betonie wykonanym w sposób zwykły. Płyty absorpcyjne dały możliwość uzyskania gładkich powierzchni o estetycznym wyglądzie i nie wymagających zacierania lub jakiegokolwiek obróbki. Twardość warstw zewnętrznych zbadana przez drapanie, szlifowanie oraz sposobem Brinelle'a okazała się znacznie większa niż przy zastosowaniu zwykłych deskowań.

Wyniki uzyskane przy budowie tej zapory okazały się tak zadowalające, że w warunkach technicznych dla budowy dalszych zapór jak Parker, Chasta i na wszystkich większych budowlach zarządzane zostało zastosowanie poszycia absorpcyjnego.

Podczas budowy zapory Kentucky były przeprowadzone badania polowe i laboratoryjne nad trzema rodzajami materiałów absorpcyjnych. Doświadczenia przeprowadzono z przeróbkami o wymiarach 25 × 25 × 25 cm. Część próbek przechowywano w ciągu 28 dni na powietrzu tj. po usunięciu zwykłego deskowania, drugą część zaś w wilgotnym środowisku przez pozostawienie płyt



Rys. 1. Wytrzymałość próbek, wykonanych z zastosowaniem poszycia absorpcyjnego różnych rodzajów (a, b, c) oraz w zwykłym drewnianym szalowaniu (d)

absorpcyjnych na wykonanych próbkach. Doświadczenia wykazały, że próbki wykonane przy zastosowaniu płyt absorpcyjnych posiadały większą wytrzymałość na ściskanie niż próbki wykonane w drewnianym szalowaniu (rys. 1). Zwiększenie wytrzymałości na ściskanie osiągnięto od 15 do 98%, w zależności od rodzaju materiału absorpcyjnego (rys. 2). Próbkę przechowywaną na powietrzu wykazały we wszystkich wypadkach mniejszą wytrzymałość niż próbki przechowywane w wilgotnym środowisku. Wytrzymałość próbek wykonanych przy zastosowaniu poszycia absorpcyjnego i przechowywanych na powietrzu wynosi 80 — 88% w porównaniu do tych samych próbek, lecz przechowywanych w wilgotnym środowisku. Próbkę wykonaną w zwykłym drewnianym formach przechowywaną na powietrzu wykazały zaledwie 66% wytrzymałości identycznych próbek przechowywanych w wilgotnym środowisku.

Badania porowatości powierzchni betonowych wykazały, że powierzchnie betonowe wykonane przy zastosowaniu poszycia absorpcyjnego po polaniu ich wodą pozostają mokre przez długi

okres czasu, wówczas gdy powierzchnie uzyskane z drewnianego szalowania przy tej próbie wysychają już po upływie 5 minut — co wskazuje na znaczną porowatość tych powierzchni.

Przy budowie zapory Kentucky zastosowano około 18600 m² płyt absorpcyjnych dla wszystkich zewnętrznych powierzchni betonowych z wyjątkiem, ma się rozumieć, powierzchni poziomych, dla których zastosowanie absorpcji jest niemożliwe wobec braku hydrostatycznego ciśnienia betonu.

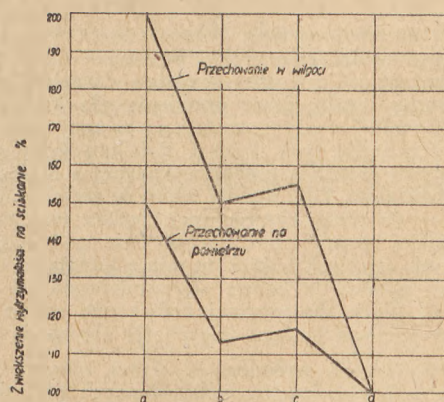
W St. Zj. A. P. oprócz płyt wykonanych z włókien drzewnych jak Celotex, Certex i innych są w użyciu płyty absorpcyjne znane w handlu pod marką „Hydron”. Są to arkusze wielowarstwowego papieru z lekką sklejoną o grubości 1,6 mm. Doświadczenia wykonane z arkuszami „Hydronu”, zastosowanymi jako płyty absorpcyjne, dały wyniki podobne jak i doświadczenia z płytami wykonanymi z włókien drzewnych; pochłanianie wody przez tego rodzaju płyty absorpcyjne sięga w głąb betonu do 7,5 cm. Badania i doświadczenia przeprowadzone w tym samym czasie w Związku Radzieckim doprowadziły do lepszych jeszcze wyników, gdyż wyprodukowano tam płyty absorpcyjne, których zdolności wodochłonne sięgają w głąb betonu do 10 — 12 cm.

W laboratorium badań hydrotechnicznych (W. N. I. I. G.) wykonane zostały z włókien drzewnych płyty absorpcyjne podobne do naszych płyt pilśniowych o grubości 10 mm, które poddane zostały doświadczeniom i badaniom. Na podstawie tych badań opracowano warunki techniczne produkcji płyt absorpcyjnych oraz wskazówki wykonawstwa robót betonowych z zastosowaniem absorpcji. W dobrej obecnej wyrażnie już ustalono wpływ na poprawę właściwości fizyczno-technicznych zapraw i betonu powodowane przez absorbowanie chemiczne niezwiązanej wody. Badania wykazały powiększenie: wytrzymałości odwadnianego betonu przeciętnie do 50%, wytrzymałości na powierzchniach styku z absorpcyjnym poszyciem do 100%, zwiększenie wodoszczelności oraz zwiększenie mrozoodporności dwu do trzykrotnie.

Najważniejszym zagadnieniem jest sprawa jak głęboko do wnętrza betonu sięga absorpcyjny wpływ wodochłonnego poszycia deskowań, który powoduje tak znaczne polepszenie jakości betonu. Od ustalenia grubości ulepszonej warstwy betonu, stanowiącej jak gdyby pancerz budowli (bardziej zwarty wodoszczelny i bardziej mrozoodporny niż pozostała masa betonu) zależy dokładność ustalenia polepszenia jakości całej budowli oraz zależy możliwość obniżenia marki betonu.

Doświadczenia wykazały znaczną głębokość absorpcyjnego wpływu wyprodukowanych płyt, co zostało sprawdzone trzema metodami.

1. Metoda określania ciężaru wody, pochłanianej przez płytę absorpcyjną — oparta jest na założeniu, że masa betonowa z każdej jednostki objętościowej oddaje płycie wodochłonnej określoną ilość wolnej wody w zależności od gatunku (rodzaju) płyty i w zależności od odległości od niej. W miarę wzrostu długości próbki świeżej masy betonowej w kierunku prostopadłym do płyty absorpcyjnej, ilość sumarycz-



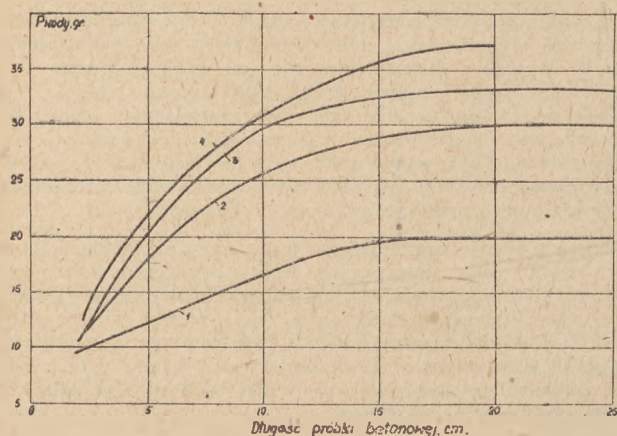
Rys. 2. Zwiększenie wytrzymałości na ściskanie próbek wykonanych z zastosowaniem poszycia absorpcyjnego (a, b, c) w stosunku do próbek wykonanych w zwykłym szalowaniu drewnianym (d)

nie wchłoniętej przez płytę absorpcyjną wody będzie stale wzrastała, aż do długości, przy której absorpcyjne działanie płyty zaniknie. Dalsze wydłużanie próbki świeżej masy betonowej nie spowoduje już zwiększenia ilości wchłanianej przez płytę wody.

W wyniku więc — powiększając stopniowo długość próbki ze świeżej masy betonowej i ustalając granicę przerywania powiększenia się wchłanianej wody przez płytę — można określić głębokość jej absorpcyjnego wpływu.

Doświadczenie przeprowadza się w sposób następujący: wykonuje się szereg próbek betonowych w postaci prostopadłościanów o jednakowym przekroju poprzecznym, lecz o zmiennej długości. Pionowa szczytowa ściana deskowania próbki zaopatrzona jest w płytę absorpcyjną, długości próbek w kierunku prostopadłym do ściany są zmienne, a więc 5, 10, 15, 20, 25 cm. Po zabetonowaniu i zwirowaniu próbek na stole wibracyjnym i po zakończeniu wiązania próbki rozbiera się formy, oddziela się płyty absorpcyjne i poddaje się je zważeniu.

Na rys. 3 podany jest wykres zależności pochłoniętej przez płytę absorpcyjną wody od długości próbki betonowej (rys. 3). Z wykresu wynika, że począwszy od długości próbki pomiędzy 12 i 18 cm (dla różnych marek betonu), krzywe zbliżają się do kierunku poziomego, tj. powiększanie ciężaru wchłoniętej, przez płytę absorpcyjną wody o stanie 100% leży w przedziale 12 — 18 cm długości próbki. Początek więc tego przedziału tj. 12 cm należy przyjąć jako głębokość zasięgu wpływu badanej płyty absorpcyjnej.



Rys. 3. Ilość wody pochłoniętej przez płytę absorpcyjną w zależności od długości próbki betonowej. 1 — doświadczenie nr 1, 2 — krzywa średnich wielkości, 3 — doświadczenie nr 2, 4 — doświadczenie nr 3

2. Metoda określania ciężaru swobodnej wody pozostałej w masie betonowej poddanej absorpcji.

Wyobraźmy sobie dwie próbki w postaci prostopadłościanów o wysokości 20 cm, z których jedna (badana) wykonana jest przy zastosowaniu płyty absorpcyjnej, druga zaś wykonana w sposób zwykły. Każda z płytek podzielona jest za pomocą poziomych siatek drucianych na 10 części płaszczyznami równoległymi do płyty absorpcyjnej ułożonej na dnie deskowania próbki. Siatki te pozwolą na łatwe rozdzielenie próbki betonowej na płytki grubości 2 cm. Głębokość zasięgu absorpcyjnego działania płyty wodochłonnej można ustalić przez określenie dla każdej betonowej płytki ilości wolnej wody pozostającej w niej po stwardnieniu betonu i porównania tych ilości z ilościami wody pozostającej w odpowiednich częściach próbki wykonanej z nieabsorbowanego betonu. Jednostkowa ilość wolnej wody w części badanej próbki przylegającej do płyty absorpcyjnej, będzie mniejsza niż ilość wody w takiej samej części próbki nie poddanej absorpcji. W następnych częściach próbek w miarę oddalania się od płyty absorpcyjnej różnica ta będzie się zmniejszała, aż w pewnym oddaleniu od płyty absorpcyjnej będzie ona równa zero — co wskaże nam wielkość zasięgu (głębokość) absorpcji.

Szereg doświadczeń wykonanych wyżej opisaną metodą dowiodł, że absorpcyjny wpływ wodochłonnych płyt sięga poprzez całą próbkę tj. na głębokość 20 cm. Jednakże zwiększenie szczelności betonu spowodowane przez zastosowanie płyty absorpcyjnej wykazuje zasięg tylko na głębokości 10—12 cm, co zostało sprawdzone za pomocą następującej metody.

3. Metoda określania zasięgu na podstawie ciężaru objętościowego.

Płyty absorpcyjne wpływają na zmniejszenie współczynnika wodno-cementowego o 0,5—70%. Jednakże takie stosunkowo nie-

znaczne zmniejszenie współczynnika nie może tłumaczyć wzrostu wytrzymałości betonu sięgającego 40—50%. Ten znaczny wzrost wytrzymałości odwodnionego betonu tłumaczy się także przez powstawanie i innych zjawisk, wśród których jednym z najważniejszych jest wpływ procesów kapilarnych. Wysysanie wody przez płytę absorpcyjną powoduje tworzenie się w zaprawie kapilarnych menisków do zmniejszania swych powierzchni, powstają siły działające na ciecz w sposób ssący zaś na ścianki mikropor w sposób ścisający. Siły te właśnie zmuszają stałe cząstki materiału do zbliżania się do siebie, skutkiem czego zaprawa (beton) poddany działaniu absorpcji uzyskuje większy ciężar objętościowy. Określając więc ciężary objętościowe poszczególnych części próbek absorbowanego i zwykłego betonu odcinanych równolegle do płyty absorpcyjnej można sprawdzić wielkość (głębokość) zasięgu absorpcji. Jasne jest, że ciężar objętościowy części próbki przylegającej do płyty absorpcyjnej będzie większy niż ciężar odpowiadającej próbki betonu nie odwodnionego i zmniejszenie się tej różnicy do zera wskaże nam poszukiwaną wielkość zasięgu absorpcji.

Głębokość zasięgu absorpcji płyt stosowanych w Związku Radzieckim sprawdzona tą trzecią metodą określa ten zasięg w granicach 10—12 cm.

W Związku Radzieckim zbadane zostały różnego rodzaju płyty absorpcyjne wykonane z włókien drzewnych oraz z tektury. Prócz tego zbadano tam laboratoryjnie i zastosowano na dużym obiekcie hydrotechnicznym inny ciekawy sposób usunięcia z masy betonowej wolnej, chemicznie nie związanej wody, mianowicie drenujące okładziny deskowań.

Drenującą okładzinę deskowań stosuje się w tym samym celu co płyty absorpcyjne to jest dla polepszenia jakości zewnętrznych warstw betonu. Sposób ten polega na tym, że na wewnętrznej stronie zwykłych deskowań umocowuje się siatkę z drutu o grubości 0,6—0,8 mm o wymiarach oczek 2—4 mm. Siatkę tę obkłada się następnie filtrującą tkaniną, którą może być na przykład tkanina workowa lub znacznie od niej tańsza zwykła nieprzeklejona tektura o grubości 0,5—0,8 mm.⁴⁾ Wydzielającą się przy wibrowaniu betonu zbędna woda filtruje się przez tkaninę lub tekturę, ścieka w płaszczyźnie siatki i przez pozostawione u dołu szalowania szczeliny zostaje usunięta na zewnątrz.

Przeprowadzone badania i doświadczenia pokazały, że przy stosowaniu drenujących okładzin deskowanie może usunąć około 4 l/m² wolnej wody, że wytrzymałość betonu wzrasta średnio o 18% i że sposób ten powiększa wodoszczelność i mrozoodporność betonu. Jednakże wyniki osiągane przy stosowaniu płyt absorpcyjnych są znacznie lepsze.

Wnioski

W wyniku badań laboratoryjnych i doświadczeń przeprowadzonych przy wykonawstwie budowl hydrotechnicznych nad zastosowaniem płyt absorpcyjnych tak w Związku Radzieckim jak i w St. Zj. A. P. wyciągnąć można następujące wnioski:

1. Stosowanie płyt absorpcyjnych umożliwia uzyskanie wysoko wartościowych powierzchni betonowych, odznaczających się dużą wytrzymałością, powiększeniem odporności betonu na zużycie i zużycie, zwiększeniem wodoszczelności i mrozoodporności betonu.
2. Stosowanie płyt absorpcyjnych nie wymaga wprowadzania żadnych zmian w konsystencji urabialności betonu używanego dotąd przy zwykłych deskowaniach.
3. Przystawanie — przylepianie się płyty do powierzchni betonowych nie sprawia zbytnich trudności i zmoczenie płyt absorpcyjnych po stęgnięciu betonu znacznie ułatwia oddzielanie się płyty od betonu.
4. Stosowanie płyt, powodując zmniejszenie współczynnika wodno-cementowego na powierzchniach, daje możliwość zmniejszenia ilości cementu, co częściowo pokryć może dodatkowe koszty płyt absorpcyjnych.
5. W dużej ilości przypadków dodatkowe wydatki na płyty absorpcyjne zmniejszają znacznie koszty całości budowl, gdyż przy ich zastosowaniu odpada konieczność licowania powierzchni betonowych kamieniem lub też inne kosztowne obrabianie tych powierzchni.

⁴⁾ Patrz artykuł inż. S. Iwanickiego „Beton hydrotechniczny”, „Gospodarka Wodna” nr 10/53.

6. Możliwość zmniejszenia ilości cementu przy zastosowaniu płyt absorpcyjnych nie tylko polepsza jakość powierzchni betonu wylanych, ale też i jakość samych maszywów betonowych, kosztem zmniejszenia egzotermicznego ciepła i skurczu betonu, co za-
bezpieczy go przed powstawaniem pęknięć.
7. Stosowanie płyt absorpcyjnych czyni zadość także zasadzie szybkościowego budownictwa, a to ze względu na skrócenie harmonogramu robót, gdyż utwardzanie powierzchni betonowych następuje samoczynnie, w okresie betonowania, a zatem odpada czasochłonna obróbka tych powierzchni po rozdeskowaniu tam gdzie była ona przewidywana.
8. Oszczędności dla gospodarki narodowej, spowodowane przez stosowanie płyt absorpcyjnych wynikające szczególnie z powiększenia długowieczności budowl i sięgają wielomilionowych sum.
9. W sprawie stosowania płyt absorpcyjnych, jak też używanych do ich wykonania materiałów i technologii ich produkcji nie zostało jeszcze powiedziane ostatnie słowo i zagadnienie

to daje szerokie możliwości dla nowych pomysłów racjonalizatorskich i wynalazczości.

LITERATURA

1. Amerikanskaja tehnika i promyslenostn nr 1/54.
2. Domanski W. E. — „Zakalka powierzchni betonnych sooruzenij...”
Gidrotechničeskoe stroitelstwo nr 3/51.
3. Efrimow — Proizvodstvo betonnych i železobetonnych rabot. Gosenergizdat 1949.
4. Iwanicki S. — Beton hydrotechničny. Gospodarka Wodna nr 10/53.
5. Iwanicki S. — Wibrowanie betonu w budowlach hydrotechničnych. Gospodarka Wodna 5/54.
6. Jasiewicz R — Ochrona betonu hydrotechničnego przed korozją. Gospodarka Wodna nr 9/54.
7. Kuprianow W. P. — Primienienije absorbiurujuszej obyszki dla powysznenija kaczestwa betonnych powierzchnostej. Hidrotechničeskoe stroitelstwo nr 8/46.
8. Moskwin W. M. — Gidrotechničeskije betony. Maszinizdat 1949.
9. Moskwin W. M. i Jakub I. A. — Wlijanije opalubki na swojstwa powierzchnnostnych slojeb betona 6/51. Gidrotechničeskoe stroitelstwo nr 3/51.
10. Zolowicz S. I. i Popow M. I. — Primieszenije drenirujuszej prokladki opalubki. Gidrotechničeskije stroitelstwo nr 3/53.

DZIAŁ III – PROJEKTOWANIE

INŻ. JANUSZ KŁOCZKOWSKI

Przykład maksymalnego wykorzystania energetycznego odcinka rzeki w rejonie Jeleniej Góry

W ogólnokrajowym systemie energetycznym występuje znaczny niedobór mocy szczytowej, powodujący konieczność bardzo poważnego ograniczania poboru energii elektrycznej przez przemysł w czasie szczytu rannego i wieczornego, oraz przez odbiorców indywidualnych w szczycie wieczornym.

W dziesięciolecie 1945 — 1955 niewątpliwie celowe było danie pierwszeństwa inwestycjom elektrowni ciepłych, lecz obecnie konieczne jest znaczne podniesienie udziału elektrowni wodnych w inwestycjach energetycznych. Dotyczy to przede wszystkim elektrowni wodnych szczytowych, opartych o dużą retencję zbiornikową, zdolnych zawsze do wytworzenia energii szczytowej i interwencyjnej. Dlatego należałoby ustalić miejsca przyszłej lokalizacji zapór i elektrowni wodnych szczytowych dużej i średniej mocy i ustalić dla tych obiektów kolejność i czas realizacji budo-

wy, w oparciu o obliczone wskaźniki techniczno-ekonomiczne, zapotrzebowanie na energię i inne dane, warunkujące realność danej inwestycji w oznaczonym miejscu i czasie.

Oczywiście, że w pierwszej kolejności powinny być realizowane szczytowe elektroenergetyczne wodne o najkorzystniejszych wskaźnikach techniczno-ekonomicznych i w punktach największego deficytu mocy z tym, że wyjątkiem od tej zasady mogą być elektrownie wodne wykorzystujące stopnie piętrzące budowane dla celów żeglugi względnie innych.

Wykorzystanie źródeł energii wodnej poprzez budowę predestynowanych do wytwarzania energii szczytowej elektrowni wodnych, posiada decydujący wpływ na obniżenie kosztu wytwarzania energii elektrycznej i obniżenie wskaźnika zużycia węgla w całej energetyce zawodowej, poprzez możliwość stosowania lepszych warunków pracy elektrowni ciepłych, oraz poprzez możliwość ograniczenia i likwidacji małych, nieekonomicznych i technicznie zacofanych elektrowni ciepłych.

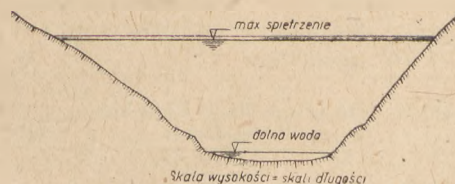
Między innymi w dolnośląskim systemie energetycznym, posiadającym dużą ilość starych elektrowni ciepłych, oraz z uwagi na stale pogłębiający się brak wody szczytowej w systemie, celowa jest budowa szczytowej elektrowni wodnej dużej mocy.

Możliwość budowy na Dolnym Śląsku szczytowej elektrowni wodnej, opartej o dużą retencję zbiornikową, istnieje na rzece Bobrze w rejonie Jeleniej Góry (rys. 1).

Pierwsza koncepcja budowy tej zapory powstała jeszcze w 1941 r. W latach 1953 — 1955 w Zarządzie Energetycznym Okręgu Dolno-



Rys. 1. Plan sytuacyjny terenu zbiornika

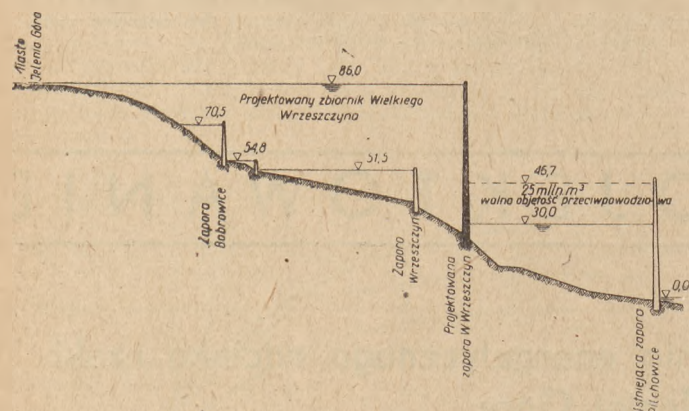


Rys. 2. Przekrój doliny po osi projektowanej zapor.

śląskiego we Wrocławiu w oparciu o koncepcje z 1941 r. i nową koncepcję energetycznego wykorzystania rzeki, oraz nowe pomiary geodezyjne i szersze materiały hydrologiczne i inne, opracowano założenia projektowe budowy zapory i szczytowej elektrowni wodnej dużej mocy na rzece Bobrze.

Poniżej Jeleniej Góry na północny zachód od miasta (rys. 1) rzeka Bóbr tworzy przełom przez uskok górski, ciągnący się do Pilchowic. Płynie ona głęboką i wąską doliną, rozszerzającą się w nieckę Siedlecina i Pilchowiec. Tuż poniżej ujścia ostatniego górskiego dopływu, Bobru, potoku Kamienica, skalne ściany doliny zbiegają się na odległości około 120 m, tworząc gardło skalne, idealne miejsce dla budowy zapory (rys. 2). Objętość muru zapory ciężkiej o nachyleniu strony odpowietrznej 1:0,70 wyniesie za ledwie 170 000 m³.

Przy maksymalnym poziomie spiętrzenia wody w zbiorniku spiętrzenie sięga do miasta Jeleniej Góry. Przy normalnej rzędnej dolnej wody spadek maksymalny wynosić będzie 56 m. Omawiany obiekt składający się z zapory, zbiornika i elektrowni wodnej nosi przyjętą nazwę Wielki Wrzeszczyn. Usytuowanie zapory w profilu podłużnym rzeki pokazano na rys. 3.



Rys. 3. Profil podłużny rzeki Bóbr od Jeleniej Góry do dolnej wody zbiornika Pilchowiec

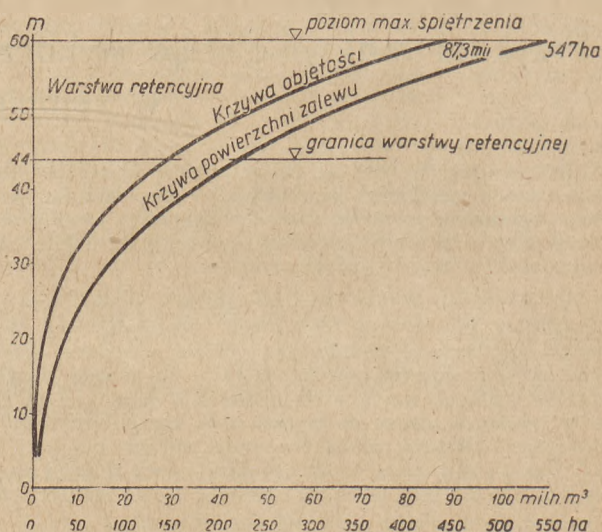
Z zestawienia wartości potencjału energetycznego energetycznie interesujących rzek Dolnego Śląska (tablica I) wynika, że odcinek rozpatrywanej rzeki od Jeleniej Góry do przekroju istniejącej zapory w Pilchowicach posiada najwyższy potencjał energetyczny z rzek Dolnego Śląska. W zestawieniu z rzekami całej Polski potencjał omawianego odcinka rzeki Bobru przewyższa średni potencjał energetyczny Dunajca i Odry w dolnym biegu, niższy jest jedynie od potencjału energetycznego Wisły od ujścia Sanu do morza.

Tak wysoka pozycja zasobów energetycznych rzeki Bobru na omawianym odcinku uzasadnia potrzebę analizy dotychczasowego

stanu wykorzystania energetycznego i stawia zagadnienie dalszego optymalnego wykorzystania energetycznego w pierwszej kolejności, przed rzekami, które tych warunków nie posiadają. Równocześnie b. dobre warunki topograficzne stwarzają tu korzystne rozwiązanie dla realizacji wysokiego stopnia piętrzącego o charakterze zbiornikowym, co umożliwi realizację cennej dla energetyki mocy szczytowej oraz całkowite opanowanie fal powodziowych Bobru. Jest to jedyne na Dolnym Śląsku miejsce dla budowy wybitnej szczytowej elektrowni wodnej o mocy rzędu kilkudziesięciu MW.

Pozostałe odcinki rzeki (tabl. I, poz. 2 i 3) dają ze względów topograficznych w zasadzie możliwość realizacji niskospadowych elektrowni o mocach rzędu 1—3 MW. Zabudowa Odry (tabl. I, poz. 4, 5 i 6) możliwa jest niskospadowymi stopniami piętrzącymi, o elektrowniach przepływowych, z niewielką możliwością pracy szczytowej, o mocach rzędu 3—8 MW, przy czym wykorzystanie energetyczne Odry może być zrealizowane jedynie na bazie uzęglownienia Odry w alternatywie kanalizacji rzeki.

Pojemność projektowanego zbiornika retencyjnego Wielki Wrzeszczyn przy maksymalnej rzędnej spiętrzenia wynosi około 87 mln. m³, obszar zalewu — 547 ha. Jak ilustruje załączona krzywa objętości (rys. 4), zbiornik posiada energetycznie korzystny kształt. Przy założeniu minimalnego spadku 40 m, objętość retencyjna zbiornika wyniesie 59 mln. m³, tj. 68% całkowitej objętości. Warstwa retencyjna zbiornika będzie wykorzystana dla celów energetycznych i przeciwpowodziowych. Średni spadek elektrowni wyniesie około 48 m.



Rys. 4. Krzywe objętości i powierzchni zalewu zbiornika W. Wrzeszczyn

TABLICA I

Lp. odcinka	Rzeka	Odcinek	Długość odcinka km	Potencjał energet. tys. kWh/rok/km
1 odcinek omawiany	Bóbr	Od m. Jelenia Góra do Pilchowic	16	4300
2	Bóbr	Od Pilchowic do ujścia Kwisy	112	1270
3	Bóbr	Od ujścia Kwisy do ujścia Odry	77	1725
4	Odra	Od ujścia Nysy Kłodzkiej do m. Brzeg Dolny	107	2070
5	Odra	m. Brzeg Dolny — m. Scinawa	47	2130
6	Odra	m. Scinawa — m. Nowa Sól	98	2420
7	Kwisa	Od zapory w Leśnej do ujścia	86	687

Dane hydrologiczne rzeki Bobru w przekroju zapory

Obszar zlewni — 1200 km². W okresie obserwacyjnym 27 lat (1914—1940): średni spływ roczny wyniósł 530 mln. m³, zaś średni przepływ roczny 16,8 m³/s.

Najwyższy notowany przepływ (1897 r.) 1200 m³/s
Najniższy notowany przepływ (1943 r.) 1 m³/s

$Q_{min} : Q_{sr} : Q_{max} = 1 : 16,8 : 1200$, czyli wskaźniki typowe dla górskiej rzeki.

Maksymalny odpływ roczny (1915 r.) 942,3 mln. m³
Minimalny odpływ roczny (1943 r.) około 200 mln. m³.

Rozłożenie spływu w roku jest bardzo nieregularne. W latach zbliżonych do średnich obserwuje się przeciętnie dwa zasadnicze maksima spływu: maksimum wiosenne i maksimum letnie lub przesunięte na jesień, o dużej rozbudowie pionowej fali. Lata suche charakteryzują się jednym maksimum spływu — wiosennym. Okres najniższych dopływów w roku przypada na miesiące październik, listopad, grudzień i styczeń.

Założenia projektowe w jednej z trzech opracowanych alternatyw przewidują budowę elektrowni wodnej o mocy instalowanej 60 MW. Analiza przyszłościowego wykresu obciążenia dolnośląskiego systemu energetycznego wykazała, że elektrownia tej mocy będzie miała około 1500 godz. rocznego wykorzystania mocy in-

stalowanej. Cyfra ta jest zgodna z danymi dla istniejących niemieckich szczytowych elektrowni wodnych (1200 do 1600 godzin rocznie). Średnia roczna produkcja elektrowni wyniesie $E = 60\,000 \cdot 1\,500 = 90\,000\,000$ kWh. Zużycie wody na 1 kWh:

$$q = \frac{3\,600}{48 \cdot 9,81 \cdot 0,81} = 9,4 \text{ m}^3/\text{kWh}$$

Roczny przełyk turbin $Q = 90\,000\,000 \cdot 9,4 = 846\,000\,000 \text{ m}^3$. Roczny przełyk turbin może być pokryty przez dopływ naturalny rzeki tylko w roku mokrym (częstotliwość występowania roku mokrego 1 raz w ciągu 6 lat).

Elektrownię przewidziano z zasilaniem pompowym ze zbiornika dolnego, tj. zbiornika elektrowni Pilchowice leżącej poniżej.

TABLICA II — Rozdział produkcji w zależności od roku

	dopływ naturalny	pompowanie
Rok średni $V=500$ miln. m^3	59%	41%
Rok średnio suchy $V=330$ miln. m^3	39%	61%
Rok średni z mokrych $V=850$ miln. m^3	100%	—
Rok suchy (typowy) $V=280$ miln. m^3	33%	67%

Z tablicy II (rozdział produkcji) wynika, że w latach mokrych produkcja energii będzie pokrytą całkowicie z dopływu naturalnego. W roku średnim supremacja produkcji z dopływu naturalnego jest również utrzymana (59%). Przy tego rodzaju rozdziale produkcji zasadniczym zagadnieniem eksploatacyjnym będzie jak najkorzystniejsze zretencjonowanie dopływu, przy utrzymaniu możliwie najdłuższej korzystnego spadku, produkcja energii głównie szczytowej, oraz zasilanie zbiornika w okresach suchych i nieprzewidywających spływu pompowaniem z dolnego zbiornika w czasie doliny nocnej.

*

Przewiduje się zainteresowanie turbin Francisa w hali przyzaporowej względnie wewnątrzaporowej. Moc znamionowa elektrowni przy $H_{sr} = 48$ m, $N = 60$ MW (przy $Q/Q_m = 0,8$). Moc osiągalna elektrowni przy $H_{sr} = 48$ m, $N = 72$ MW (przy $Q/Q_m = 1$). Moc osiągalna elektrowni przy $H_{max} = 54$ m, $N = 84$ MW (przy $Q/Q_m = 1$). Przełyk znamionowy elektrowni przy $H_{sr} = 48$ m, $Q = 157 \text{ m}^3/\text{s}$. Przełyk osiągalny elektrowni przy $H_{sr} = 48$ m, $Q = 196 \text{ m}^3/\text{s}$. Przełyk osiągalny elektrowni przy $H_{max} = 54$ m, $Q = 208 \text{ m}^3/\text{s}$ — Potrzebna moc pomp około 30 MW przy 8-godzinnej pracy pompy w ciągu doby.

Przy rozdziale mocy elektrowni na 4 turbozespoły, w istniejących warunkach fundamentowych możliwe jest zastosowanie turbin Francisa o 187,5–214,3 obr./min. Ponieważ nominalna średnica wirnika wyniesie zaledwie ok. 2,3–5,2 m, możliwe będzie wykonanie turbin w kraju. Niewątpliwie celowym byłoby zainstalowanie części jednostek, względnie wszystkich jako turbin odwracalnych, które są nowością techniki w dziedzinie elektrowni pompowych. Zainstalowanie turbin odwracalnych, czyli turbin, których wirnik przy obrotach zespołu w przeciwnym kierunku pracuje jako pompa, znacznie zmniejsza koszt inwestycji i upraszcza rozwiązanie techniczne elektrowni. Zagadnienie wyboru mocy projektowanej elektrowni W. Wrzeszczyn oraz doboru zespołów (niezależne turbiny i pompy, turbiny i pompy na wspólnym wale, turbiny odwracalne), zostanie ustalona ostatecznie na szczeblu projektu wstępnego.

Zbiornik wyrównawczy

Wyrównanie odpływu wybitnie szczytowej elektrowni W. Wrzeszczyn spełni istniejący zbiornik niżej położonej elektrowni Pilchowice, której turbiny są o stosunkowo niewielkim przełyku — około $35 \text{ m}^3/\text{s}$. Normalny stan zbiornika został określony rzędną

+ 30,0 m (rys. 3). Wahania stanu 2 m poniżej i powyżej tego stanu zawierają objętość 5,5 miln. m^3 , która pozwoli nie tylko na wyrównanie odpływu, ale i na uniezależnienie pracy istniejącej elektrowni Pilchowice w dobowym wykresie obciążenia. W istniejącym zbiorniku Pilchowice pozostanie około 25 miln. m^3 objętości na stałą rezerwę przeciwpowodziową.

Przy 5-godzinnej pracy pełną mocą projektowanej elektrowni W. Wrzeszczyn na dopływie naturalnym (w okresie wysokich dopływów) istniejąca elektrownia Pilchowice będzie pracować całą dobę utrzymując normalny stan zbiornika.

Warunki geologiczne

W przypadku niekorzystnych warunków geologicznych zachodzi konieczność stosowania nieekonomicznych typów zapór, głębokiego posadowienia fundamentów, uszczelniania podłoża, zabezpieczenia przed zsuwami itp., toteż warunki geologiczne mają decydujący wpływ na koszt budowy szczególnie dla wysokospadowych budowli piętrzących.

Warunki geologiczne spiętrzenia projektowanego zbiornika W. Wrzeszczyn określone na podstawie ekspertyzy i badań w okresie budowy zapór istniejących i projektowanych w latach przedwojennych na terenie przełomu Bobru od Jeleniej Góry do Pilchowice przedstawiają się bardzo korzystnie. Zapora posadowiona będzie w gruboziarnistym gniejsie granitowym, który stanowi podłoże doliny Bobru po obu jej stronach od Jeleniej Góry począwszy aż do Pilchowic i zamyka dolinę bardzo stromymi stokami skalnymi. Gnejs granitowy składa się z grubowlókniastego i gruboziarnistego skupienia kwarcu, wielkich niezwięzłych skaleni, nielicznych rozproszonych łyszczyków i innych drogorzędnych minerałów. Świeżość i zwartość skały są doskonałe. Skała odsłania się na obu skokach w ścianach skalnych i tylko słabo przykryta jest rumoszem. W dnie doliny szerokim na 40 do 50 m na nieznacznej głębokości pod grubym żwirem znajduje się ta sama lita skała.

Ogólne poszczelnienie skały, tj. bardzo niezbędne jej spękania przebiegają w kierunku WNW — 050, a więc równoległe do osi muru zapory. Poza tym zapadają się one pod kątem 70 do 90 stopni na NNE, a więc nie może być mowy o ucieczce wody ze zbiornika i wywieraniu wyporu na mur zapory.

Gnejs granitowy jest doskonałym materiałem na mur zapory, a w stanie rozdrobnionym również dobrym składnikiem zaprawy i betonu. Wytrzymałość skały na ciśnienie została określona na około 1500 kg/cm^2 .

Obecnie istniejące zapory o spiętrzeniu 14,5, 15,0 i 47,0 m (rys. 3) były fundowane bez jakichkolwiek uszczelnień podłoża i po 30 — 40 latach eksploatacji nie wykazują żadnych przecieków i innych niewłaściwych objawów.

Odprowadzenie wody w okresie budowy zapory

Przepływy Bobru w czasie budowy zostaną odprowadzone przy pomocy sztolni obiegowej w lewym brzegu i grodz odcinających plac budowy.

Wskaźniki techniczno-ekonomiczne

- Koszt robót wodno-budowlanych: zapora, budynki, grodze, sztolnia obiegowa, urządzenia na odpływie rzeki, zbiornik, drogi i zaplecze techniczne 86 miln. zł 47,8%
- Koszt urządzeń elektro-mechanicznych elektrowni, zapory i sztolni obiegowej 47 „ 26,1%
- Dokumentacja, badania terenowe i modelowe, nadzór inwestycyjny 7 „ 3,9%
- Wysokość strat na skutek zalewu zbiornika 40 „ 22,2%

Razem 180 miln. zł 100%

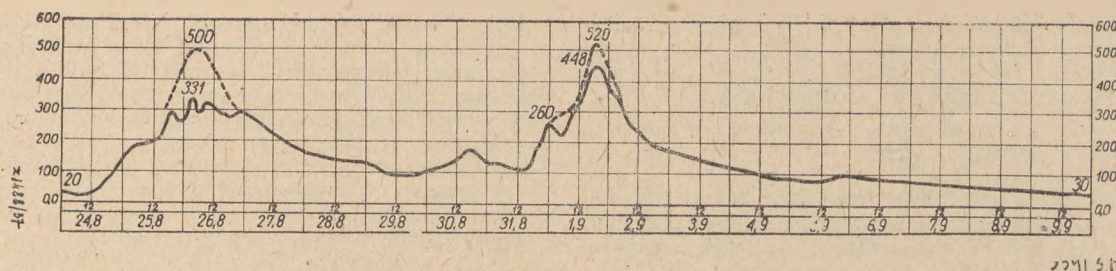
Koszt 1 kW mocy inst. $K = 3\,000$ zł.

Koszt 1 kWh energii w roku średnim przy uwzględnieniu odpisów na amortyzację i remonty, kosztu zakupu energii dla pracy pomp, rocznego kosztu eksploatacji i kosztów ogólnych.

$$k = 10,5 \text{ gr}$$

Korzyści z inwestycji nie ujęte we wskaźnikach techniczno-ekonomicznych

Budowa projektowanej zapory i elektrowni wodnej W. Wrzeszczyn pozwoli na optymalne wykorzystanie energetyczne omawianego odcinka Bobru. Istniejące obecnie małe i stare elektrow-



Rys. 5. Fala powodziowa o podwójnym maksimum na Bobrze w przekroju Pilchowiec w 1938 r.

nie wodne w cofce zalewu W. Wrzeszczyn (rys. 3) nie posiadają zbiorników retencyjnych, są uzależnione od bieżącego dopływu rzeki, przez co wykorzystują w małym stopniu zasoby wodne i dają produkcję o małej wartości energetycznej. Produkcja istniejących elektrowni wodnych wyniesie:

w roku średnim 19 mln. kWh
w tym energii szczytowej 6 mln. kWh

Produkcja nowej elektrowni W. Wrzeszczyn z dopływu naturalnego wyniesie w roku średnim 55 mln. kWh, w tym energia wyłącznie szczytowa.

Istniejący zbiornik Pilchowski o małej objętości retencyjnej około 25 mln. m³ nie jest dostosowany do zdjęcia fali powodziowej odpływem brzegowym (150 m³/s), przez co nie zabezpiecza właściwej ochrony przeciwpowodziowej terenów niżej położonych. W latach 1913—38 przy 8 falach powodziowych odpływ ze zbiornika przekroczył 150 m³/s i osiągnął najwyższą wartość latem 1938 r. — 390 m³/s. Stąd też średnia roczna strata wskutek zniszczeń powodziowych w dolinie Bobru poniżej Pilchowic wynosi około 2 mln. zł.

Średni roczny zrzut wody jałowej na istniejącym zbiorniku Pilchowskim wynosi za lata 1914—40 114 mln. m³ tj. 21,5% całego splywu roku średniego.

Łączna retencja obu zbiorników W. Wrzeszczyna i Pilchowiec zapewni zdjęcie fal powodziowych odpływem nieszkodliwym oraz zlikwiduje zrzuć jałowe wody na stopniu Pilchowiec do minimum. Na rys. 5 pokazano najgroźniejszą falę powodziową w okresie międzywojennym, która wystąpiła latem 1938 r.

Z powodu zbyt szczupłej objętości retencyjnej istniejącego zbiornika Pilchowskiego drugie maksimum fali nie zostało prawie w ogóle spłaszczone, wskutek czego nastąpiła b. groźna powódź, która objęła swoim zasięgiem całą dolinę Bobru na długości

190 km, tj. aż do ujścia do Odry. Całkowita objętość tej podwójnej fali powodziowej wynosiła 205 mln. m³ tj. około 40% splywu roku średniego. Objętość fali przy zdjęciu odpływem 150 m³/s wynosi około 48 mln. m³, a więc 25 mln. m³ wolnej objętości zbiornika Pilchowiec i około 25 mln. m³ wolnej objętości w zbiorniku W. Wrzeszczyn całkowicie zapewniają zdjęcie fali powodziowej odpływem brzegowym. Objętość tej fali przy zdjęciu odpływem 190 m³/s (przełyk turbin elektrowni Wielki Wrzeszczyn) wynosi około 30 mln. m³, a więc przy ciągłej pracy elektrowni zrzut wody jałowej ze zbiornika W. Wrzeszczyn może być najwyższej rzędu kilku mln. m³, względnie w ogóle nie wystąpić, w zależności od objętości zbiornika przed przyjęciem fali powodziowej.

Znaczna objętość retencyjna projektowanego zbiornika W. Wrzeszczyn (59 mln. m³) i stała wolna objętość przeciwpowodziowa w istniejącym zbiorniku Pilchowiec (25 mln. m³), spowoduje znaczne wyrównanie przepływu rzeki, co przez pełniejsze wykorzystanie wody w istniejących elektrowniach wodnych da dodatkowo około 10 mln. kWh rocznie bez żadnych wkładów finansowych, oraz przyniesie znaczne korzyści ekonomiczne przy budowie i w eksploatacji dalszych elektrowni przewidzianych w koncepcji pełnego wykorzystania średniego i dolnego biegu rzeki Bobru.

Pobór energii na pompowanie poprawi wskaźniki podstawowych jednostek cieplnych, gdyż występujący już obecnie nadmiar mocy w dolinie nocnej będzie stwarzał coraz większe trudności ruchowo-eksploatacyjne po uruchomieniu nowych, dużych, podstawowych elektrowni cieplnych. Powstały zbiornik utworzy bazę dla hodowli ryb, rozwoju turystyki i sportów wodnych, oraz ułatwi rozwiązanie zagadnienia rozcieńczenia ścieków przemysłowych Jeleniej Góry.

DZIAŁ IV — WYKONA WSTWO

INŻ. JERZY GAJCZEWSKI I INŻ. FRANCISZEK WOŹNY

Pograżanie w grunt pali i brusów ścianek szczelnych za pomocą wibrowania

Publikując poniżej artykuł inżynierów: J. Gajczewskiego i F. Woźnego, pragniemy zwrócić uwagę, że autorzy ci, jak również autorzy ogłoszonego w 1955 r. artykułu — inżynierowie B. Kossowski, M. Sobolewski i G. Gawlik, korzystając z tych samych źródeł informacji (jak to wskazują wykazy literatury), przedstawiają mniej więcej wiernie i dokładnie stanowiska autorów prac źródłowych, opartych m. in. na szerokich badaniach instytutów. Pewne rozbieżności wyników w obu artykułach świadczą o złożoności zjawiska i niemożności jego upraszczania, jak również o odmiennych koncepcjach, metodach badań itd. autorów prac źródłowych.

W dalszej dyskusji nad stosowaniem wibratorów do zabijania w grunt pali i innych konstrukcji, czasopismo chętnie zamieściłoby m. in. opisy wyników dalszych badań krajowych, przykładów zastosowań itd.

REDAKCJA

W „Gospodarce Wodnej” ukazał się w październiku 1955 r. artykuł pt. „Wibratory — nowoczesny sprzęt do pograżania w grunt pali i podłużnych elementów ścianek szczelnych”¹⁾. Artykuł ten został oparty na szeregu przykładów zabicia brusów stalowych ścianek szczelnych na budowach w ZSRR oraz na wstępnych próbach przeprowadzonych na terenie Zjednoczenia Budow-

nictwa Inżynierijno-Morskiego w Gdańsku. Artykuł ten jest pierwszą publikacją w naszej literaturze technicznej na ten tak ważny temat. Autorzy podkreślają w nim ważność zagadnienia i korzyści, jakie daje pograżanie pali i innych konstrukcji w grunt za pomocą wibrowania.

Szybkość pograżania w grunt elementów za pomocą wibrowania jest kilkakrotnie większa od szybkości pograżania przy użyciu kufarów, a koszt robót jest 2 do 4 razy niższy; z chwilą właściwego opracowania tego zagadnienia koszt będzie prawdopodobnie jeszcze mniejszy. Sprzęt służący do pograżania w grunt fali

¹⁾ Kossowski B., Sobolewski M. i Gawlik G. — „Wibratory — nowoczesny sprzęt do pograżania w grunt pali i podłużnych elementów ścianek szczelnych”. *Gospodarka Wodna* nr 10/55.

za pomocą wibracji jest znacznie lepszy i bardziej operatywny niż sprzęt kafarowy. Poza tym pograżanie w grunt elementów za pomocą wibrowania ma tę zaletę, że wskutek małych stosunkowo amplitud drgań, z jakimi mamy do czynienia przy wibracji, drgania nie przenoszą się na sąsiednie konstrukcje w sposób szkodliwy, co ma miejsce przy robotach kafarowych. Przy właściwym doborze charakteru drgań, zakres działania wibracji z pograżonego pala na grunt jest stosunkowo nieduży i, jak wykazały obserwacje pograżonych w terenie pali, wynosi w zależności od rodzaju gruntu 0,6—1,0 m od osi pograżonego pala, co nie może wpłynąć szkodliwie na sąsiednie konstrukcje i dlatego też zabijanie pali za pomocą wibrowania można stosować nawet w halach produkcyjnych.

Zasada pograżania pali w grunt za pomocą wibrowania polega na tym, że wibrator wprowadza w drgania element, który chcemy zanurzyć w grunt. Element zanurzany przekazuje swoje drgania cząstkom gruntowym, które zaczynają wibrować. Pod wpływem wibracji zmniejsza się kąt tarcia wewnętrznego gruntu, a także, chociaż w mniejszym stopniu, kohezja i grunt pod wpływem swoich fizyko-mechanicznych właściwości przypomina do pewnego stopnia ciecz o dużej lepkości wewnętrznej i dużym ciężarze objętościowym. W upłynniony w ten sposób grunt zanurza się element konstrukcyjny. Oczywiście pewną rolę odgrywa uderowe działanie ostrza pala, jednakże wpływ ten jest nieznaczny.

Zasady zbudowania samego wibratora nie będziemy przytaczali — sprawa ta została omówiona w artykule „Wibratory — nowoczesny sprzęt do pograżania pali i podłużnych elementów ścianek szczelnych”. Natomiast należy mieć zastrzeżenia co do postawienia samej teorii pograżania w grunt pali elementów konstrukcyjnych za pomocą wibrowania. Między innymi budzi zastrzeżenia postawienie zagadnienia w ten sposób, że pograżanie pala czy brusa ścianki szczelnej następuje na skutek „zrywu” pala z gruntem. O takim w pewnym sensie „zryw” można mówić przy wyciąganiu pala z gruntu. Zanurzanie następuje, jak już wspomnieliśmy, wskutek „upłynnienia” gruntu za pomocą wibracji, w którą to „ciecz” gruntową pal zanurza się pod wpływem własnego ciężaru, przy czym warunkiem zanurzania jest, aby ciężar objętościowy ciała zanurzanego był większy od ciężaru objętościowego drgającego gruntu. Poza tym trudno się zgodzić z tym, że zanurzenie danego elementu konstrukcyjnego w grunt przy wibrowaniu zachodzi na skutek zagęszczenia tego gruntu. Przyczyną zanurzania jest upłynnienie gruntu w strefie bezpośrednio przylegającej do pala. Zagęszczanie gruntu oczywiście ma miejsce, ale dopiero po ustaniu wibracji i zagęszczenie to wpływa na zwiększenie udźwigu pala, co jest jeszcze jedną istotną zaletą metody pograżania w grunt pali za pomocą wibrowania.

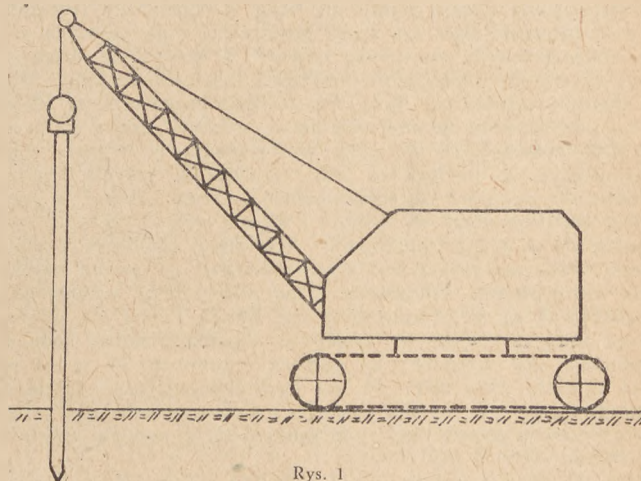
Metoda pograżania w grunt pali, brusów ścianek szczelnych, rur i tym podobnych konstrukcji nie została dotychczas w sposób zadowalający rozwiązana. Stosowanie wibratorów do pograżania w grunt elementów konstrukcyjnych ma niestety dotychczas jeszcze często charakter w pewnym sensie przypadkowy. Często projektuje się i wykonuje wibratory, które następnie w praktyce nie zawsze zdają egzamin. Tego rodzaju stawianie sprawy wydaje się niewłaściwe.

Naszym zdaniem, należy wyjść od podstaw, a takimi podstawami są: grunt i zmiany jego właściwości mechanicznych, które zachodzą pod wpływem wibracji. Należy najpierw w warunkach laboratoryjnych określić wszystkie możliwe do uchwycenia parametry, z którymi mamy do czynienia przy pograżaniu w grunt elementów konstrukcyjnych za pomocą wibrowania i następnie w zależności od tych parametrów zaprojektować najlepsze i najekonomiczniejsze wibratory, przy czym oczywiście należałoby wziąć pod uwagę poprawki uwzględniające przejście z warunków laboratoryjnych do warunków terenowych. Należy również uwzględnić fakty, że wibratory elektromechaniczne nie są zupełnie zadowalające z powodu dużych strat energii, powstających wskutek oporów wewnętrznych (około 30%) oraz wskutek przenoszenia się drgań pośrednio poprzez obudowę wibratora, co wpływa w pierwszym stopniu tłumiąc na przeniesienie drgań z wibratora na pal. Poza tym musimy pamiętać, że częstotliwość wibratorów elektromechanicznych jest ograniczona (przy większych prędkościach wirnik silnika ślizga się).

Zastosowanie wibratorów elektromagnetycznych opartych na zasadzie indukcji magnetycznej powinno wyeliminować powyższe wady. Przeniesienie drgań z wibratora na głowę pala będzie miało charakter bezpośredni, uderowy, co powinno dać lepsze efekty zanurzania.

*

• Pograżania w grunt elementów konstrukcyjnych za pomocą wibracji może odbywać się z prowadzeniem pala przy pomocy świecy (co zachodzi specjalnie przy palach ukośnych) lub też bez prowadzenia. Ostatni sposób przedstawiony jest schematycznie na rys. 1.



Rys. 1

Jak już wspomniano, zasada pograżania polega na tym, że wibrator przymocowany sztywno do głowicy pala wywołuje jego drgania. Drgania te przenoszą się na grunt „upłynniając” go i pal pograża się w upłynniony w ten sposób grunt pod wpływem własnego ciężaru. Efekt zanurzania danego elementu w grunt można wyrazić za pomocą funkcji:

$$U = f(g, w, A, n, \alpha, p)$$

gdzie g — rodzaj gruntu,
 w — zawilgocenie gruntu,
 A — amplituda drgań,
 n — częstotliwość drgań,
 α — kąt zaostrenia pala,
 p — nacisk statyczny na jednostkę przekroju pala w kg/cm^2

Efekt wibracji w bardzo dużym stopniu zależy od rodzaju gruntu, od jego fizyko-mechanicznych właściwości. Najlepsze efekty uzyskuje się przy gruntach ziarnistych, sypkich, jak piaski i żwiry, gorsze natomiast przy gruntach spoistych, charakteryzujących się dużą kohezją, jakimi są gliny i ily. Wpływ zawilgocenia gruntu na efekt pograżania wien elementów konstrukcyjnych odgrywa także poważną rolę. Ogólnie można stwierdzić, że wpływ zawilgocenia w żwirach na efekt pograżania za pomocą wibracji jest bardzo nieznaczny, w gruntach piaszczystych jest znacznie większy, a w gruntach spoistych jest największy. Istnieje pewna wilgotność krytyczna, wynosząca około 16—18%, dla której efekt pograżenia jest najmniejszy. Efekt ten wzrasta natomiast bardzo wydatnie przy maleniu względnie wzrastaniu zawilgocenia, poniżej lub powyżej tej wilgotności krytycznej.

Ponieważ nie mamy nigdy w praktyce zupełnie suchego gruntu i nie możemy go sztucznie wysuszyć celem uzyskania lepszych warunków zanurzania, należy pójść w kierunku sztucznego zawilgocenia gruntu. Metoda ta nosi nazwę *hydrowibracji*. Doświadczenia przez nas przeprowadzone potwierdziły słuszność tych założeń. Zasada polega na doprowadzeniu wody pod nieznacznym ciśnieniem pod ostrze pala, która rozmywa grunt pod ostrzem, a poza tym służy jako smar na płaszczu pala. Zastosowanie niewielkiego ciśnienia wody gwarantuje niewymywanie ziarn gruntu ze strefy otaczającej pal i nie pociąga za sobą zmniejszenia jego udźwigu.

Warunkiem uzyskania dobrych efektów zanurzania w grunt konstrukcji za pomocą wibrowania jest właściwe dobranie odpowiedniego rodzaju drgań, które przy możliwie najmniejszym zużyciu energii gwarantowałyby zwiększenie ciężkości gruntu w strefie bezpośrednio przylegającej do zanurzanej konstrukcji, a tym samym pozwoliłyby na zapuszczenie w grunt konstrukcji szybko i ekonomicznie. Doświadczenia wykazały, że najwłaściwszym rodzajem drgań przy zanurzaniu w grunt pali, brusów ścianek szczelnych, rur itp. są drgania pionowe. Tylko ten rodzaj drgań zapewni zmniejszenie się wytrzymałości gruntu (zwiększenie się jego ciężkości) w sposób równomierny na całej długości pala (czy innej z wymienionych konstrukcji), a tym samym gwarantuje zanurzenie jej w grunt w warunkach technicznie i ekonomicznie możliwych do przyjęcia.

Jak już wspomniano, najlepszą formą drgań przy zanurzaniu konstrukcji w grunt będą drgania pionowe. Tylko bowiem wtedy wpływ vibracji na zmniejszenie się wytrzymałości gruntu będzie równomierny na całej długości zanurzonego elementu. Przy innej formie drgań, np. przy drganiach poprzecznych, amplitudy i przyspieszenia drgań gruntu nie będą równomiernie rozłożone na całej długości pala czy innej konstrukcji i na pewnych głębokościach powstaną tzw. „pola martwe”, w których to obszarach grunt nie uzyska odpowiedniej ciekłości i zanurzenie pala zostanie znacznie utrudnione. Poza tym drgania poprzeczne są szkodliwe, gdyż przenoszą się na dalsze partie gruntu w strefie nie przylegającej bezpośrednio do pala, wprowadzają w drgania duże masy gruntu, co pociąga za sobą zwiększenie zużycia energii. Zbliżone do idealnych drgania pionowe możemy uzyskać w przypadku, jeżeli pionowa oś wibratora będzie pokrywała się z osią zanurzaną w grunt konstrukcji. Wszystkie szkodliwe drgania boczne wibratora muszą być wyeliminowane, co można uzyskać przez zastosowanie wibratorów o parzystej ilości mimośródów, obracających się w przeciwne strony, dzięki czemu ich drgania boczne będą nawzajem się znosiły, a drgania pionowe będą się sumowały. Na zanurzany za pomocą wibrowania w grunt pal będą działały dwie siły: 1) siła hydrodynamicznego tarcia na płaszczu pala — T , 2) siła działająca na ostrze pala — P . Całkowita reakcja gruntu przy zanurzaniu pala za pomocą wibrowania będzie: $R = T + P$.

Doświadczenia wykazały, że wpływ sił bezwładności gruntu na zanurzenie weń za pomocą wibrowania konstrukcji jest bardzo nieznaczny i maleje on ze wzrostem statycznego obciążenia na grunt. Dla ciał o obciążeniu statycznym rzędu 1,5 — 2,0 kG/cm², wpływ wynosi powyżej tych wartości i dlatego wpływ bezwładności gruntu można zupełnie pominąć.

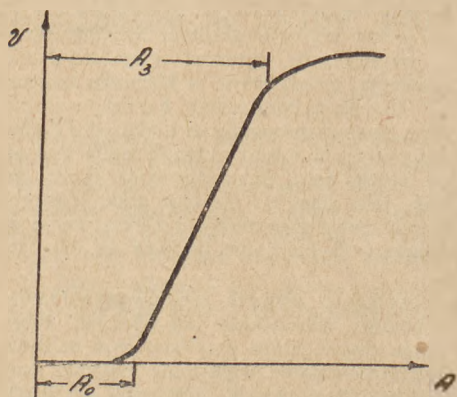
Drgania możemy scharakteryzować następującymi czynnikami:

- częstotliwością drgań,
- amplitudą drgań,
- szybkością drgań.

Celem nadania masie gruntowej potrzebnej ciekłości musimy dobrać odpowiednią amplitudę i częstotliwość drgań wibratora. Przy danej częstotliwości, zarówno zbyt mała, jak i zbyt wielka amplituda mogą dać jednakowo ujemny wynik. Dlatego też należy na to zagadnienie zwracać szczególnie dużą uwagę. Amplituda drgań, jaką należy stosować przy wibrowaniu, zależy od 3 czynników:

- od średniej wielkości ziarn gruntu, względnie od przewagi danej frakcji,
- od spójności gruntu,
- od kształtu ziarn gruntu.

Ze zwiększeniem średniej wielkości ziarn powinna wzrastać amplituda. Tak samo amplituda przy ziarnach ostrych, kanciastych powinna być większa niż przy ziarnach okrągłych. A więc widzimy, że przy wzroście kąta tarcia wewnętrznego w gruncie powinna także wzrastać amplituda drgań. Przez zastosowanie większej amplitudy uzyskujemy większe, bardziej chaotyczne przemieszczanie się poszczególnych ziarn względem siebie, co w efekcie daje większe upłynnienie masy gruntowej.



Rys. 2

Wielkość amplitudy podczas drgań można zmierzyć za pomocą wibrografu, umieszczonego w pobliżu drgającego pala, przy czym grunt w pobliżu pala drga z tą samą amplitudą co pal. Schematycznie wykres zależności szybkości zanurzenia pala (V) od wartości amplitudy (A) przedstawiony jest na rys. 2. Widzimy z niego, że zanurzenie pali jest możliwe, jeżeli amplituda drgań przewyższa wartość A_0 , która nosi nazwę amplitudy początkowej.

Wnioskując z danych doświadczalnych, amplituda ta (A_0) zależy od częstotliwości vibracji i rodzaju gruntu, a także od wymiarów i formy pala. Dokładnych danych, matematycznie ujętych, na razie jeszcze na ten temat nie ma. Na podstawie jednak dotychczasowych wyników można stwierdzić, że amplituda musi być tym większa im mniejsza jest częstotliwość drgań, im większa jest powierzchnia przekroju pala i im mniejszy jest nacisk statyczny na grunt.

Dla pali, zanurzanych praktycznie z dużą szybkością (tzn. przy gruntach piaszczystych z szybkością 4 — 6 m/min., a przy gruntach spoistych 1 — 2 m/min.) zostały opracowane w ZSRR przybliżone wartości amplitud, w zależności od częstotliwości drgań i przekroju poprzecznego pala. Wartości te podane są w tabl. I.

TABLICA I

Częstotliwość wibracji obr./min.	Konieczna amplituda w mm	
	przy przekroju poprzecznym pali 100 cm ²	przy przekroju poprzecznym pali 400—1000 cm ²
400—600	8,0 — 15,0	10,0 — 20,0
1200—1500	3,0 — 4,0	5,5 — 6,0
2300—2500	1,5 — 3,0	3,5 — 4,0

Należy zaznaczyć, że wartości z tablicy tej można traktować jedynie jako orientacyjne. Widzimy z niej, że zanurzenie w grunt pali za pomocą wibrowania może odbywać się przy różnych częstotliwościach, jednak amplituda powinna posiadać dla tych częstotliwości pewną minimalną wartość, poniżej której zanurzenie praktycznie nie będzie możliwe. Jeżeli chodzi o wpływ znaczenia częstotliwości na zanurzenie pala, należy zaznaczyć, że zanurzenie pala zaczyna się po wystarczającym upłynięciu gruntu, kiedy jego wytrzymałość zostanie zmniejszona do pewnej granicy. Przy wyciąganiu pala moment ten można nazwać momentem zrywu pala z gruntem. Zajdzie on wówczas, jeżeli częstotliwość drgań osiągnie pewną wartość, którą możemy nazwać częstotliwością zrywu.

Doświadczenia wykazały także, że efekt wibrowania zależy od przekroczenia przez amplitudę pewnej minimalnej wartości, która pozwoli na upłynięcie gruntu. Jeżeli warunek ten nie będzie spełniony, to nie potrafimy zanurzyć pala nawet w przypadku dużego przyspieszenia drgań (przy stosunkowo niedużym obciążeniu statycznym). Autorzy radzieccy podają orientacyjnie zależności między amplitudami a częstotliwościami drgań (tabl. II).

TABLICA II

Częstotliwość drgań pala w drg./min.	300—500	1200—1500	2300—2500
Minimalna amplituda drgań w mm	10—20	3,5—4	2,0—2,5

Zwiększenie częstotliwości drgań powinno pociągać za sobą automatycznie zmniejszenie amplitudy. W przeciwnym razie wibrowanie ziarna masy gruntowej, które otrzymały pewien impuls i zostały wytrącone z normalnego położenia, nie zdążą wrócić z powrotem celem otrzymania nowego impulsu, wskutek czego przesuwa się łańcuch niegasnących drgań harmonicznych.

Charakteryzowanie wibrowania jedynie za pomocą amplitudy i częstotliwości drgań oddzielnie jest niewystarczające; czynniki te należy brać pod uwagę równocześnie. Obecnie, dla charakteryzowania wibrowania stosuje się jedną z następujących wartości, zależnych równocześnie od obu czynników, tj. amplitudy i częstotliwości drgań. Wibrowanie możemy scharakteryzować za pomocą:

- siły odśrodkowej — S ,
- przyspieszenie γ cząstek ciała wibrowanego lub stosunku przyspieszenia wytwarzanego przez wibrator do przyspieszenia wytwarzanego przez wibrator do przyspieszenia ziemskiego g ,

$\left(\frac{\gamma}{d}\right)$ — prędkości ruchu cząstek lub prędkości drgań V .

Najlepsze rezultaty przy zanurzaniu w grunt konstrukcji za pomocą wibrowania uzyskuje się, jak podano wyżej, przy stosowaniu

waniu drgań pionowych. Ziarna gruntu poddawane drganiom różnokierunkowym wykonują ruchy po torach kołowych, a raczej wskutek działania siły ciężkości po torach eliptycznych. Dla wywołania drgań wyłącznie pionowych, przy całkowitym wyeliminowaniu innego rodzaju drgań (np. poziomych), stosuje się przy wibratorach elektromechanicznych dwa analogiczne ciężary mimośrodowe, obracające się w przeciwnych kierunkach. Przy tego rodzaju urządzeniach poziome składowe sił odśrodkowych znoszą się nawzajem, natomiast składowe pionowe sumują się.

Rzeczniczmy zanurzany za pomocą wibrowania pal o ciężarze G i środka ciężkości A oraz wibrator przenoszący drgania na ten pal o ciężarze mimośrodkowym p , wirującym dookoła osi. Środek ciężkości B wirującej masy p opisuje przy obrotach okrąg o promieniu r . Równocześnie z obrotem ciężarów wibratora w różne strony, wskutek czego drgania boczne są wyeliminowane, a drgania pionowe sumują się, środek ciężkości masy pala A wykonuje ruch na drodze pionowej $2a$ (rys. 3). Długości r i a są odwrotnie proporcjonalne do ciężarów obu ciał. Możemy wobec tego napisać:

$$\frac{2a}{2r} = \frac{2p}{G} \quad [1]$$

stąd $a = \frac{2 \cdot p \cdot r}{G}$ (maksymalna amplituda drgań).

Amplituda będzie się zmieniała w zależności od położenia mimośrodków i ogólnie możemy napisać:

$$a = \frac{2 \cdot p \cdot r}{G} - \cos(\omega \cdot t)$$

Ciężar wibratora p wirujący dookoła swojej osi z prędkością kątową ω rad/s wywołuje siłę odśrodkową:

$$S = \frac{P}{g} \cdot \omega^2 \cdot r \quad [2]$$

a prędkość kątową ma wartość:

$$\omega = \frac{2 \pi n}{60} = 0,105 n \quad [3]$$

gdzie n oznacza ilość obrotów wibratora na minutę albo częstotliwość drgań wibratora. Wobec tego, po podstawieniu wartości ω i g do wzoru [2], otrzymamy: $S = 0,00113 p \cdot r \cdot n^2$

$$S = 0,00113 G \cdot a \cdot n^2$$

Charakterystykę procesu wibrowania możemy określić również za pomocą przyspieszenia drgań środka ciężkości masy wibrowanej A :

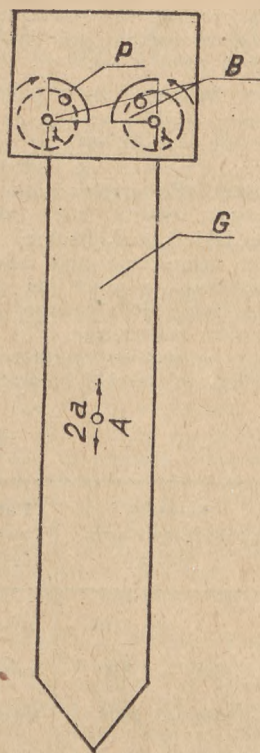
$$\gamma = \omega^2 a = 0,011 n^2 a \quad [4]$$

Przyspieszenie to ma wartość ujemną, gdyż środki ciężkości wibrowanej masy pala A i wibratora B mają kierunki przeciwne. Można to łatwo zaobserwować — gdy ciężary wirujące podnoszą się, pal opada w dół.

Bardzo często do scharakteryzowania wibrowania służy stosunek przyspieszenia wibratora do przyspieszenia ziemskiego. Po podstawieniu do równania [4] wartości a , wyznaczonej z równania [1],

$$\text{otrzymamy: } \gamma = \omega^2 \cdot \frac{P \cdot r}{G} \\ \frac{\gamma}{g} = \frac{P}{g} \cdot \omega^2 \cdot r \cdot \frac{1}{G} \quad [5]$$

Z ostatniego równania widać, że stosunek przyspieszenia środka ciężkości masy wibrowanej do przyspieszenia ziemskiego równy jest stosunkowi siły odśrodkowej do ciężaru ciała wibrowanego. Siła odśrodkowa najlepiej charakteryzuje wibrator. Dla uzyskania dobrych efektów wibrowania siła odśrodkowa wibratora musi być co najmniej równa ciężarowi wibrowanego elementu. Im siła



Rys. 3

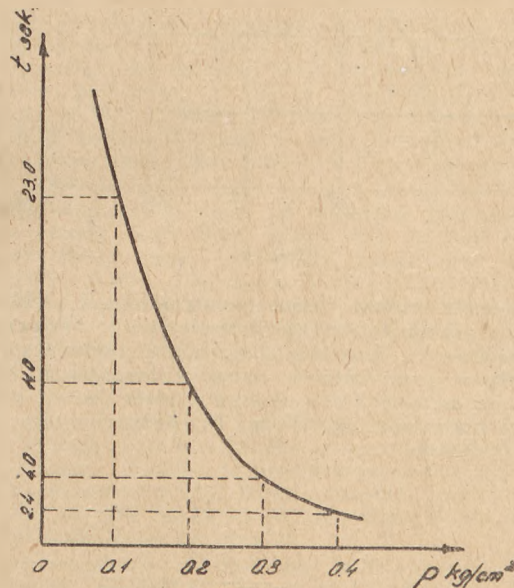
ta będzie większa, tym samym i efekt wibrowania będzie wzrastał, gdyż duża siła odśrodkowa będzie wywoływała większe amplitudy drgań, a tym samym będzie zwiększała stopień upłynnienia gruntu. W ZSRR stosuje się dla scharakteryzowania wibratorów tzw. „prędkość drgań” U , określoną za pomocą wzoru:

$U = \omega \cdot 2a = 0,105 \cdot n \cdot 2a$, gdzie $2a$ jest amplitudą drgań w cm, a n jest częstotliwością drgań na minutę. Dobiera się tak optymalną amplitudę i odpowiednią dla niej częstotliwość drgań, ażeby uzyskać taką prędkość drgań, która umożliwiłaby przewyższenie sił tarcia wewnętrznego i kohezji między cząsteczkami gruntu. Przez zwiększenie częstotliwości drgań zmniejsza się potrzebna do upłynnienia gruntu amplituda, przy czym amplituda maleje w dużo większym stopniu niż wzrasta częstotliwość drgań. Tak znaczne zmniejszenie amplitudy drgań przy stosunkowo niewielkim wzroście częstotliwości pociąga za sobą zmniejszenie mocy silnika oraz zmniejszenie zużycia energii elektrycznej. Może być także zwiększona moc wibratora bez wzrostu jego ciężaru i wymiarów. Jak widzimy, wibratory wysokoczęstotliwości (powyżej 3 500 drgań/min) są dużo korzystniejsze od wibratorów niskoczęstotliwych.

*

W praktyce zauważono, że pale stalowe czy żelbetowe o takiej samej średnicy i długości co pale drewniane wchodziły w grunt z dużo większą prędkością. Oczywiście na szybkość zanurzenia pala przy tej samej charakterystyce drgań ma wpływ współczynnik tarcia pala o grunt, zależny od materiału pala i rodzaju gruntu, ale bez porównania większe znaczenie ma wielkość statycznego nacisku pala na grunt.

Celem określenia wpływu nacisku statycznego na grunt, na szybkość zanurzenia pala, zostały przeprowadzone następujące doświadczenia: w drgający grunt ze stałą częstotliwością i amplitudą zanurzamy model pala o zmiennym ciężarze i badamy szybkość zanurzenia się tego pala w gruncie. Wyniki tych badań przedstawione są na rys. 4. Widzimy z niego, że z liniowym wzrostem obciążenia na 1 m^2 przekroju pala szybkość zanurzenia niewspółmiernie ostro wzrasta. Warunkiem zanurzenia jakiegoś elementu w drgający grunt (ciecz) jest, aby jego ciężar objętościowy był większy od ciężaru objętościowego „cieczy gruntowej”.

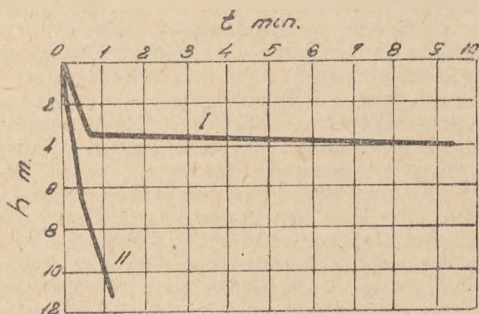


Rys. 4

W warunkach terenowych wykonano zanurzenie dwóch drewnianych pali o długości 12 m, przy tych samych drganiach ($n = 2300 \text{ obr/min.}$, $a = 2 \text{ cm}$), przy różnych wartościach obciążenia statycznego pali. Przebieg zanurzenia ilustruje rys. 5. Widzimy z niego, że zanurzenie pala nieobciążonego okazało się praktycznie niemożliwe, podczas gdy czas zanurzenia pala obciążonego dodatkowo trwał zaledwie 1,25 min. (obciążenie pala nr I wynosiło 1,5 t, a pala nr II — 6,5 t).

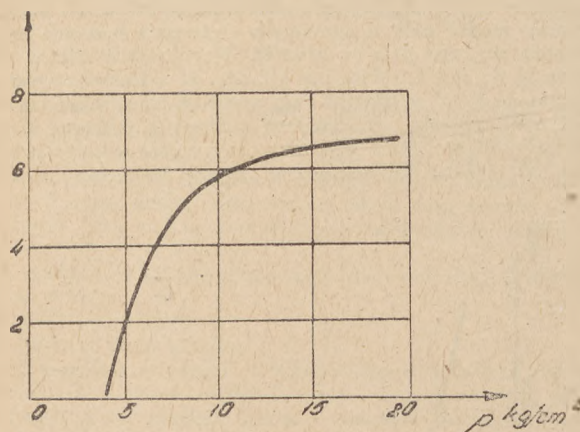
Rys. 6 przedstawia wykres zanurzenia pali drewnianych o długości 15 m w grunty gliniaste, w zależności od nacisku statycznego. Średnica pali wynosiła 0,26 m. Z wykresu tego widać, że w tym przypadku nacisk początkowy p_0 wyniósł 5 kg/cm^2 , a „przedział efektywnego nacisku” wyniósł $10 - 15 \text{ kg/cm}^2$.

Dla uzyskania potrzebnej prędkości zanurzenia konieczne jest, aby ciężar pala wraz z wibratorem był większy od pewnej określonej wartości. Jeżeli chodzi o przyjmowanie najodpowiedniejszego typu wibratora do zanurzania takich czy innych konstrukcji, Leningradzki Instytut Mostowy proponuje dla ciężkich żelbetowych



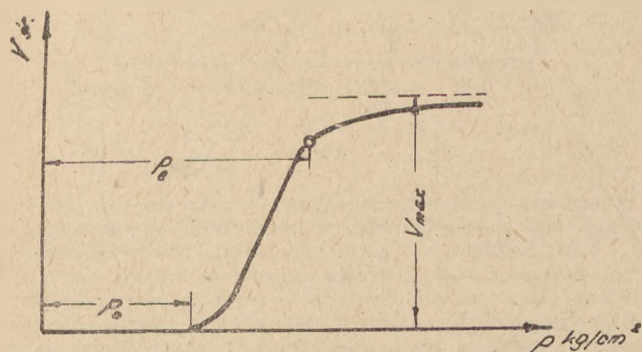
Rys. 5

pali, studni i szybów górniczych stosowanie niskoczęstotliwych wibratorów, o częstotliwości rzędu 300—500 obr./min., a dla elementów lekkich, jak pale drewniane, rury, brusy ścianek szczelnych, wibratory wysokoczęstotliwe. Na dowód słuszności tego podaje się przykład zabijania w grunt brusów stalowej ścianki szczelnej, przy zabiciu której zastosowanie mocnego, niskoczęstotliwego wibratora okazało się niewłaściwe wskutek tego, że w zamkach powstały — z powodu dużych amplitud — duże opory, utrudnia-



Rys. 6

jące zanurzanie brusów. Schematycznie zależność szybkości pogrążenia od nacisku statycznego ilustruje rys. 7. Wykres ten został sporządzony na podstawie obserwacji pogrążania za pomocą wibrowania w grunt różnych rodzajów konstrukcji, jak pale, brusy ścianki szczelnej i rury stalowe w różne rodzaje gruntu na głębokości dochodzące do 15 m. Na podstawie tego wykresu możemy stwierdzić:



Rys. 7

1. Zanurzanie pala jest możliwe tylko w tym przypadku, jeżeli nacisk statyczny na grunt (włączając w to ciężar własny pala) przekracza pewną granicę (P_0). Jak wykazują doświadcze-

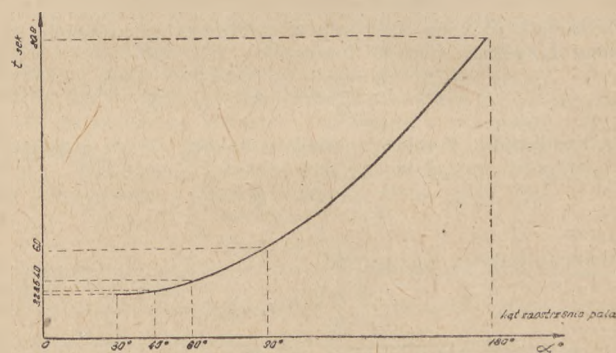
nia, wartość ta (można ją nazwać początkowym naciskiem) zależy od rodzaju gruntu, rozmiarów i form poprzecznego przekroju pala, a także od charakterystyki vibracji.

2. Widzimy, że w przedziale od wartości P_0 do wartości P_e krzywa szybko wzrasta do góry, czyli szybkość zanurzenia gwałtownie wzrasta w tym przedziale ze wzrostem nacisku statycznego. Przedział ten można nazwać „przedziałem efektywnego nacisku”. Po przekroczeniu górnej wartości tego przedziału (P_e) krzywa wzrasta dalej już bardzo asymptotycznie, zbliżając się do jakiejś maksymalnej wartości szybkości zanurzenia (V_{max}). Przy zanurzeniu pali należy zwracać uwagę na to, aby nacisk statyczny na grunt (od ciężaru pala, wibratora i ewentualnego obciążenia dodatkowego) był większy od wartości początkowego nacisku statycznego (P_0). Zagadnienie wpływu statycznego nacisku na szybkość zanurzenia pala powinno być dalej przedmiotem badań polowych i laboratoryjnych.

TABLICA III

Przekrój poprzeczny pala w cm	Forma przekroju	Wartość nacisku na grunt kg/cm^2	
		nacisk początkowy P_0	nacisk końcowy P_e
do 100	koło	0,8 — 1,2	1 — 2
400 — 800	koło	3,0 — 4,0	4 — 5
1400 — 1600	kwadrat	4,0 — 5,0	6 — 7

Tabela III przedstawia wyniki badań radzieckich w tym kierunku, opracowanych na podstawie obserwacji zanurzanych pali w terenie. Przytoczone w tej tabelcy wyniki należy traktować jedynie orientacyjnie. Wartości P_0 i P_e dla gruntów piaszczystych i gliniastych w zależności od formy i przekroju pala.



Rys. 8

Duży także wpływ na szybkość zanurzenia pala w grunt ma jego ostrze. Im koniec pala będzie bardziej zaostrożony, tym opory działające na to ostrze w czasie zanurzania pala w grunt będą mniejsze, a tym samym szybkość zanurzenia będzie większa. Celem określenia wpływu ostrza pala na szybkość zanurzania się pala w drgający grunt, wykonano następujące doświadczenia: w drgający grunt ze stałą częstotliwością i amplitudą zanurzano model pala, o tej samej średnicy i tym samym nacisku statycznym na grunt, ale o zmiennym kącie zaostrzenia pala. Wyniki wykonanych doświadczeń przedstawia rys. 8. Jak widzimy z wykresu, stosowanie większych zaostrzeń pali niż 45° nie dałoby praktycznych korzyści z punktu widzenia szybkości zanurzenia pala, natomiast wykonanie zbyt cienkiego ostrza byłoby kłopotliwe i narażałoby ostrze na uszkodzenia. Dlatego też wydaje się, że stosowanie kąta zaostrzenia pali 45° będzie najlepsze.

LITERATURA

1. Barkan D. D. — Ustrojstwo osnowanij sooruzenij z primenieniem wibrowanija.
2. Barkan D. D. — Wibrowanije fundamentow.
3. Sawinow O. A. — Swajnyje wibropogruzateli z podressorenoj prigruzkoj.
4. Gajczewski J. — Fundamentowanie głębokie za pomocą wibrowania (naszynopsis).

DZIAŁ V – EKSPLOATACJA

INŻ. KAZIMIERA DZIEWANOWSKA I INŻ. HENRYK JOST

Kuźnice Zakopiańskie i ich gospodarka wodna

W 1955 r. Sekcja Historii Techniki i Nauk Technicznych, przy Komitecie Historii Nauki Polskiej Akademii Nauk, przystąpiła do prac badawczych nad dawnym górnictwem i hutnictwem tatrzańskim, stanowiącym niezmiernie ciekawą kartę z dziejów techniki polskiej.

Główne szlaki turystyczne Tatr prowadzą przez dolinę potoku Bystrej, która od dnia dzisiejszego ma nazwę Kuźnic, pochodzącą od ruchliwej osady przemysłowej, niegdyś tu istniejącej.

Mimo, że górnictwo tatrzańskie kruszcowe posiada swą bardzo dawną historię, bo sięgającą Jagiellonów, to Kuźnice zakopiańskie, zwane inaczej Hutami Hamerskim lub krótko „Hamrami”, sięgają swymi początkami zaledwie pierwszej połowy XVIII wieku. Początków tego hutnictwa należy upatrywać w wytwarzaniu dla własnej potrzeby narzędzi i przedmiotów codziennego użytku. Było to zjawiskiem powszechnie spotykanym w okolicach skazanych, ze względu na ówczesne warunki komunikacyjne, na „samowystarczalność”.

Ostatni za czasów Rzeczypospolitej starosta nowotarski, Franciszek Rychter Pelikańczyk, przypisywał sobie założenie Kuźnic, chociaż bardziej prawdopodobne jest, że istniały już grubo wcześniej, a tylko za jego czasów nastąpił duży ich rozwój. W kilka lat po rozbiore Polski Rychter umiera. Kuźnice, jako była własność koronna, przechodzą w posiadanie rządu austriackiego. Z ramienia tego rządu bada stan górnictwa i hutnictwa w Tatrach hr. Ybarra, przy czym są tu wtedy czynne dwa wysokie piece i dwie fryszarki.

W pierwszej ćwierci XIX wieku rząd austriacki zaczyna rozsprzedawać wszystkie swe dobra kameralne. Kupuje wtedy Kuźnice Jan Homolacz. Gdy odkryto niedaleko położone od nich pokłady rudy w Magórze, w dolinie Jaworzynki oraz włożono w inwestycje spore sumy pieniędzy, Kuźnice rozwijają się znacznie, tak że w 1830 r. „wyrabiają 10 000 kg żelaza tygodniowo” w postaci różnego rodzaju wyrobów łanych, kutych i walcowanych.

W tym czasie droga z Zakopanego, które było wówczas nędzną wioszczyną, biegła podobnie jak dziś. Po lewej jej stronie, idąc w kierunku gór, stał szereg małych domków hamernickich, budowanych na gruncie dworskim. Zezwalano na ich budowę pod tym warunkiem, że grunt pozostaje własnością dworską, domek natomiast jest własnością danego robotnika. Po prawej stronie drogi wznosiły się budynki kuźni i walcowni.

„Puszką Bracką” — odpowiednik dzisiejszej kasy zapomogowej — była w Kuźnicach instytucja dająca wyraz wartości solidarności świata hawiarско-hamernickiego. Robotnikom, którzy zachorowali lub też wdowom po zmarłych górnikach i hutnikach wypłacano skromne zasiłki. Do „Puszek” należeli również i węglarze czyli „brajerzy”, wypalający w różnych miejscach podtatrzańskich węgiel dla potrzeb hutnictwa. W tych czasach bowiem węgiel drzewny a nie koks był podstawą cieplną procesu. Wprowadzenie na szerszą skalę do wielkopiecownictwa koksu przypada dopiero na drugą połowę XIX stulecia.

Gdy w Magórze ruda wyczerpała się, zaczęto sprowadzać ją z Węgier,¹⁾ drogą pod regłami, noszącą stąd nazwę „Żelaznej Drogi”. Kiedy i wielki piec przestał pracować, sprowadzano tą drogą również surówkę. Gotowe wytwory: pręty, blachy, odlewy, wyroby ślusarskie wysyłano furkami góralskimi do Krakowa, jak również do Bochni i Nowego Sącza. Czas przejazdu tam i z powrotem wynosił 3 dni, a góral zarabiał 1 zł reński austriacki. Jakość wyrobów żelaznych kuźniczych była dobra i cieszyły się one ustaloną sławą.

Upadek Kuźnic zaczyna się ok. lat siedemdziesiątych ubiegłego stulecia. Kopalnie rudy zostają ostatecznie zamknięte w 1876 r., zaś same Kuźnice zamierają w kilka lat później. Na przykładzie Kuźnic widać dobrze, jak kapitalizm, rozwijając się intensywnie zabijał mniejsze, nierentowne, o przestarzałych środkach produkcji zakłady, a rozbudowa sieci komunikacyjnej, głównie kolei żelaznych umożliwiła dogodną wymianę towarową. Gdy za granicą były już od dość dawna w użyciu piece pudlingowe, to tutaj pokutują jeszcze prymitywne ogniska fryszarskie. Daje się odczuwać brak dobrej rudy na miejscu. Wskutek wycięcia

pobliskich lasów, drzewo trzeba sprowadzać z dalszych okolic, co podwyższa mocno koszty produkcji. Transport drzewa w warunkach górskich jest bowiem bardzo uciążliwy. Dla przykładu można podać, że produkcja gotowych wyrobów w roku 1837 wynosiła 6,5 tys. cetnarów wiedeńskich (1 cetnar wied. = 0,056 t), co pochłaniało okragło 15 000 m³ drewna. Jest to co prawda szczytowy okres rozwoju, ale zniszczenie lasów postępowo w szybkim tempie. Stąd mamy do czynienia z tak wielkim оголоceniem z drzew stoków Boczania, Skupniowego, Uplazu, stoków doliny Jaworzynki, które jeszcze dziś jest widoczne.

Pozostały stosunkowo niktne ślady, po tym ongiś tętniącym życiu przemysłu. Istnieją resztki budynków. Wzdłuż całej doliny Bystrej można znaleźć liczne kawałki żużla wielkopiecowego i fryszerskiego. W terenie istnieje również szereg śladów gospodarki wodnej tego zakładu, o czym będzie mowa poniżej. Budynek „Murowanica” należący do Funduszu Wczasów Pracowniczych jest resztą z zabudowań walcowni, podobnie jak i budynek „Zdrój”, znajdujący się naprzeciw. Budynek restauracyjny, na placu koło stacji kolejki liniowej, był niegdyś modelarnią, warsztatem do wykonywania modeli odlewniczych. Szereg zabytków ówczesnej wytwórczości można znaleźć w terenie, w postaci krzyży i kapliczek przydrożnych oraz wśród eksponatów Muzeum Tatrzańskiego. Z przemysłem tym związane jest kilka piosenek, opowiadań i legend. Oprócz miejscowej ludności przewijali się przez Kuźnice także i ludzie z innych stron Polski oraz Austrii, Niemiec, Czech, Węgier. Hutnictwo kuźnicke wywarło niewątpliwie piętno na kulturze podhalańskiej.

*

Jednym z ciekawych zagadnień jest gospodarka wodna zakładu kuźniczego, którą krótko pragniemy tu omówić w ogólnych zarysach. Jako ilustracja do niniejszego ma służyć mapa katastralna, pochodząca z 1846 r. litografowana u Prohaski i Wintera w 1848 r. Mapa ta²⁾ posiada podziałkę w sążniach wiedeńskich (wiener Klafter). 1 sążeń wiedeński równy jest 6 stopom wiedeńskim, czyli długości 1,9 m. Mapa posiada skalę 1 : 2880 (rys. 1).

Energia w hutnictwie jest, jak wiadomo, jednym z czynników zasadniczej wagi. Przez długie lata źródłem tej energii były, jeśli chodzi także i o zakłady metalurgiczne strumienie, rzeki, potoki, a więc siła wodna. Kuźnice zakopiańskie należały do zakładów, gdzie używano energii wodnej do napędu różnych urządzeń i maszyn. Wykorzystano tu potok Bystrą, która ujęta w młynówki obracała koła wodne. W ten sposób napędzane były miecchy, dające dmuch do wysokiego pieca, młoty w kuźnicach, walcownia.

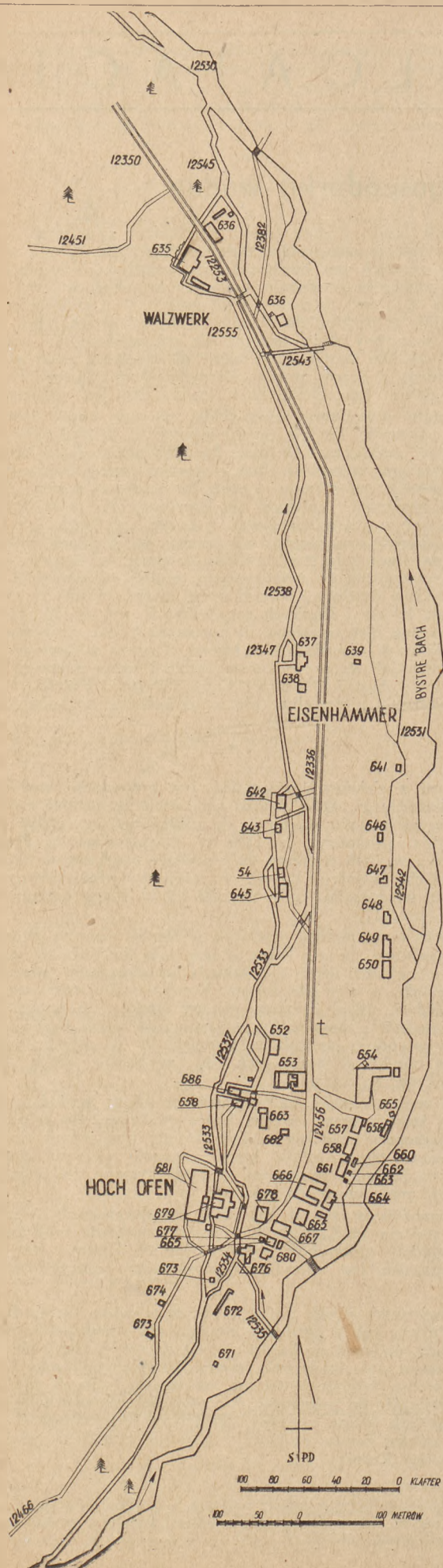
Koło wodne nasiębiernie, napędzające młoty, posiadało długi wał, na którego przeciwnym końcu osadzone było koło z kilkoma zacępami. Zaczepty te powodowały podnoszenie do góry drewnianego trzona młota, który następnie własnym ciężarem spadał na kowadło, oprawione w pień drzewny, po czym młot znów był podnoszony do góry itd.

W przeciwieństwie do zakładów metalurgicznych, czynnych w ub. stuleciu w Zagłębiu Staropolskim, zakłady w Kuźnicach nie posiadały zbiorników wyrównawczych. Dlatego też układ tych ostatnich jest specyficzny, posiadający charakterystyczne piętno.

Typowy potok górski, jakim jest płynąca doliną Kuźnic Bystra, mimo dużych wahań pomiędzy minimalnym a maksymalnym stanem wody, nadawał się bardzo dobrze do napędu zakładów. Było tu potrzebne małe spiętrzenie (niskim drewnianym jazem) w celu ujęcia wody. Spiętrzenie to nie nastroczało żadnych trudności. Doprowadzanie do poszczególnych zakładów również było łatwe. Zakłady, jak widać z mapy, leżały po lewej (orograficznie) stronie potoku Bystra, za szosą, rozrzucone niemal na całej długości doliny Kuźnic.

²⁾ Mapa została opublikowana w „Studiach i materiałach z dziejów nauki polskiej” cz. IV, jako ilustracja do artykułu M. Josta pt. „Górnictwo i hutnictwo w Tatrach Polskich”.

¹⁾ Dzisiejsze terytorium Czechosłowacji.



Jak widać z mapy, a także i z zachowanych do dziś śladów terenowych, cała gospodarka wodna Kuźnic wskazuje na ekonomiczne wyzyskanie siły wodnej. Źródłem energii jest młynówka potoku Bystra, biegnąca po lewej (orograficznie) jego stronie. Całkowita długość tej młynówki, poczynając od pierwszego ujęcia aż do wylotu młynówki odprowadzającej, wynosi ok. 1,6 km. Istniały bowiem na Bystrej aż trzy ujęcia wody. Pierwsze ujęcie następowało najprawdopodobniej przy pomocy niskiego, prowizorycznego jazu drewnianego, który na mapie nie jest zaznaczony. Ujęcie to znajdowało się na potoku Bystra, poniżej obecnej zapory nr 4, w odległości ok. 450 m od zabudowań przytykających do wielkiego pieca (Hoch Ofen), w kierunku południowo-zachodnim (licząc wzdłuż biegu młynówki). Drugie ujęcie, wprowadzające wodę do młynówki o długości ok. 100 m, znajdowało się w odległości ok. 420 m. poniżej ujęcia pierwszego, licząc odległość wzdłuż biegu potoku Bystra. W tym miejscu istnieje na mapie zaznaczony jaz. Najprawdopodobniej był to niski jaz drewniany. Wskazuje na to sposób (symbol) oznaczenia (nr kat. 12536). Trzecie ujęcie wody miało miejsce w odległości ok. 150 m od ostatniego zakładu kompleksu Kuźnic, czyli walcowni i znajdowałoby się dzisiaj poniżej zapory nr 1, pod Nosalem. Długość młynówki od tego ujęcia wynosi ok. 60 m. I tu mamy również zaznaczony na mapie jaz, podobnie jak i przy ujęciu poprzednio omówionym.

Woda z ujęcia pierwszego (ok. 450 m od zabudowań wielkiego pieca) użyta była przypuszczalnie do napędu młochów, dających dmuch³⁾, które umieszczone były w budynku przytykającym do niego (nr kat. 679). Budynek ten znajdowałby się dzisiaj naprzeciw budynku restauracyjnego, poniżej stacji kolejki linowej na Kasprowy Wierch.

W odległości ok. 100 m od zabudowań kompleksu wielkiego pieca oddzielał się kanał boczny, upustowy, łączący się następnie z kanałem doprowadzającym wodę z ujęcia drugiego, oznaczonego nr kat. 12535. Długość tego oddzielającego się kanału upustowego wynosi ok. 60 m. Nieco poniżej połączenia się drugiego kanału uściowego i upustowego (nr kat. 12535) znajduje się budynek; oznaczony na mapie jako drewniany, posiadający nr kat. 676. Budynek ten leży nad kanałem i posiada zaznaczony na mapie symbol koła wodnego. Z układu wynika że musiało być to koło wodne podsiębierne. Mogło to być ewentualnie koło wodne podsiębierne z zastawką śpiętrzącą strumień dopływowy. Żadnych innych oznaczeń, poza symbolem koła wodnego, tu nie ma.

Kanał, z którego woda dawała napęd młochom wielkiego pieca, oznaczony jest w dalszej swej części nr kat. 12533. Biegnie on aż do budynku oznaczonego nr 686. Tu znajdowało się prawdopodobnie koło wodne nasiebierne. Świadczyłoby o tym prostopadłe skierowanie kanału przy samym budynku. Przy omawianym budynku znajduje się kanał upustowy, biegnący pomiędzy budynkami 686 i 658, łączący się z kanałem drugiego ujęcia wody. Główny kanał zasilający (12533) przedłużony jest dalej, w dół doliny. Oznaczony on jest tu nr 12537. Kanał drugiego doprowadzalnika biegnie w dalszym ciągu przy budynku oznaczonym nr 652, gdzie mogło się znajdować ewentualnie koło wodne. Wskazuje na to kanał boczny, upustowy, leżący pomiędzy parcelami 11097 i 11098, którym płynęła woda, w wypadku gdy koło wodne umieszczone przy budynku 652 było nieczynne.

Następuje teraz połączenie wszystkich trzech kanałów w jeden wspólny oznaczony nr 12533. Kanał ten posiada długość ok. 70 m, po czym rozdziela się znowu. Kanał prawy służył jako upust, lewy zaś dostarczał wody do napędu kół wodnych, mieszczących się w dwóch, stojących ze sobą w niewielkiej odległości budynków fryszerskich (Młot Julia, Młot Eugenia). Kanał lewy posiada przy młocie „Julia” boczny upustowy o długości ok. 50 m. Przed zabudowaniami „Młot Eugenia” (na mapie wszystko oznaczone jest wspólnym mianem, „Eisenhammer”) znajduje się zaznaczony wyraźnie zbiornik wodny, o regularnych prostokątnych kształtach, posiadający wymiary ok. 12 × 22 m.

³⁾ W „Rozmaitościach” lwowskich (nr 61 z dn. 20.X.1823 r.), w artykule opisyującym pobyt arcyksięcia Franciszka Karola w Tatrach w dniu 25.VIII.1823 r., mamy: „W Zakopanem oglądaliśmy także hamarnię, gdzie rudę na żelazo przetapiano. Tu są warte widzenia młochy żelazne, sprowadzone świeżo z Anglii i odznaczające się szczególną i kosztowną mechaniką. Jak mi mówiono, kosztują one 50 000 Ryn”.

Rys. 1. Mapa katastralna rejonu Kuźnic Zakopiańskich z 1846 r. Ze względu na przejrzystość, mapa została nieco uproszczona. Zaznaczone są na niej jedynie wody, tj. potoki i młynówki, drogi oraz budynki. Podziały katastralne parcel nie są naniesione. Oryginalna podziałka liniowa mapy podana jest w sążniach wiedeńskich (wienerschen Klaftern). Dla zorientowania się w wielkości poszczególnych odległości dodano podziałkę liniową metryczną. Na oryginalnej mapie znajduje się napis: „Zakopana sammt der Ortschaft Oleza in Galizien — Sandeuer Kreis — 1846. Lith. Prohaska u. Winter 1848”



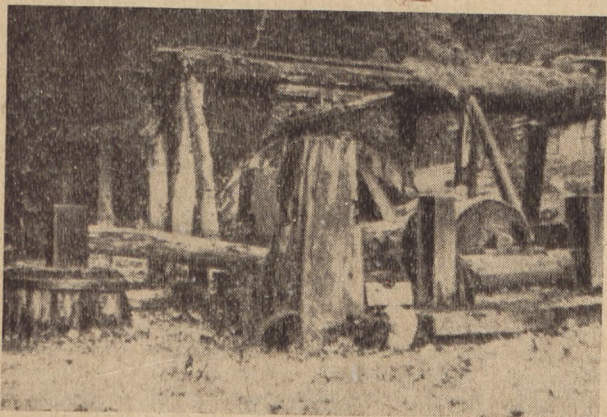
Rys. 2. „Młot Anny” (Kuznice Zakopiańskie z widokiem na Goryczkową) fot. Szubert 1880 r.

W jakim celu został on wykonany — trudno powiedzieć, ze względu na to, że głębokość jego, a tym samym i pojemność nie mogła być duża. Bezpośrednio z tego zbiornika odchodzi boczny kanał upustowy, o długości ok. 40 m, łączący się z prawym kanałem dolnym oraz kanał do napędu koła wodnego młota „Eugenia”. W odległości ok. 15 m od młota „Eugenia” ma miejsce połączenie się obu kanałów, tj. prawego i lewego w jeden wspólny kanał, dający wodę do napędu koła wodnego młota „Anna”. Posiada on długość wynoszącą ok. 150 m.

Począwszy od punktu połączenia, kanał ziemny młynówki biegnie w stoku doliny, ze spadkiem mniejszym niż spadek dna doliny Kuźnic, dzięki czemu uzyskano znaczną różnicę poziomów wylotu młynówki i terenu, przy młocie „Anna”. Ślady tej młynówki stokowej są do dnia dzisiejszego dobrze zachowane. Dojście młynówki przy budynku młota „Anna”, bezpośrednio do koła nasiębiernego, typowe, prostopadłe do budynku. Kanał boczny upustowy oznaczony jest tu nr kat. 12347.

W dalszym ciągu, młynówka oznaczona nr 12538 biegnie w terenie dnem doliny, po czym wchodzi na stok. Długość jej wynosi w sumie ok. 350 m. Łączy się ona tutaj z kanałem trzeciego ujęcia wody z Bystrej, oznaczonym numerem 12543. Długość tego kanału, jak już podano wyżej, wynosi ok. 60 m. Ujęcie to było wykonane najprawdopodobniej tak, jak i ujęcie poprzednie, tj. jako niski jaz drewniany. Jaz ten zaznaczony jest na mapie. Na tym samym jazu bierze początek również doprowadzalnik dodatkowy, względnie boczne koryto Bystrej, biegnący po prawej stronie drogi. Z tego kanału, w odległości ok. 70 m od miejsca połączenia się trzeciego doprowadzalnika, oznaczonego nr 12543 z młynówką, oddziela się krótki kanał upustowo-przelewowy.

Młynówka doprowadzona jest następnie, po skręceniu w stronę lewą, do ostatniego zakładu produkcyjnego Kuźnic, tj. walcowni (Walzwerk), której zabudowania główne oznaczone są nr 635. Doprowadzenie z młynówki, idącej skarpą Krokwi, biegnie pod kątem prostym do niej, prawdopodobnie korytem na palach. Następnie koryto przechodzi wzdłuż dwóch ścian budynku walcowni. W walcowni znajdowało się koło wodne nasiębiernie. Za zabudowaniami walcowni, po prawej stronie drogi, biegnącej w kierunku Zakopanego, następuje połączenie się obu kanałów wodnych w jeden, oznaczony nr 12545, który odprowadza wodę do potoku Bystra. Długość tego kanału odprowadzającego od miejsca połączenia się z potokiem Bystra, aż do miejsca rozgałęzienia — wynosi ok. 120 m.



Rys. 3. Ostatni młot z Kuźnic Zakopiańskich (używany przed I wojną światową do rozbijania kamienia i żużla — rozebrany w 1920 r.) — fot. K. Stecki

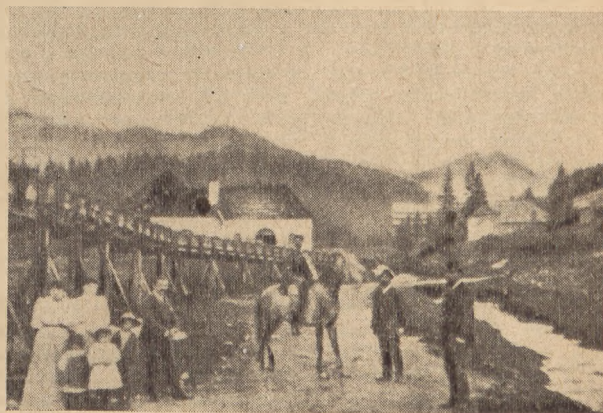
Młynówka dająca energię zakładom produkcyjnym w Kuźnicach biegła przeważnie w terenie, dnem doliny, bądź też częściowo w nasypie — po stoku. Widać to dobrze z istniejących do dziś śladów terenowych. O tym, że częściowo (przy samych zakładach) młynówki biegły korytami naziemnymi, drewnianymi na słupach, świadczą fotografie, np. „Młot Anny” (rys. 2), wykonana w 1880 r. przez Szuberta oraz Radzikowskiego, zamieszczona w „Wierchach” z 1934 r., jako ilustracja do artykułu Anczyca pt. „O dawnym Zakopanem”.

Ze względu na to, że całą dolinę Kuźnic zalegają grube pokłady głazów morenowych i aluwialnych, straty wody, powstałe wskutek przepuszczalności terenu, w którym biegły młynówki, były uzupełniane dodatkowymi młynówkami ujęć drugiego i trzeciego, jak wynika z poprzednich zdań niniejszego artykułu.

Wygląd młynówki kuźnickiej, według omawianego tu materiału kartograficznego, na oko podobny jest do dzisiejszego „dzikiego” koryta górnej części potoku Foluszowego (młynówka Bystrej). Na potoku Foluszowym, płynącym wzdłuż ulicy Zamayskiego i Krupówek, obecny przepływ wynosi ok. 1 m³/s, przy małym stanie wody (późna jesień). Taki stan trwa średnio, biorąc przez cały rok, jako minimalny.

Według wiadomości, udzielonej przez jednego z murarzy, który pracował przy regulacji potoku Bystra (kamienne koryto, wykonane w 1902 r.), „dawniej Bystra płynęła po przeciwnej stronie drogi do Kuźnic. Dopiero po wykonaniu robót regulacyjnych, cała woda została skierowana w obecną, kamienne koryto.”

Z powyższego wynika, że prawie cała woda szła młynówką, dającą energię zakładom metalurgicznym. skoro ludzie uważali tę młynówkę za właściwy potok, potok zaś za jakieś boczne koryto.



Rys. 4. W dawnych Kuźnicach — fot. Stanisław Eljasz Radzikowski

Szerokość właściwego koryta potoku Bystra na omawianej mapie jest określona granicami katastralnymi, które siłą rzeczy odbiegały znacznie od granic samego nurtu potoku, specjalnie zaś w warunkach nieregulowanego potoku górskiego, który zmienia swój nurt bardzo często.

Przyjawszy średnio moc napędową walcowni (pudlingarnia) na ok. 80 KM (wg prof. M. Radwana), jak również przyjmując wysokość spadku na ok. 6—7 m, orientując się wg zachowanych śladów terenowych, musielibyśmy mieć orientacyjnie przepływ sekundowy, odpowiadający co najmniej dzisiejszemu przepływowi potoku Foluszowego, przy niskim stanie wody. Jeśli chodzi o przepływ sekundowy w górnej części potoku Bystra, przy niedużej wodzie, to wynosi on średnio 2,5 m³/s. Różnica wzniesień pomiędzy miejscem pierwszego ujęcia wody a odprowadzeniem jej do koryta Bystrej jest bardzo znaczna, ponieważ reper wysokościowy na budynku „Murowanica”, który jest pozostałością z zabudowań kompleksu walcowni, posiada rzędną 936 m n.p.m., zaś budynek stacji dolnej kolejki linowej na Kasprowy Wierch, położony w górnej części Kuźnic, posiada wzniesienie 1027 m n.p.m. Średni spadek Bystrej wynosi przeciętnie 6‰ (na odcinku kuźnickim).

Jak widać z powyższego, krótkiego przeglądu gospodarki wodnej Kuźnic, była ona dość rozbudowana i umożliwiała racjonalne i ekonomiczne wyzyskanie energii wodnej. Charakterystyczną rzeczą jest tutaj, że doprowadzenie młynówki w terenie, przy małym spiętrzeniu i nieznacznym spadku teście, dawało dużą różnicę poziomów już na niewielkiej stosunkowo długości, skutkiem istniejącego, naturalnego spadku dna doliny, który jest dość znaczny. Nie była potrzebna tutaj budowa zbiorników wyrównawczych. Zakłady te mogły być skupione na stosunkowo niewielkiej odległości, wzdłuż biegu młynówki, jak jest to widoczne z mapy.

PRZEGŁĄD WYDAWNICTW

„VIZUGYI KÖZLEMÉNYEK” 1954—1955

„Vizugyi Közlemények” („Wiadomości Hydrotechniczne”) to kwartalnik Instytutu Badawczego Gospodarki Wodnej przy Węgierskiej Generalnej Dyrekcji Gospodarki Wodnej. Jako jedyne czasopismo z tego zakresu postawione jest na wysokim poziomie naukowym i zawodowym, a wadą jego jest jedynie zbyt rzadkie ukazywanie się, często w odstępach półrocznych, jako numery podwójne. Obszerne streszczenia obcojęzyczne pozwalają na studiowanie kwartalnika tym wszystkim, którym obca jest znajomość bądź co bądź trudnego języka węgierskiego. W niniejszej notatce ograniczymy się do pobieżnego przeglądu numerów za lata 1954/55, w celu zorientowania czytelników w tematyce pisma i współczesnych zagadnieniach gospodarki wodnej na Węgrzech.

Nr 1/54 rozpoczyna się artykułem R. Rajczego „Zadania Generalnej Dyrekcji Gospodarki Wodnej w ramach nowego programu państwowego”. Utworzenie dyrekcji, a więc skoordynowanie zagadnień wodno-gospodarczych, zbiegło się z ogłoszeniem uchwały Rady Ministrów WRL o rozwoju produkcji rolnej w oparciu o nowy program KC Węgierskiej Partii Pracujących. Ta uchwała określa główne wytyczne Dyrekcji Generalnej, jako że gospodarka wodna jest ściśle związana z rolnictwem. Czołowym zadaniem jest opracowanie podstawowego planu gospodarki wodnej, a następnie planów poszczególnych 11 dyrekcji okręgowych. W dalszej części artykułu opisuje autor warunki gospodarcze Węgier, jako tło wspomnianego planu.

Dyrekcja Generalna zarządza i kieruje sprawą zaopatrzenia w wodę pitną i przemysłową, a także odprowadzania i oczyszczania wód zużytych. Ponadto zajmuje się rejestracją zasobów wodnych, koordynacją potrzeb wodnych, rozwiązaniami technicznymi zagadnień wodnych, udziela porad przy rozwiązywaniu problemów zaopatrzenia w wodę i kanalizacji, osiedli, określa normy potrzeb wodnych, dba o zachowanie czystości wód i sprawuje kontrolę nad urządzeniami oczyszczającymi.

Projektowaniem inwestycji wodno-gospodarczych zajmuje się Biuro Projektów Budownictwa Wodno-gospodarczego.

Zbieranie i opracowanie podstawowych danych i materiałów dla projektowania inwestycji wodnych, a także obserwacje hydrologiczne i prace badawcze, należą do Instytutu Badawczego Gospodarki Wodnej.

Przy wypełnianiu zadań określonych planem duży udział posiada czasopismo „Wiadomości Hydrotechniczne” będące przewodnikiem i zbiorem danych hydrologicznych dla węgierskich inżynierów gospodarki wodnej.

Z innych artykułów tego zeszytu na uwagę zasługują: „Rozwój melioracji rolnych w dolinie Cisy” — J. Pichler oraz „Roboty ziemne przy budowie kanałów” — G. Maurer.

Zeszyt 2/54 podaje ciekawe sprawozdanie z działalności Instytutu Badawczego Gospodarki Wodnej za lata 1952/53, zawarte w 15 artykułach sprawozdawczych. Wstęp, opracowany przez D. Ihriga, dotyczy ogólnie pracy instytutu.

Instytut Badawczy Gospodarki Wodnej, powstały w czerwcu 1952, obejmuje dwa kierunki działalności:

— badania podstawowych problemów naukowych gospodarki wodnej,

— przeprowadzanie specjalnych prac badawczych dla konkretnych potrzeb gospodarczych.

Organizując Instytut włączono doń Węgierski Instytut Hydrograficzny posiadający wieloletnie doświadczenie i bogate wyniki pracy.

Zadania Instytutu zawierają się w następujących zagadnieniach:

a) hydrologia (zbieranie i publikacja wyników, służba hydrologiczna i przeciwpowodziowa);

b) badania wód podziemnych (wody gruntowe i krasowe, oznaczanie ich ilości i zachowania się, prace geofizyczne);

c) badania jakości wód (chemia i biologia wód, utrzymanie czystości wód naturalnych, badania ścieków);

d) gospodarka wodna (ogólne studia techniczno-hydrologiczne dla planowania wodno-gospodarczego, katastrof wodny);

e) laboratorium hydrotechniczne (badania hydrauliczne dla potrzeb budownictwa wodnego).

Instytut zarządza Centralną Biblioteką Gospodarki Wodnej i opracowuje odródną dokumentację naukowo-techniczną. Regularnymi publikacjami Instytutu są: „Codzienna Mapa Hydrologiczna”, „Wiadomości Hydrograficzne” (miesięcznik), „Rocznik Hydrograficzny” oraz kwartalnik „Nowości Biblioteczne” i mie-

siecnik „Przegląd Czasopism”. W Instytucie znajduje się także redakcja „Wiadomości Hydrotechnicznych”. Ponadto Instytut wydaje szereg publikacji naukowych, wśród których na specjalną uwagę zasługuje „Atlas Hydrologiczny Węgier”, składający się z 3 serii: dane hydrograficzne, przegląd danych hydrometeorologicznych, stosunki odpływu. Atlas wydawany jest zeszytami obejmującymi poszczególne dorzecza.

Dalsze artykuły tego numeru omawiające różne zagadnienia, nad którymi pracuje Instytut, zgrupowane są w następujących działach:

— hydrologia wód powierzchniowych,

— hydrologia wód podziemnych,

— badania jakości wód,

— planowanie wodno-gospodarcze.

W ostatnim dziale należałoby zwrócić uwagę na artykuł B. Csermáka pt. „Planowanie regionalne gospodarki wodnej”, składający się z 5 rozdziałów: opis ogólny, badania zasobów wodnych, określanie potrzeb wodnych, zestawianie bilansu wodnego i projekt planu, część administracyjna.

W nr 3/54 znajdujemy artykuły: B. Weimaun. „Przegrody ziemne dla zatrzymywania rumowiska i obudowa potoków górskich”; E. Gáál — Projekty małych urządzeń stawowych; J. Szilágyi — Obliczanie wydajności studzien z pomocą zmiennego współczynnika filtracji; G. Fáy — Pomiary wydajności pomp i rur ssących; I. Rácz — „Nowy statek pomiarowy służby rzecznej na Dunaju”.

Na bliższe omówienie zasługuje nr 4/54, będący numerem jubileuszowym z okazji 75-lecia wydawnictwa. Działalność czasopisma w służbie gospodarki wodnej na Węgrzech oraz w rozwoju węgierskich nauk technicznych omawiają w krótkich artykułach K. Rajcz i A. Vendl.

Z kolei H. Lampl i E. Mosonyi piszą o rozwoju robót hydrotechnicznych na Węgrzech. Intensywny rozwój budownictwa wodnego datuje się od początku bieżącego stulecia, wybudowaniem jazu syt. Poiree na rz. Körös pod Böhény. W 1908 r. z okazji budowy śluzy na Dunaju uruchomiono pierwsze badanie laboratoryjne budowli wodnych.

Po I wojnie światowej jedną z największych robót hydrotechnicznych była budowa portu handlowego w Budapeszcie, w latach 1924—1928. W latach 1931/32 zbudowano przegrodę na Rabie pod Nick, stosując urządzenia dla rozpraszania energii wody w formie specjalnego progu amortyzującego.

Jedną z największych inwestycji wodnych doby obecnej na Węgrzech jest stopień wodny w Tiszalök, zabezpieczający nawodnienie 125000 ha, poprzez kanał o wydajności 60 m³/sek.

Szczegóły dotyczące gospodarki wodnej na Węgrzech podawaliśmy już poprzednio¹⁾.

Następne artykuły dotyczące rozwoju poszczególnych zagadnień wodnych i tak: M. Gábri pisze o nawodnieniach, J. Pichler — o pracach regulacyjnych, A. G. Pattantius i E. Trentka — o pompach dla zakładów odwadniających i nawadniających, I. Binnyei — o projektowaniu pompowni. Z kolei S. Horvath — pisze o dunajskiej drodze wodnej na Węgrzech, a G. Illés — o 75-leciu zaopatrzenia w wodę na Węgrzech. W zakończeniu znajdujemy szereg wzmianek z prasy zagranicznej, a m. in. recenzje z n-ru „powodziowego” (4/54) „Gospodarki Wodnej”.

W 1955 r. wyszły tylko dwa podwójne zeszyty, przy czym nr 1 — 2 został poświęcony katastrofalnej powodzi na Dunaju w lipcu 1954 r. Zeszyt ten zawiera materiały z Bawarii, Austrii, Słowacji i Węgier.

Po krótkim wstępie K. Rajczego znajdujemy ogólny artykuł o tej powodzi i robotach zabezpieczających (E. Serf i J. Sik), ilustrowany szeregiem bardzo ciekawych zdjęć wykonanych podczas powodzi. Artykuł J. Kniški omawia przebieg powodzi na odcinku słowackim Dunaju, a artykuł G. Sziliego — akcję przeciwpowodziową w Budapeszcie, P. Szászkelyi i J. Sik przedstawiają organizację ochrony od powodzi, zaś I. Hollá — doświadczenia powodziowe miejskich zakładów wodociągowych i kanalizacyjnych. Z kolei 2 artykuły zapoznają z przebiegiem powodzi na odcinku bawarskim (J. Volk) i Austrii (W. Kresser). Ciekawe wyniki pomiarów przepływu, przeprowadzonych podczas wzebrania na węgierskim odcinku Dunaju, podają W. Lászlóffy i J. Szilágyi, natomiast Z. Karolyi opisuje sposób utrwalenia spadku zwierciadła wody powodziowej. Następne artykuły traktują o obserwacjach zachowania się wałów przeciwpowodziowych (L. Tápay) i doświadczeniach hydrologicznych podczas wzebrania

(L. Galli), zaś i J. Sik opisuje naprawy uszkodzeń w walach. Zeszyt kończy się artykułem W. Laszloffly'ego o prognozie stanów wody.

Dla uzupełnienia podaje się, iż w nr-ze 5 i 6/54 czasopisma NRD „Wasserwirtschaft — Wassertechnik” ukazał się wyczerpujący artykuł W. Boera i H. Schuberta „Przyczyny i przebieg powodzi w lecie 1954 r. na Łabie i jej dopływach”.

Z treści zeszytu 3-4/55 na uwagę zasługuje kilka artykułów, a przede wszystkim zbiorcza praca o projektach większych urządzeń nawadniających (F. Liptak, I. Oraszlány i P. Salamin). Z kolei Z. Babos podaje ciekawe rozwiązania umocnień brzegów rzek i kanałów z zastosowaniem prefabrykatów. Artykuł L. Töröka omawia metody obliczeń nacisku lodów na budowle wodne. Jedno z zagadnień mechaniki gruntów porusza krótko H. Lampl w artykule: „Związek między uziemieniem gruntu a jego właściwościami fizycznymi”. Tematem artykułu N. Juhasza są urządzenia lewarowe ponad wałami rzecznyymi. Ostatni artykuł dotyczy zagadnień projektowania melioracji na zasadzie obliczeń ekonomicznych. Zeszyt kończy się bogatym przeglądem wydawnictw zagranicznych.

Kończąc należy podkreślić wysoką wartość poszczególnych artykułów, zasługujących każdorazowo na obszerne omówienie.

Inż. Z. Mikulski

WYDAWNICTWA INSTYTUTU HYDROTECHNICZNEGO W BELGRADZIE

Istniejący od kilku lat w Jugosławii Instytut Hydrotechniczny im. inż. Jarosława Czernego w Belgradzie (Hydrotehnički Institut, „Ing. Jaroslav Cerni” — w Beograd), podległy serbskiej Akademii Nauk, prowadzi ostatnio dość ożywioną działalność wydawniczą, przejawiającą się w kilku seriach wydawnictw. Początkowo wyniki swoich opracowań publikował Instytut w „Zbiorze Prac” Serbskiej Akademii Nauk, gdzie ukazały się dwa zeszyty. Instytutu Hydrotechnicznego.¹⁾

We wstępie do nr 1 znajdujemy artykuł informacyjny B. Knezevića — redaktora wydawnictwa — o Instytucie Hydrotechnicznym, jego powstaniu i pracach. Z kolei następuje kilka artykułów teoretycznych głównie z zakresu hydrodynamiki.

Nr 2 podaje 10 komunikatów sprawozdawczych dotyczących podobnych zagadnień, częściowo odnoszących się do projektowania hydrotechnicznego. Poszczególne artykuły zaopatrzone są w streszczenie w językach obcych, przeważnie angielskim i francuskim.

W 1954 r. zostało wydane obszerne „Sprawozdanie z II Konferencji Sekcji Jugosłowiańskiej Międzynarodowej Komisji Wysokich Zapor”, która odbyła się w Jugosławii w 1952 r.²⁾ Nadmieniamy, iż poprzednia I Konferencja odbyła się w 1950 r. w Zagrzebiu.

Sprawozdanie zostało ujęte w 7 rozdziałach, grupujących artykuły z pobranych zagadnień łącznie z dyskusją nad nimi.

I. Zbiorniki retencyjne. Na wstępie znajdujemy interesujący nas artykuł o zamulaniu zbiornika Jablanica, oraz 2 artykuły o walce z tym zjawiskiem. Następne 3 artykuły omawiają kwestię retencjonowania wód w zbiornikach sztucznych.

II. Badania hydrauliczne. Znajdujemy tu 10 referatów poświęconych badaniom laboratoryjnym siłowni wodnych i poszczególnych elementów budowli, przesiąkaniu wody, zjawisk kavitacji. Na specjalną uwagę zasługuje praca M. Goljovskega pt. „Ewolucje fal wywołanych przez przerwanie wysokich zapór”.

III. Projektowanie zapor. Początkowo artykuły tego rozdziału dotyczą projektowania i konstrukcji zapór ziemnych następnie metod obliczeń zapór betonowych, a wreszcie wyniku badań nad deformacjami zapór i podłoża.

IV. Beton i cement dla wielkich zapor. W 4 artykułach zawarto tu zagadnienie technologii betonu hydrotechnicznego oraz jego masowej produkcji na placach budowlanych.

V. Zastrzyki i wzmacnianie gruntu. Podano tu kilka przykładów tego rodzaju akcji przy większych budowach wodnych w Jugosławii.

VI. Konstrukcja zapór i organizacja zakładów. Referaty dotyczą mechanizacji prac betonowych, budowy ścianek szczelnych i siłowni wodnej przy zaporze Zvornik.

VII. Komunikaty o pracach IV Kongresu Wysokich Zapor w New Delhi. Podano tu wykaz referatów wygłoszonych na tym Kongresie (10 — 16.I.1951 r.), a następnie 4 referaty dotyczące zagadnień poruszanych na Kongresie, a m. in. „Metody określania przepływów wód wielkich przy projektowaniu zapor” (D. Caric) i „Problem osadzania w zbiornikach retencyjnych na IV Kongresie Wysokich Zapor” (B. Knezević).

W zakończeniu publikacji znajdujemy wnioski opracowane podczas obrad Konferencji Jablanickiej.

W 1954 r. Instytut Hydrotechniczny rozpoczął wydawanie 2 serii wydawnictw, a to „Sprawozdania” („Saopštenja”) i „Monografie” („Posebna izdanja”). W przedmowie do nr 1 „Sprawozdań” sprecyzowano zadania stojące przed wydawnictwem; chodzi tu przede wszystkim o podzielenie się doświadczeniem i wynikami pracy Instytutu z szerokim kręgiem inteligencji technicznej, a jednocześnie nawiązanie współpracy teorii z praktyką. Pismo posiada kilka działów specjalnych, jak: hydrologia, energetyka wodna i studia wodno-ekonomiczne, hydraulika i konstrukcje hydrotechniczne.

Zeszyt 1 „Sprawozdań” zawiera 4 artykuły; dwa z nich dotyczą zagadnień mechaniki gruntów i fundamentowania, a w szczególności badań terenowych nad ścinaniem i tarcieniem wewnętrznym w gruncie oraz obliczeń pali gładkich. Inny artykuł opisuje badania laboratoryjne ciekawego projektu odpiaszczalnika na rzece Jelovske, przeciwdziałającego dostawaniu się rumowiska do wlotu do kanału siłowni. Badania ustaliły właściwy kształt komór i krat przed wlotem oraz działanie odpiaszczalnika. Ostatni artykuł tego zeszytu omawia podstawy rozwiązania wodno-gospodarczego przełęczy Demikarpijske Klisure w Macedonii, w związku z elektryfikacją powstającego tam przemysłu. Artykuł rozpatruje podstawy hydrologiczne i energetyczne budowy siłowni wodnej o produkcji 150 mln. kWh rocznie.

Numer 2 „Sprawozdań” rozpoczyna wspomnienie pośmiertne o inż. Jarosławie Czernym, który położył wielkie zasługi dla rozwoju gospodarki wodnej i hydrotechniki w Jugosławii przez zorganizowanie wodnych biur projektowych, zaprojektowanie szeregu siłowni wodnych i aktywną działalność w zakresie gospodarki wodnej. Na wstępie znajdujemy artykuł W. Polhovskiego o aparaturze elektrycznej do pomiarów ciśnienia hydraulicznego, mającej duże zastosowanie przy eksploatacji siłowni wodnych. Ciekawe studium hydrologiczne i hydrauliczne daje G. Bata, opisując badania laboratoryjne trasy regulacyjnej Dunaju przy ujściu Cisy. Przedmiotem badań było przede wszystkim połączenie Cisy z Dunajem, jako rzek o różnych charakterach hydrologicznych. Artykuł M. Boreli'ego omawia metodykę badań nad przesiąkaniem wody przez zaporę ziemną. Następny krótki artykuł zajmuje się opisem badań modelu wodomierza automatycznego, zainstalowanego na kanale nawadniającym. W zakończeniu zeszytu znajdujemy dwa artykuły z zakresu mechaniki gruntów i fundamentowania, będące do pewnego stopnia dalszym ciągiem prac publikowanych na ten temat w zeszycie 1.

W serii „Monografii” widzimy na razie trzy prace w tym dwie biografie. Pierwsza z nich dotyczy prac i działalności naukowej J. S. Vilovskiego, pierwszego hydrologa serbskiego z drugiej połowy XIX w.³⁾ Druga zbiorowa biografia, kilku autorów, poświęcona została A. Aleksicowi również hydrologowi serbskiemu, nieco młodszemu, ale działającemu współcześnie z Vilovskim.⁴⁾ Aleksic zasłużył się szczególnie przez swe studia hydrologiczne na Morawie i Maczwie.

Wreszcie trzecia biografia zajmuje się tzw. „Kwadratami segmentowymi”, stosowanymi przy budowie sztolni w masywach skalnych anizotropowych⁵⁾. Praca ta, bogato ilustrowana, posiada bez wątpienia dużą wartość dla projektujących sztolnie i tunele i zasługuje na wyczerpujące osobne omówienie. Załączona na końcu książki skróty obcojęzyczne (franc., niem., ang., włoski) znacznie ułatwiają zrozumienie tekstu.

Kończąc to pobiczne omawianie ostatnich wydawnictw jugosłowiańskich z zakresu gospodarki wodnej i hydrotechniki, należy uznać dużą aktywność naszych Kolegów w Jugosławii. Należy jedynie żałować, że nasze wiadomości o sobie są na razie tak skąpe. Celowe byłoby nawiązanie bliższych kontaktów dla wzajemnej wymiany doświadczeń i współpracy.

Inż. Z. Mikulski

¹⁾ Zbornik radova. Kn. VI. „Hydrotehnički Institut”, Kn 1. Beograd 1951. Srpska Akademija Nauka. Naučna Kniga. Zbornik radova. Kn. XXXVIII. „Hydrotehnički Institut” — Ing. Jaroslav Cerni, Kn. 2. Beograd 1953. SAN. Naučna Kniga.

²⁾ „Saopštenja sa Drugog savetovanja strucnjaka Jugoslavije o visokim branama” Jablanica na Neretvi. 25—28 septembra 1952. Beograd 1954.

³⁾ Petrovic N. — Jovan Stefanovic Vilovski i njegov rad na nauci o vodama. Prilog istoriji hidrotehničke radova na Tisi i Danuvu, Beograd 1954. Hydrotehnički Institut „Ing. Jaroslav Cerni” 9 Posedna izdanja. Kniga 1.

⁴⁾ Knezevic B. R., Ristic A. M., Popovic R. — Anta Aleksic i njegov rad na hidrologiji Morave i Macve, Beograd 1955. Hydrotehnički Institut „Ing. Jaroslav Cerni” — Posebna izdanja, Kniga 3.

⁵⁾ Lazarevic D. — Segmentni kvadrati. Oblogie hidrotehničkih tunela pod pritiskom u anizotropnim brdskim masivima, Beograd 1955. Hydrotehnički Institut „Ing. Jaroslav Cerni” — Posebna izdanja, Kniga 2.

„VODOHOSPODARSKY ČASOPIS“

Słowenskiej Akademii Wied 1953—1955

Nasi słowaccy koledzy przystąpili w 1953 r. do wydawania własnego czasopisma wodno-gospodarczego pod firmą Słowackiej Akademii Nauk. „Časopismo Vodno-gospodarcze“ ma za zadanie publikowanie prac dotyczących aktualnych problemów gospodarki wodnej w Słowacji, zarówno teoretycznych jak i praktycznych. Dotyczy to przede wszystkim prac z zakresu hydrologii, a następnie hydrotechniki (w szczególności wyniki badań laboratoryjnych), melioracji wodnych, zagadnień czystości wód łącznie z wynikami prac oczyszczalni ścieków itp. Wśród treści dotychczas wydanych zeszytów przeważa problematyka naukowa — teoretyczna. Pismo wychodziło początkowo jako półrocznik, a począwszy od 1956 r. — jako kwartalnik. Redakcję prowadzi znany nam z pobytu w Polsce akademik prof. Otto Dub.

Numer podwójny 1-2/1953 rozpoczyna się artykułem S. Fekete — „Przestrzenny i czasowy rozkład parowania klimatologicznego w Słowacji“. Widzimy z tego, że zagadnienie parowania jest aktualne nie tylko u nas. Autor wprowadza tu pojęcie „parowania klimatologicznego“, pod którym rozumie przeciętną wartość parowania na danym terenie, czyli tzw. u nas parowanie terenowe. Artykuł omawia w 1 rozdziale ogólnie zagadnienia parowania, podaje zależność parowania od poszczególnych elementów meteorologicznych i środowiska geograficznego oraz opisuje używane metody pomiarów i obliczeń. Druga część artykułu zajmuje się określeniem wielkości parowania na terenie kraju. W zakończeniu podano kilkanaście mapek rozkładu parowania.

Ciekawy przyczynek daje V. Zajicek w artykule pt. „Wody podziemne w dolinie Wagu, przed budową obiektów wodnych i po ich ukończeniu“. Na szeregu przykładach wskazuje na zmiany, jakie zaszły w stosunkach wód podziemnych z uwagi na postępujące zagospodarowanie Wagu. Wnioski z tych doświadczeń mogą być przydatne w innych podobnych przypadkach. Następny artykuł (K. Nikitin — „Wpływy zjawisk pedologicznych na poziomy infiltracyjny na Żytnym Ostrowie Górny“) dotyczy stosunku wód gruntowych w Nizinie Naddunajskiej. Z kolei znajdujemy 2 artykuły z zakresu hydrodynamiki: K. Rohan — „Przyczynek o pewnych rodzajach ruchu wody w profilu zamkniętym“; J. Pantelopoulos — „Komory wyrównawcze o stałym profilu z przysłoniętym wlotem“. Wreszcie 3 ostatnie artykuły tego zeszytu dotyczą spraw hydrochemii i hydrobiologii; są to: K. Boško — „Bilans tlenowy dorzecza górskiego Hornadu“; O. Winkler — „Użycie makroorganizmów jako wskaźników stopnia czystości wód płynących“; O. Bogatyrew i O. Winkler — „Ścieki z kopalni i ich wpływ biologiczny na niektóre organizmy“.

Nr 1/1954 przynosi na wstępie pierwsze wyniki z badań nasów leśnych w Słowacji (S. Fekete), prowadzonych od 1953 r. przez Instytut Badawczy Gospodarki Wodnej w Bratysławie. Z kolei J. Szolgay i B. Nather podają wyniki swych studiów nad reżimem rumowiskowym Dunaju. Badania te prowadzone są w związku z regulacją rzeki dla potrzeb żeglugi. Autorzy rozpatrują na wstępie to zagadnienie od strony teoretycznej, aby potem przejść do kwestii pomiarów bezpośrednich, a uzyskane wyniki porównać z obliczeniami empirycznymi. W zakończeniu podano zestawienie dotychczasowych wyników osadzania rumowiska na odcinku Dunaju od Wiednia do granicy węgierskiej, wskazujące iż wielkość osadzania na tym odcinku waha się w granicach ok. 100000 — 200000 m³ rocznie. Celowe byłoby wykorzystanie doświadczeń zdobytych na Dunaju dla naszych warunków.

J. Pantelopoulos podaje studium teoretyczne o stabilności skarp i dna kanału, zaś K. Rohan rozważa zagadnienie ruchu wody w sztolniach, rurach i długich przepustach. Ostatni artykuł jest krótkim przyczynkiem do badań nawodnień brzdowych (I. Farsky i M. Peter). Autorzy zajmują się w nim przede wszystkim kwestią przesiąkania wody z brzdów.

Drugi zeszyt 1954 r. daje na wstępie pracę A. Sermera o określaniu parowania ze swobodnej powierzchni zwierciadła wody, celem stwierdzenia strat wody w zbiornikach i innych wodnych płaszczyznach. Autor zajmuje się tu głównie ustaleniem związków między przebiegiem elementów meteorologicznych a parowaniem i w zakończeniu podaje opracowaną przez siebie mapę parowania z wolnej powierzchni wody dla użytku projektantów zbiorników wodnych.

V. Zajicek artykułem o wodach podziemnych Żytniego Ostrowa kontynuuje niejako pracę K. Nititina z zesz. 1-2/53.

Obszerna praca J. Čábelki rozpatruje badania laboratoryjne niećek do rozpraszania energii pod zaporami. Następny artykuł K. Boski dotyczy zjawisk biochemicznych na rz. Rimawie, a ostatni I. Farskiego — zagadnień nawadniania gleb piaszczysto-gliniastych.

Numer 1-2/1955 przynosi 10 bardzo ciekawych artykułów. Pierwsza praca E. Simo i L. Brobilová — „Wydzielenie wód podziemnych z całego dopływu Wagu w okresie 1831—1940“, stanowi wstęp do opracowania bilansu wodnego tej rzeki. Przed przystąpieniem do właściwego tematu autorzy dokonali analizy metod stosowanych w tym celu, aby następnie przyjąć metodę własną opartą na przepływach minimalnych, z której wynika, że wody podziemne posiadają 20 — 35% udziału w całkowitym przepływie rzeki.

Następnym artykułem jest praca zbiorowa o wodach filtracyjnych w południowej Słowacji. Głównie jest tu mowa o wodach przesiąkających z Dunaju do Niziny Naddunajskiej podczas znanej powodzi w 1954 r. Z kolei J. Pacl rozpatruje reżim lodowy na Dunaju z punktu widzenia projektowanych budowli wodnych. Autor dochodzi do wniosku, że zagospodarowanie rzeki wpłynie ujemnie na reżim lodowy. Następnie 2 artykuły omawiają zagadnienia rumowiskowe. Pierwsze z nich (K. Rohan i J. Červen) dotyczy granulometrii materiału wleczanego, zaś drugi (D. Almer) pomiarów materiału unoszonego na rzekach słowackich.

Projekt służy komorowej z punktu widzenia hydraulicznego i ekonomicznego omawia E. Musiar, zaś K. Kysela — kwestie ekonomiki siłowni wodnych derywacyjnych. Pewną ciekawostkę stanowi notatka J. Purginy o projekcie kanału Poprad — Wag z XVIII w. W zakończeniu znajdujemy dwie drobne notatki: o kapilarnym ruchu wody w glebie (J. Benetin) i o intensywności erozji (O. Dub).

Obszerny, prawie 200-stronicowy, zeszyt 3-4/55 obejmuje znów szereg prac ze wszystkich niemal zagadnień gospodarki wodnej. I tak E. Simo daje przyczynek do problemu określania wskaźnika opadu, czyli wysokości średniego opadu w dorzeczu. Autor rozpatruje różne metody obliczeń, porównuje wyniki uzyskane tymi metodami i określa dokładność obliczeń, podkreślając iż od dokładności obliczeń opadu zależy wartość całego bilansu rozpatrywanego dorzecza. M. Kacvinsky pisze w niedługim artykule o parowaniu z wolnej powierzchni wody w Nizinie Naddunajskiej, stwierdzając przewagę ewaporometru szalkowego Wilda nad używanym powszechnie w Czechosłowacji przyrządem Rona. Problem bilansu wodnego rzek słowackich podejmuje w krótkim komunikacie L. Drobilova, podając na przykładzie Wagu i jego dopływów układ poszczególnych elementów bilansu wodnego. E. Musiar i O. Misut, w artykule: „O niektórych zakładach manipulacji upustami jednej z naszych przegród podczas wielkich wód“, podają przykład metodyczny eksploatacji zapory. Następnie D. Velev (Sofia) rozpatruje kwestię deformacji jednej z zapór bułgarskich omawiając szczegółowo: przesiąkanie przez ścianę betonową, deformację bloków betonowych w kierunku osi zapory i deformacje prostopadłe osi.

Z kolei następuje obszerny teoretyczny artykuł J. Pantelopoulosa o granulometrii materiału unoszonego w rzekach i jeziorach. Autor zajmuje się przede wszystkim stroną fizyczną zjawiska i wpływem burzliwości ruchu na transport rumowiska unoszonego.

Następne artykuły dotyczą zagadnień melioracyjnych i czystości wód. I tak: M. Holý pisze o klasyfikacji erozji wodnej przestrzennej na podstawie zmian glebowych; J. Benetin — o zapewnieniu odbioru wód nawadniających; I. Farsky mówi o planie nawadniania i harmonogramie odbioru wody dla nawodnień; wreszcie K. Boško rozważa kwestię dopuszczalnego obciążenia odbiorników ściekami, a M. Autonić — problemy sanitarno-techniczne w dorzeczu środkowego Hronu i możliwości ich rozwiązania.

Zeszyt zamykają recenzje kilku wydawnictw.

Omówiliśmy pokrótce wydane dotychczas roczniki „Časopisma Vodno-gospodarczego“, w celu poinformowania czytelnika polskiego o charakterze i tematyce pokrewnego nam wydawnictwa. Oczywiście tego rodzaju pobieżne omówienie nie wyczerpuje ciekawej tematyki tego wartościowego czasopisma, którego każdy zeszyt zasługuje na szczegółową analizę. Postaramy się, aby następne zeszyty wychodzące już jako kwartalniki, omawiać na bieżąco.

NAJNOWSZE OSIĄGNIĘCIA W BUDOWIE ZAPÓR ZIEMNYCH

Istnieją, jak wiadomo, dwa zasadnicze rodzaje zapór ziemnych, mianowicie: z rdzeniem w osi zapory oraz od strony odwodnej, na skarpie zapory. W zaporze ziemnej, wykonanej z narzutu kamiennego, posiadającej rdzeń w osi zapory tylko odpowietrzna jej część jest czynna w pokonaniu parcia wody zapelnionego zbiornika. W zaporze ziemnej, posiadającej nieprzepuszczalny fartuch na skarpcie od strony odwodnej, praktycznie cały korpus zapory powstrzymuje parcie wody. Ten typ zapory przy wykonaniu powodował znaczne trudności w ubiegłych latach, z powodu osiadania korpusu zapory, pociągającego za sobą pękanie i osiadanie powierzchni wodoszczelnej od strony odwodnej.

W ostatnich latach wybudowano kilka zapór ziemnych, m.in. w 1949 r. w Szwecji na rzece Nissa oraz w 1952 r. w Kalifornii na rzece Bear. Obie zapory wykonano z warstwą nieprzepuszczalną od strony odwodnej. Omówimy tu osiągnięcia w budowie zapór ziemnych z warstwą nieprzepuszczalną od strony odwodnej.

Kamień użyty do zapory na rzece Nissa w Szwecji pochodził całkowicie z wyłomu w sztolni, potrzebnej dla siłowni wodnej. Stwierdzono przy tym, że urobek skalny, wydobyty ze sztolni, posiada lepsze uziarnienie dla wykonania korpusu zapory niż skała odspojona na powierzchni. W sztolni odspojenie skały można było skierować tylko w jednym kierunku, w kierunku jej wylotu. Aby uzyskać pożądane uziarnienie odspojonej skały, używano więcej dynamitu na 1 m³ materiału skalnego. Ten sposób odstrącał wyklucza równocześnie b. wielkie bloki kamienne. Największe kamienie użyte do zapory posiadały wymiary od 60 do 90 cm, w ilości 0,80%; 90% kamieni były mniejsze od 30 cm, 6% mniejsze od 15 cm, 2,2% — mniejsze od 5 cm i 1% — mniejsze od 2,5 cm.

Urobek skalny dowieziono do zapory przy pomocy wywrotek i układano w poziomych warstwach o grubości od 45 do 60 cm. Po wyladowaniu wywrotek, robotnicy układali kamienie w korpusie zapory, zaś widoczne puste przestrzenie między kamieniami zapelniali frakcjami drobniejszymi. Następnie warstwę kamienia polewano wodą i ugniatano walcem drogowym 10 t. W ten sposób warstwa kamienia o grubości ok. 60 cm została skompresowana o 8 cm, tj. o 12%. Warstwę skalną powtórnie ugniatano wibratorem powierzchniowym, drogowym wagi 1,6 t, przy pomocy którego warstwę skompresowano o dalsze 3 cm, tj. o 5%. W końcu warstwę kamienia powtórnie polewano wodą ze specjalnego urządzenia rurowego, w ilości ok. 4 do 5 m³ na 1 m³ narzutu kamiennego.

Przez określenie objętości skały, wydobytej ze sztolni oraz umieszczonej w korpusie zapory, określano wielkość próżni w zaporze. Stwierdzono, że w czasie od 14 maja do 10 czerwca objętość próżni w zaporze wynosiła 30,7%, zaś od 11 czerwca do 8 lipca (1949 r.) 29%. Stąd wnioskowano, że objętość próżni urobku skalnego w stanie luźnym wynosi ok. 45%, a więc osiągnięte skompresowanie narzutu kamiennego tworzącego korpus zapory było zupełnie dobre.

W czasie budowy zapory umieszczono w jej korpusie 30 stałych pretów w różnych miejscach, w celu wykonania pomiarów osiadania zapory. Zostały one zaniwelowane w lutym 1950 r. oraz powtórnie w maju, tj. w 2,5 miesiąca później, przed rozpoczęciem napełnienia zbiornika. Napełnienie zakończono przed porą opadów śnieżnych, deszczu i odwilży. Największe osiadanie wynosiło 1 mm, a więc b. małe. Trzecie pomiary miały być wykonane wtedy, kiedy korpus zapory zostanie poddany parciu wody w ciągu określonego czasu.

Brak widocznego osiadania mógł być przypisany następującym czynnikom:

- stosowanie układania warstwowego urobku skalnego o grubości od 60 do 90 cm,
- ubijanie warstw walcem drogowym,
- zastosowanie wibracji.

Należy podkreślić, że chociaż maszyna wibracyjna była stosunkowo mała, skutek wibracji można było stwierdzić w całej masie skalnej zapory. Fakt ten można było również zauważyć poniżej zapory przez istnienie małych fal, wywołanych wibracją na powierzchni wody dolnej.

Zapora ziemna na rzece Bear w Kalifornii, o podstawie długości 201 m i o wysokości 71 m, zasługuje na uwagę, ze względu na fakt, że we wcześniejszych zaporach betonowy fartuch nieprzepuszczalny kładziono bezpośrednio na narzucie kamiennym, w tej zaś zaporze warstwę betonową położono na grubej warstwie kamieni, wielkości 30 do 45 cm, ułożonych ręcznie

bądź mechanicznie; warstwa ta miała grubość 3 m przy koronie zapory oraz 7 m przy podstawie. Urobek skalny wyladowano bezpośrednio na zaporę, przy czym równocześnie wprowadzono znaczną ilość monitorów (urządzeń do zraszania wodą) w celu wypłukania luźnego i drobnego materiału z narzutu. W ten sposób zmniejszono do minimum stopień osiadania zapory. W tym też celu zwiększono znacznie wysokość wyrzucania urobku skalnego na tworzący się korpus zapory, przez co ostre kany kamieni znacznie zostały stępione i uzyskano lepsze naturalne zagęszczenie narzutu. Do polewania użyto od 2- do 4-krotnej ilości wody na jednostkę objętości narzutu skalnego. Duże kamienie umieszczono od strony odwodnej, w celu zapewnienia dogodnego położenia pokrywie betonowej, umieszczonej na podkładzie skalnym.

Pokrywę żelbetową wykonano z kwadratowych płyt, o wymiarach 18 × 18 m, dylatowanych blachą miedzianą. Pod szczelinami dylatacyjnymi umieszczono betonowe belki, o szerokości 1,2 m i wysokości 0,6 m, które ułatwiły wykonanie uszczelnienia fug, zapewniały swobodne poruszanie się płyt oraz w wypadku uszkodzenia uszczelnienia uniemożliwiły większe przecieki. Grubość płyt wzrasta od 0,3 m przy koronie do 0,7 m przy podstawie zapory, zaś zbrojenie w cieńszych płytach umieszczono w środku, w grubszych zaś dawano zbrojenie podwójne, przy czym odległość między wkładkami wynosiła 20 cm przy koronie i 30 cm przy podstawie zapory. Płyty wykonano jako lekko wygięte w kierunku wody tak, że w wypadku osiadania zapory szerokość fug dylatacyjnych automatycznie zostaje zwężona.

Doświadczenia wykazały, że konieczny jest filtr od strony dolnej rdzenia uszczelniającego, który powinien zabezpieczyć przenikanie rdzenia do narzutu kamiennego zapory. Również konieczny jest odpowiedni filtr od strony odwodnej, aby uchronić materiał uszczelniający przeciwko uderzeniom fali oraz nagłemu opróżnieniu zbiornika.

Stwierdzono następujące korzyści wynikające z powyższego sposobu budowy zapór ziemnych. Ciężar narzutu kamiennego oraz wody spoczywającej na nim przenosi się bezpośrednio na grunt, zaś jednostkowe obciążenie wzrasta stopniowo od minimum do maksimum. Narzut kamienny poniżej rdzenia uszczelniającego jest suchy i odpowiednio parcie wody od podstawy zapory jest wykluczone, co szczególnie jest ważne przy trzęsieniach ziemi oraz w zadaniach TOPL. Narzut kamienny zapory jest podatny i dlatego może się zupełnie dobrze dopasować do osiadania, tak że straty w przeciekaniu z biegiem czasu nie mogą mieć większego znaczenia. Materiał rdzenia uszczelniającego osiągnął już ostatni stopień rozkładu geologicznego i dlatego więcej się nie zmieni, podczas gdy pokrywa betonowa, jako ciało sztywne, może popękać i w następstwie być przyczyną większych przecieków; oprócz tego pokrywa betonowa jest narażona na mróz oraz wpływ innych warunków atmosferycznych; dlatego musi być remontowana co 100 lat; jest to bez znaczenia, ponieważ w tym czasie zamortyzuje się; przy tej okazji można również skontrolować materiał uszczelniający. Również tworzenie się rys w pokrywie betonowej nie jest groźne, ponieważ przy corocznym opróżnianiu zbiornika może być ona skontrolowana i ewentualnie wyremontowana.

Wielkość uziarnienia filtrów wynosiła: od strony wody dolnej od 25 cm i 1,2 cm, przy czym warstwa filtra była odpowiedniej grubości w zależności od wysokości zapory, od strony wody górnej piasek i żwir od 7,5 cm do 1,2 cm. Bardzo drobne warstwy filtra z praktycznych względów muszą być zastąpione grubszymi, aby zapewnić swobodne osiadanie narzutu kamiennego, bez obawy zaważenia się zapory. Uziarnienie filtrów jest tak dobrane, że wszystkie puste przestrzenie między większymi częściami są wypełnione drobniejszymi warstwami i w ten sposób uniemożliwiają wypłukanie drobnego materiału.

Dla dokonania badań wykonano model zapory w skali 1:150, z zachowaniem właściwego uziarnienia. Model umieszczono na wibracyjnym stole. Badania przeprowadzono w zakładzie wytrzymałości materiałów w Uniwersytecie w Kalifornii. Wyniki badań pozwoliły stwierdzić duży opór zapory ziemnej na trzęsienie ziemi. Chociaż przyjęta wibracja była 2 do 3 razy większa od największych dotychczas znanych wartości, żadne uszkodzenia nie wystąpiły.

Reasumując można stwierdzić:

- Sposób wykonania narzutu kamiennego tworzącego korpus zapory, przy użyciu walców i wibratora drogowego oraz wody w ilości 4 — 5 m³ na 1 m³ narzutu, daje minimalne wartości osiadania zapory, wynoszące maksimum 1 mm, co należy uważać za wynik b. dobry. Koszt 1 m³ tak wykonanej zapory wynosi ok. 35 zł wg cen 1956 r., bez materiału kamiennego.

- Zastosowanie kolejki linowej do wykonania korpusu zapory wydaje się b. celowe, z uwagi na możliwość większego jej zagęszczenia.
- Powyższy rodzaj zapory ziemnej jest właściwy, z uwagi na zadania TOPL i lepszy od zapory z rdzeniem umieszczonym pionowo, jak wykazały badania na modelu.

— Zapora tego typu nie wymaga budowy sztolni rewizyjnej w podstawie zapory, co jest znaczną oszczędnością. (Opracowane na podstawie: 1. Fourth congress on large dams. 1951, 2. „Der Bauingenieur“ nr 7/54).

Inż. Stanisław Kosmala

KRONIKA

Z DYSKUSJI NA TEMAT WYKORZYSTANIA PRAC WODNO-MELIORACYJNYCH I ŁĄKARSKICH W ROLNICTWIE

(Konferencja Naukowo-Techniczna, Szczecin 8-10.VI.56 r.)

Nawiązując do notatki zamieszczonej w nr 8/56 o Konferencji naukowo-technicznej SITUM, podajemy niżej skrót dyskusji nad wygłoszonym referatem i koreferatem. Charakter referatów i dyskusji pozwala stwierdzić, że Konferencja była właściwie zjazdem służby wodno-melioracyjnej, obradującej nad trudnym zagadnieniem właściwego wykorzystania przez rolnictwo wykonywanych urządzeń i prac wodno-melioracyjnych oraz łąkarskich. A oto skrót dyskusji.

Inż. Kwapiszewski — Lublin. Jedną z największych bolączek jest brak nawozów mineralnych, wskutek czego nawozi się zaledwie 10% łąk. Zdołaliśmy przekonać rolnika o potrzebie nawożenia łąk i pastwisk, a tymczasem nawozów nie może otrzymać. Oczywiście trzeba wykorzystywać ścieki miejskie i przemysłowe, ale pokryje to potrzeby nawozowe zaledwie w 10%. Trzeba więc zabezpieczyć nawozy nie tylko na łąki zagospodarowane zgodnie z planem inwestycyjnym, ale i na te, które bez specjalnych zabiegów melioracyjnych, ale wskutek samego nawożenia mogą znacznie zwiększyć swą wydajność.

Nowa organizacja służby melioracyjnej zbliży melioracje do rolnictwa. Komórki melioracyjne w radach narodowych będą odpowiedzialne za gospodarowanie wodą na swoim terenie, a więc nie tylko na łąkach, ale także na gruntach ornych.

Obowiązkiem tej służby będzie regulowanie już wczesną wiosną spływu wiosennego z użytków rolnych, aby umożliwić wczesne stosowanie zabiegów agrotechnicznych np. włóczenia, chroniącego zapas wody w glebie. Współpraca rolnika i melioratora powinna być ściślejsza, aby zabiegi techniczne i agrotechniczne wzajemnie się uzupełniały.

Plany robót melioracyjnych powinny wynikać z potrzeb rolnika, a więc projekty trzeba przedstawiać użytkownikom gruntów i uwzględniać ich uwagi. Tylko wtedy udział ludności w wykonywaniu robót melioracyjnych będzie zapewniony. Dziś, gdy nie wypełniamy tego warunku, chłop nie czuje się inicjatorem melioracji i często zachowuje się biernie nie chcąc wykonywać nawet za pieniądze i trzeba sprowadzać robotników z innych wsi.

Początkowo mieliśmy obawy, że melioratorzy w radach narodowych będą zmuszani do wykonywania prac nie mających nic wspólnego z melioracją. Okazało się jednak, że wszędzie tam, gdzie meliorator potrafi wykazać się wynikami pracy, rady okazują mu pomoc. Trzeba jednak tych melioratorów odpowiednio wyposażać w instrumenty pomiarowe i środki lokomocji. W województwie lubelskim na 19 powiatów mamy zaledwie 5 motocykli.

Szkoda, że na tej konferencji naukowo-technicznej nauka melioracyjna nie podzieliła się z nami wynikami swej pracy.

Inż. Kocan — przedstawiciel Ministerstwa Leśnictwa. W referacie pominięto zagadnienie leśnictwa kraju i jej wpływ na stan wód. Lasy i torfowiska są naturalnymi zbiornikami, od których zależy bilans wodny. Melioracje w leśnictwie mogą przyczynić się do znacznego wzrostu produkcji, a tymczasem meliorując tereny rolnicze zapomina się o przyległych lasach, których duże obszary, jak Puszcza Niepołomska, Bartoszyce, wiele lasów na terenie woj. szczecińskiego, są zaniedbane. Plantacji topolowych również nie można zakładać bez melioracji. Mówca proponuje, aby dyskusja rozszerzyła się i melioracje lasów i gruntów uprawnych były traktowane jako nierozłączna całość.

Inż. Walther — Toruń. Należy sądzić, że obecna konferencja dostarczy wiele materiałów umożliwiających poprawę sytuacji, podobnie jak Krajowa Narada Budowlanych.

Władze zbyt późno powołały ZMUZ. Już sezon jest w całej pełni, a my dopiero zastanawiamy się nad metodami pracy. Łąkarze i melioratorzy muszą ściśle ze sobą współpracować i zdaje się, że ta korzystna zmiana już następuje. Projekt melioracji powinien być uzgodniony z łąkarzem.

KOPI pracuje zbyt biurokratycznie, wiele poprawek według zaleceń KOPI może być wprowadzonych podczas wykonywania robót, trzeba tylko okazać zaufanie służbie wykonawczej. Można obniżyć koszty melioracji przez zmniejszenie składu KOPI. Trzeba także rozszerzyć kompetencje terenu w zakresie zatwierdzania dokumentacji z 400 tys. zł do 1,5 mln. zł, a wtedy jakość dokumentacji wykonywanej na miejscu poprawi się.

Kto wie czy nie byłoby słuszne przerwanie na rok inwestycji. Uzupełnilibyśmy przez ten czas braki w dokumentacji, jakość melioracji znacznie by zyskała.

Jeden z łąkarzy wysiał na łące 28, a następnie 14 kg nasion na ha zamiast 34. Chociaż wynik był dobry, miał nieprzyjemności, bo nie wykonał planu finansowego.

Melioracji nie zalicza się do budownictwa, gdzie warunki pracy i pracy są lepsze, a tymczasem melioratorzy pracują w złych warunkach, a z kierownikami budów zawiera się umowy tylko na czas trwania budowy. Kierownicy budów mają za wiele papierkowej roboty.

Mechanizacja robót jest słaba, bo brak materiałów i części zamennych. Operatorzy często zmieniają się, co wpływa ujemnie na stan maszyn, które wskutek tego mają częste przestoje. Trzeba szkolić operatorów.

Oczekuje się również na wyniki doświadczeń naukowych z deszczownikami.

Prof. Wierzbicki — IMUZ i UWR Wrocław. Deszczowanie ma wiele zalet. Można przy nim równocześnie stosować nawozy mineralne. W NRD stosując deszczowanie zwalczą się przymrozki. Produkcja deszczowni jest prosta i za parę lat moglibyśmy nawet eksportować te urządzenia. W Polsce istnieją warunki umożliwiające stosowanie deszczowania.

Rolnicze wykorzystanie ścieków dotychczas nie rozwinęło się, ponieważ przecistawiają się temu pracownicy Min. Gospodarki Komunalnej, którzy chcą je ograniczyć tylko do małych miast.

Przy nawodnieniu wodami czystymi plon siana wzrasta z 20 do 60 q z ha, a przy ściekach do 110 q z ha. W okresach kiedy nie nawadnia się łąk i pastwisk ścieki mogą być stosowane w lasach liściastych. Przyrosty topoli dochodzą wtedy do 25 m³ z ha.

Inż. Grodzki — Poznań. Spodziewaliśmy się, że narada dotycząca prac wodno-melioracyjnych będzie zorganizowana przez służbę rolną. Ponieważ jesteśmy pionami usługowymi dla rolnictwa, musimy otrzymać informacje, jakie środki przewiduje służba rolna w celu podniesienia produkcji rolnej. Wszelkie plany muszą być realne. Do poziomu produkcji trzeba dostosować poziom inwestycji, nie wolno zanrażać znacznych środków na obiektach, które następnie nie są gospodarczo wykorzystane. Intensyfikacja produkcji rolnej opłaca się tylko przy wzroście tej produkcji i tylko wtedy melioracje są opłacalne. Prawdopodobnie tylko część dotychczas wykonanych melioracji spełnia ten warunek.

Aby zainteresować rolników wzrostem produkcji roślinnej trzeba podnieść ceny, podobnie jak to zrobiono przy skupie żywa.

Dotychczasowe skupienie melioracji na użytkach zielonych było w zasadzie słuszne. Choć jest więcej nawozów sztucznych ilość obornika zmniejszyła się, a więc trzeba rozszerzyć bazę hodowli inwentarza.

Melioracje dają wyniki tam, gdzie jest dostateczne zaludnienie, odpowiednia ilość inwentarza i przemysł przetwórczy. Służnie, że obecnie rozszerza się melioracje na grunty orne. Melioracje będą przekształcały się w duże budownictwo wodne i będziemy musieli nawiązać do planu gospodarki wodnej PAN. Jednak rozwiązanie przetrutów wody nie może mieć charakteru jednostronnego.

Wielkie budownictwo wodne będzie wymagało wyszkolonych kadr wykonawców i użytkowników. Szkolenie tych kadr jest niedostateczne. W województwie poznańskim powinno pozostać liceum wodno-melioracyjne, ale prócz tego trzeba utworzyć przy WSR lub Politechnice Poznańskiej wydział wodno-melioracyjny.

PGR powinny utworzyć własną służbę obsługującą urządzenia wodno-melioracyjne.

Trzeba organizować kursokonferencje, na których będziemy zapoznawać się z zaletami i brakami dotychczasowego budownictwa, trzeba także znać osiągnięcia zagranicy.

Służba melioracyjna musi być otoczona opieką, trzeba dbać o nowe kadry. Kadry starsze przeżywały kryzys wskutek wypaczeń personalników. Ci ludzie przeważnie odeszli, ale na wyższe stanowiska. Trzeba wycłinić z akt personalnych ślady ich niewłaściwego postępowania.

Produkcję rolną można podnieść w większym stopniu niż to przewiduje plan pięcioletni i będziemy od tego dążyć. Trzeba zmienić metody pracy, oszczędnie projektować i dobrze wykonywać urządzenia, o które wtedy będzie dbał chłop.

Inż. Romejko — Bydgoszcz. Na poprzednich naradach, gdy ktoś mówił, że to co robimy jest niedobre, nazywano go rozrabiaczem. Z referatu wynika, że popełniliśmy sporo błędów.

Utworzenie ZMUZ jest słuszne. W województwie bydgoskim jest teraz 3 łąkarzy, ale żaden nie wiejeżdża na łąki. Ciągłe radzimy, bo nie ma środków lokomocji lub limity na wyjazd są wyczerpane. Proponujemy, aby minister powiedział, jakie wnioski trzeba wysunąć, aby zapobiec popełnianym błędom i umożliwić pracę w terenie.

Inż. Matuszewski — UZR Szczecin. Gdyby na sali byli obecni także chłopci, dyskusja potoczyłaby się lepiej i wniosła wiele nowego.

W województwie szczecińskim opracowano plany zagospodarowania 16 kompleksów, zapomniano jednak przy tym o gospodarce wodnej. Trzeba zająć się hydrografią i hydrologią województwa, bez tego nie można mówić o melioracji w planowaniu przestrzennym.

W projektach generalnych brak uzgodnienia gospodarczych potrzeb i nie ma nawiązania do elementów istniejących.

Projekty powinny być zatwierdzone w województwie, bez wysyłania ich do Warszawy. Bez założeń nie powinno się wykonywać projektów.

Niekiedy roboty są wykonywane nieuczciwie, proponuje się zamieszczenie w protokołach rzeczy nie wykonanych. Reorganizacja jest wprowadzona za późno i to w okresie nasilenia robót.

Inż. Rosiński — Warszawa (Min. Rolnictwa). Od kilkunastu lat nie wykonywano drenowań, trzeba więc wyszkolić mistrzów i układaczy drenarskich. Ponieważ są to robotnicy sezonowi, w sezonie martwym trzeba ich zatrudniać gdzie indziej.

Inż. Zawadzki — IMUZ Warszawa. Przystosowanie gospodarstwa do zmian jakie nastąpią w wyniku melioracji powinno być zawarte w planie urządzeniowym. To samo dotyczy inwestycji towarzyszących. W przeciwnym razie dobrodziejstwa melioracji nie będą wykorzystane.

W rejonie kanału Wieprz-Krzna jest mało inwentarza żywego, a tylko 25% to sztuki młode. 1 kosiarka przypada na 165 ha łąk, a 50% wsi zbadanych w ogóle nie ma kosiarek, brak dróg, niski stan kultury rolnej. Te czynniki wpływają na opłacalność inwestycji.

Badanie efektywności inwestycji w rolnictwie jest bardzo trudne, gdyż cykl produkcyjny nie zamyka się w roku kalendarzowym. Dotychczas metodyka w tym zakresie nie jest ustalona. Obecnie zajmuje się tym zagadnieniem także Instytut Ekonomiki Rolnej, niektóre Katedry WSR i biura projektowe.

Stosowanie kalkulacji wycinkowej daje wysoki wskaźnik użyteczności melioracji, jednak nie daje ona właściwego naświetlenia, bowiem gospodarstwo rolne jest zwartą całością, którą trudno podzielić.

Trzeba rozszerzyć swobodę myśli ekonomicznej, przestać straszyć kapitalizmem i zaprzestać utracania poważnych wypowiedzi w dyskusji. Przełomowym punktem może być Zjazd Ekonomistów w Warszawie.

Inż. Trzebiński — Wrocław. W okresie minionych 11 lat wykonano w województwie wrocławskim melioracje o wartości 185 mln. zł, jednak nie zawsze przyniosły one pożytek. Rolnik dotychczas nie czuje się gospodarzem na terenach zmeliorowanych. Nawet w spółdzielniach produkcyjnych nie docenia się melioracji, a wykonywanie tych prac traktuje się, jako obowiązek Państwa. Zainteresowani nie konserwują urządzeń, lecz piszą skargi do Ministerstwa na służbę melioracyjną, gdy urządzenia te nie działają.

Mówca wymienia wiele miejscowości, gdzie chłopci i państwo-wo gospodarstwa rolne nie dbają o urządzenia drenarskie, które wskutek tego nie działają i w związku z tym składa wnioski, aby w uposażonych gospodarstwach rolnych nad urządzeniami melioracyjnymi czuwał wyznaczony pracownik, a planowanie melioracji opierało się na wnioskach zainteresowanych.

Inż. Horbaczewski — Bydgoszcz. Na meliorację wydaje się miliony zł, a później nie konserwuje się urządzeń. Działalność spółek wodnych często krytykuje się, ale mają one wiele zalet, a przede wszystkim stwarzają znane od 100 lat formy organizacyjne.

W woj. bydgoskim istnieją 354 spółki wodne na obszarze 240 tys. ha, jednak nie wszystkie wykonują swe zadania, wskutek czego koszty konserwacji ponoszone przez państwo zwiększają się. Trzeba więc ożywić działalność spółek.

Obecnie nikt nie przejmuje urządzeń melioracyjnych od wykonawców i wydaje się, że melioracje stają się celem samym w sobie, a nie środkiem do zwiększenia produkcji rolnej.

Przy obecnych cenach siana, melioracje przeprowadzone przez spółki na łąkach są opłacalne.

Inż. Zembrowski — Ułocławek. Władze miejscowe nie zajmują się spółkami wodnymi, więc trzeba wprowadzić na terenach meliorowanych obowiązek zakładania spółek wodnych. Terenów bez użytkownika nie należy meliorować. Projektant powinien znać teren, w przeciwnym bowiem razie projekt jest często zły. Po zagospodarowaniu terenem powinien zająć się łąkarz.

Inż. Ruta — Kraków. W projektach technicznych powinny być przewidziane ogrodzenia, które zabezpieczą urządzenia melioracyjne przed uszkodzeniem podczas wypasu.

Rolnika trzeba informować o korzyściach jakie przynosi melioracja, a więc na terenach zmeliorowanych należy prowadzić obserwacje plonów.

System planowania jest dostosowany do produkcji przemysłowej, a nie uwzględnia specyfiki rolnictwa.

Zarzut braku uspołecznienia służby melioracyjnej, wysunięty przez przedstawiciela służby rolnej ze Szczecina jest niesłuszny.

Inż. Gaziński — PGR Szczecin. Referaty nie przedstawiły wszystkich niedociągnięć. Słabe wykorzystanie użytków zielonych — to wina wadliwie wykonanych melioracji. Wady wynikają ze złego planowania, nieodpowiednich rozwiązań technicznych, z nieuczciwości wykonawców oraz nie liczenia się z wymaganiem użytkownika.

Mówca przytacza wiele przykładów na potwierdzenie swoich zarzutów i stwierdza, że w województwie szczecińskim na terenie 6 powiatów w ciągu ostatnich 4 lat ani na jednym obiekcie nie wykonano melioracji należyte. To uniemożliwia właściwe użytkowanie łąk. Obecna reorganizacja służby wodno-melioracyjnej powinna wiele pomóc pod tym względem.

Na 94 stacie pomp 20 nie pracuje. Władze muszą zająć się ich uruchomieniem. Taniej będzie sprowadzać z zagranicy urządzenia niż zboże. Brak jest materiałów na grodzienie pastwisk. Użytkownicy powinni świadczyć na rzecz konserwacji.

Inż. Duboniewicz — Szczecinek. Konieczne jest koordynowanie melioracji z innymi zamierzeniami gospodarczymi, aby wszelkie prace inwestycyjne i bieżące powiązać w jedną całość. Każdy z powiatów województwa powinien choćby w przybliżeniu ustalić swe postulaty, aby stworzyć podstawę do dyskusji. Ustalenie jednolitego kierunku zagospodarowania przestrzennego określanych terenów jest niezbędne.

Trzeba zapoznać melioratorów z zagadnieniami ekonomicznymi.

Młode kadry należy zatrudniać w produkcji, a do biur projektowych kierować starych praktyków. I projektant i KOPI muszą dobrze znać teren.

Reorganizacja służby melioracyjnej była przeprowadzona w tajemnicy, co przyniosło szkodę. Brak środków lokomocji uniemożliwia służbie wodno-melioracyjnej wykonywanie zadań.

Ob. Marian Jaworski — wiceminister rolnictwa. Na wstępie Minister zaznacza, że nie będzie podsumowywał dyskusji, ale pragnie wziąć w niej udział. Uważa, że dyskusja jest bardzo dobra, lepsza niż kiedykolwiek na zjeździe. Krytykę pod względem wartości można podzielić na 3 grupy:

1. duża część jest słuszna, ale chyba więcej rzeczowej krytyki można było skierować pod adresem PGR,
2. część krytyki wynikała z niedostatecznej znajomości problemów,
3. część krytyki kierowano pod niewłaściwym adresem.

Służba melioracyjno-łąkarska jest ofiarna i ma dobrą sławę, na którą zapracowała swymi osiągnięciami w ciągu 11-lecia. Dobrze by było, aby cała służba rolna mogła jej pod tym względem dorównać.

Bardzo cennym momentem narady jest wysunięcie zagadnienia celowości gospodarczej nakładów inwestycyjnych na melioracje. Dotychczas nie zwracano na to dostatecznej uwagi. Służba melioracyjna słusznie podkreśla to zagadnienie, choć sama rozwiązać go nie może.

Obecnie przystępuje się do zbierania materiałów potrzebnych do ustalenia rolniczo-ekonomicznej rejonizacji kraju, która

w każdym rejonie określi istniejące warunki i potrzeby oraz umożliwi opracowanie planów perspektywicznych, między innymi melioracyjnych. W planie pięcioletnim przeprowadzi się głębokość klasyfikację gruntów, która będzie pomocna produkcji rolniej, ułatwi rozłożenie obowiązków wobec państwa i pomoże w przeprowadzeniu rejonizacji. Nim to nastąpi, trzeba wprowadzić oddolny system planowania. W planowaniu melioracji na 1956 r. już to zrobiono, ale niektóre przeżyły rad narodowych i zarządy rolnictwa jeszcze za mało liczą się z potrzebami swoich terenów. Ponadto po sporządzeniu planów nastąpiła kompresja środków, a więc w planowaniu trzeba realnie oceniać możliwości, aby plany mogły być wykonane.

Okres, w którym nastąpiła reorganizacja służby melioracyjnej nie był odpowiedni, ale przeprowadza się ją zgodnie z Uchwałą Zjazdu w Krakowie, a opóźnienie spowodowała biurokracja. Na ogół reorganizacja spotyka się z uznaniem.

Za mało uwagi zwraca się na zespołowe formy gospodarowania na użytkach zielonych. Chłopi sami garną się do zespołów i trzeba im w tym pomóc.

Obecnie często stwierdza się, że rolnictwo nie nadąża za przemysłem. Raczej trzeba powiedzieć, że wydajność rolnictwa i wartość jego produkcji jest mniejsza, ale tak jest nie tylko w Polsce, ale na całym świecie. U nas dysproporcje między przemysłem i rolnictwem są większe, bo w przemyśle nastąpił znaczny skok ilościowy i jakościowy. Wynika to między innymi z różnicy środków inwestycyjnych przeznaczonych na rolnictwo i przemysł. Nie doceniano potrzeb rolnictwa w odpowiednim stopniu, a ponadto popełniano wiele błędów wskutek braku zaufania do inicjatyw i rozumu niższych ogniw, za mało wierzone masom — ludziom pracy w Polsce. A z drugiej strony przejawiało się nadmierną ufność w rozum kierowników, dyrektorów i osobistości stojących wyżej, którzy rzekomo zawsze lepiej wszystko znali niż specjaliści z danych dziedzin.

W tych warunkach łatwo było o łamanie praworządności i zakwikanie się w sieci przepisów i paragrafów.

Stan ten poddano ostrej krytyce w Sejmie i obecnie dąży się do jego zmiany, do zmniejszenia nadmiernego aparatu biurowego i nadmiernej centralizacji. Trzeba obudzić czujność mas i wzmocnić ich odpowiedzialność za to, co się dzieje w zakładach pracy, czy na wsi. Socjalizm bowiem budują masy, robotnicy i chłopi, a nie biurowy aparat.

Obecnie po XX Zjeździe KPZR jest już inny klimat, ale zmiany na lepsze nie będzie, jeśli nasze postępowanie również się nie zmieni.

Mimo błędów popełnianych nieraz w najlepszej wierze, masy ludowe dokonały olbrzymiego wysiłku. Polska stała się krajem przemysłowo-rolniczym, co jest ogromnym sukcesem. A więc mimo błędów i wypaczeń socjalistyczne budownictwo zwyciężyło i to świadczy najlepiej o słuszności tej wielkiej idei.

Należy sądzić, że wnioski obecnego Zjazdu przyczynią się do usunięcia wielu błędów i trudności na odcinku budownictwa melioracyjnego. Choć możliwości nie są tak wielkie, aby można było zaspokoić wszystkie potrzeby wsi, trzeba walczyć, aby na wieś napłynęło więcej tarczy, cementu i innych materiałów budowlanych, maszyn i narzędzi, bo od tego zależy rozwój rolnictwa.

Zagadnienie opłacalności w rolnictwie trudno rozwiązać. Łączy się ono z problemem cen i bodźców ekonomicznych, jednak i w tym zagadnieniu popełniono wiele błędów, a więc trzeba je dokładnie przedyskutować.

Wreszcie trzeba wprowadzić rzeczywistą decentralizację, zrealizować demokratyczne hasło, że masy decydują, a aparat państwowy pomaga im tylko w wyzwoleniu ogromnej energii i w przyjęciu odpowiedniego kierunku.

Spółdzielnia produkcyjna jest socjalistyczna w samej swej istocie, a więc jest drogą do socjalizmu na wsi. Ale muszą w spółdzielni decydować chłopi, a nie władze z powiatu, bo tylko wtedy wyzwoli się ogromną inicjatywę mas.

Służba melioracyjna pomaga radom narodowym kroczyć po drodze socjalistycznego budownictwa. Meliorator lub łąkarz jest dzisiaj typem poważnego działacza społecznego lub politycznego i chłopi chwalą służbę melioracyjną oraz łąkarską.

Słuszna jest droga, aby polepszać swe kwalifikacje zawodowe, troszczyć się o młode kadry, ale jednocześnie trzeba zachować odpowiednią postawę społeczną w służbie mas, w służbie socjalistycznego budownictwa.

Prof. Hanczarenko — *WSR i IMUZ Szczecin*. Na terenie woj. szczecińskiego większość gruntów — to użytki zielone, z których obecnie otrzymujemy po 20 q siana z ha. Zagospodarowanie łąk ma więc szczególne znaczenie.

Wiele wsi jest jednak zupełnie zrujnowanych, a spółdzielnie produkcyjne i państwowe gospodarstwa rolne są słabo wyposażone. Brak zwłaszcza narzędzi do uprawy i pielęgnowania łąk,

szczególnie frezarek. W terenie nierównym, zakepionym frezarki umożliwią powierzchniową uprawę użytków zielonych.

Na wielu łąkach nie sprząta się drugiego pokosu, ze względu na nieodpowiednie warunki klimatyczne, które uniemożliwiają suszenie siana na łące w drugim połowie września. Trzeba więc budować suszarnie, silosy lub wypasać pokos przez bydło.

Torfy na Pomorzu Zachodnim szybko ulegają destrukcji. Zbiory siana dochodziły dawniej do 80 q/ha, a teraz nawet po zagospodarowaniu łąk gleba szybko się degraduje. Podobne zjawiska występują także w dorzeczu Wieprza i Krzyny.

Normalnie łączono destrukcję z odwodnieniem, ponieważ tośf wilgotny, a następnie przesuszony rozpyla się pod wpływem mrozu, tracąc strukturę. Zapobiegają temu procesowi nawodnienia zimowe, byle wodę odprowadzać przed ruszeniem wegetacji. Dodatkowo działa również deszczowanie oraz nawożenie organiczne. Nawozy mineralne, stosowane przez dłuższy okres czasu, nie utrzymują wysokiej wydajności łąk. Trzeba także stosować obornik lub komposty, na co melioratorzy i łąkarze powinni zwrócić uwagę.

Prof. Radzikowski — *Szczecin*. W Niemczech omawia się pomysły prof. Janerta z umacnianiem drenowania kreciego. Po przeleczeniu okazuje się, że drenowanie tym systemem, ze względu na cenę stosowanego tworzywa kosztowałoby 10-15 razy drożej niż drenowanie rurkowe, wykonywane ręcznie. Trzeba więc wynaleźć inny materiał, dostatecznie plastyczny i sztywy, nie podlegający korozji, nieatakowany przez gryzonie oraz nie uszkadzany przez mróz. Sprawą powinien zająć się właściwy instytut.

Również w Niemczech łąkarze nie godzą się na deszczowanie ściekami i żądają ich wstępnego oczyszczenia.

W małych miasteczkach często stawia się budynki mieszkalne na terenach drenowanych. Budynki te są następnie podtapiane. W osiedlach trzeba więc zainwentaryzować tereny drenowane, a przy okazji i ścieki i spowodować ich wykorzystanie. Najwyższy czas powołać Urząd Gospodarki Wodnej i zapewnić honorowanie prawa wodnego, które nie może doczekać się zakończenia kodyfikacji.

Inż. Patora — *Łódź*. Niedostatecznie podkreślono znaczenie nawożenia. Nawozy na polu spowodują 4-krotnie, a na łące 6-krotnie lepsze wyniki w plonach.

Służbie melioracyjnej i łąkarskiej zarzucono brak postawy społecznej i zbyt małe zainteresowanie spółdzielniami produkcyjnymi. Służba ta tworzy zespoły łąkarsko-melioracyjne, które często zapożyczają pracę społeczną i w innych dziedzinach życia na wsi.

Ścieki wykorzystuje się w coraz to większym stopniu, np. nad rzeką Bzurą, w dolinie Noteci i Warty.

Przy reorganizacji 80-90% zadań przerzucono na inwestora, a większość fachowców przeszła do przedsiębiorstw.

Konserwacja to tylko część pracy służby eksploatacyjnej w radach narodowych, trzeba zwrócić uwagę na wykorzystanie urządzeń umożliwiających prowadzenie gospodarki wodnej.

Brak środków lokomocji utrudnia pracę łąkarzy i melioratorów. Urzędy są w mieście, a na wieś dotrzeć nie można. Nadzorców trzeba by podzielić rowery, a inżynierom motocykle, wtedy i nawodnienia i sianokosy będą przeprowadzone w porę.

Przemysł dostarcza złych narzędzi. Nowe plugi gną się, co dyskwalifikuje pracę przemysłu.

Łąkarzy w województwach jest za mało. Trzeba zwiększyć ilość etatów i przeszkolić łąkarzy młodych w zagadnieniach związanych z gospodarką wodną.

Inż. Dembowski — *Kraków*. Służba melioracyjna jest przemęczona wykonywaniem drobnej dokumentacji uroczyskowej, którą właściwie należy zlikwidować. Dokumentację uproszczoną trzeba oprzeć na wskaźnikach techniczno-ekonomicznych i stworzyć dla jej opracowywania grupy przy ZMUZ, a w związku z tym przeanalizować stany zatrudnienia i wykorzystania ludzi w biurach projektowych. W ciągu roku nie dopuszczać do włączenia robót, których nie ma w planie.

Za granicę powinni wyjeżdżać specjaliści, którzy zdobędą tam materiały dla swej pracy, a nie ludzie z administracji.

Inż. Szolkowski — *Szczecin*. W województwie szczecińskim źle stoi gospodarka rolna i często niesłusznie przerzuca się winę za to na służbę wodno-melioracyjną. Melioratorzy wyróżniają się i są odznaczani za wydatną pracę zawodową i społeczną. Zarzuty kol. Gazińskiego, który przed dwoma laty był usunięty ze służby melioracyjnej, są niesłuszne.

Doc. Prończuk IMUZ — *Warszawa*. Mówca formułuje następujące wnioski w celu podniesienia poziomu melioracji:

1. Stowarzyszenie powinno w swej pracy położyć szczególny nacisk na postawę społeczną swych członków, aby melioracje przez nich wykonywane rzeczywiście ulepszały dany teren.

2. Projektowanie trzeba przenieść na grunt i oprzeć na wymaganiach użytkowników.

3. W projektach trzeba zwracać większą uwagę na użytkowników rolnicze, wykorzystując doświadczenie rolników i wyniki badań naukowych, a nie opierać się wyłącznie na istniejących instrukcjach, często nierealnych.

4. Zmienić system wynagrodzenia i premiować, nagradzać za szybkie oddanie meliorowanego obiektu do użytkowania rolniczego.

5. Nie meliorować terenów, na których nie ma dobrego gospodarza i odpowiedniego zaplecza gospodarskiego.

6. Do służby eksploatacyjnej przesunąć najlepszych fachowców i umożliwić im pracę w terenie.

7. Nauka powinna służyć praktyce, praktycy muszą znaleźć chęć i czas do zaznajamiania się z dorobkiem nauki.

8. Naukowcom trzeba zapewnić środki badawcze.

Inż. Ziółkowski. Od długiego czasu na konferencjach wysuwa się moc wniosków, ale nie wiadomo jak one są realizowane i powtarza się je przez wiele lat.

Między planowaniem rolnictwa i melioracji istnieje duża rozbieżność. Planów tych nie synchronizuje się na dole. Praca melioratorów ogranicza się do użytków zielonych, a nigdzie w powiatach nie sporządza się ogólnych bilansów paszowych.

Dodatkowo ocenia się działalność melioratorów w woj. szczecińskim, ale wyczuwa się tu stan niepewności, o czym świadczy brak inwestycji i dbałości użytkowników o gospodarstwa rolne.

Trzeba rozwiązać sprawę mieszkaniową dla absolwentów, choćby w ramach inwestycji Min. Rolnictwa.

Inż. Bartosik — Stalinogród. System planowania jest błędny, nie tylko w melioracji, ale i w budownictwie, ponieważ planuje się według asortymentów, a powinny być przydzielane limity na obiekty. Niejednokrotnie wstawia się do planu roboty, gdzie zaplecze materiałowe jest nieprzygotowane. Teraz po reorganizacji powinno to ulec zmianie i melioracja trzeba planować tam, gdzie jest odpowiednia gęstość zaludnienia, budynki i inne warunki umożliwiające intensyfikację rolnictwa. Założenia melioracji powinny więc być sporządzane przez rolnictwo.

Podstawowa forma kooperacji, to jest zespoły, początkowo powstają samorządnie, a później zmusza się je, nawet przez przerwianie robót, do przechodzenia na spółdzielnie produkcyjne.

Rady narodowe nie zwracają dostatecznej uwagi na sprawy bytowe służb melioracyjnych.

Inż. Pytko — Kraków. Kierownicy budów nie mają czasu na wykonawstwo. Biurokratyzowanie budów, brak środków lokomocji powodują, że kierownik jest gościem na budowie.

Nie jesteśmy w stanie wydenować tyle gruntów ornych, ile przewiduje plan 5-letni. Brak narzędzi, łopat, łyżek, nie mówiąc o pługach. Brak również specjalistów. Te niedomagania trzeba więc usunąć.

Przedsiębiorstwa nie powinny przyjmować robót bez zatwierdzonej dokumentacji. Dokumentację drobną może wykonać służba melioracyjna bez szkody dla wykonawstwa.

Otrzymujemy ciągniki, a pługi kieruje się do POM-ów, co powoduje przestoje. Przy zagospodarowaniu trzeba orać jesienią.

Z względu na specjalizację robotników trzeba organizować ruchome ekipy, warunki pracy tych robotników są jednak dotychczas bardzo złe. Brak odpowiedniego zakwaterowania i stołówek. Trzeba przewidywać kredyty na urządzenie placu budowy, dostarczać przenośne wody. W razie przekroczenia funduszu płac robotnik tygodniami oczekuje na wypłatę. Oczekujemy na umowę zbiorową, która unormuje warunki bytowe pracowników melioracyjnych.

Inż. Parel — Warszawa. Mówca składa wnioski dotyczące:

1. Wprowadzenia w biurach projektowych obowiązku, aby projektant zapoznawał się z terenem i przedstawiał projekt użytkownikom.

2. Zmian w sposobie opracowania dokumentacji na renowację.

3. Wykonania drobnej dokumentacji, którą powinno się zlecać służbie melioracyjnej.

4. Nagradzania przodujących melioratorów środkami lokomocji.

Inż. Romanowski Witold — Warszawa. Na Naradzie Budowlanych w Warszawie wszyscy uczestnicy do końca analizowali wypowiedzi i wnioski. Na tej naradzie przedstawiciel partii był tylko pierwszego dnia, a trzeba żeby odgłosy z sali dotarły do KW i jeszcze dalej.

Cenniki robót drenarskich muszą być rewidowane, gdyż krzywdzą robotników. Służba melioracyjna jest pozbawiona 20% dodatku za wysługę lat, co powinien wziąć pod uwagę związek zawodowy.

Inż. Służewski — Warszawa. Pracę zawodową trzeba powiązać z działalnością społeczną. Fachowcy powinni brać udział w zebraniach komitetów powiatowych partii organizowanych na tematy gospodarcze.

Melioracje wykonywane powinny polepszyć wyniki gospodarstwa, a więc nie można rozciągać okresu robót ze szkodą dla bieżącego i przyszłego użytkownika.

Praca łazkarza i rolnika nie jest łatwa i melioratorzy powinni to zrozumieć.

Kol. Książek. Dokumentacja musi być dostosowana do limitu, wskutek czego często obniża się stawki płac robotników.

Wnioski oszczędnościowe złożone na zjeździe ekonomicznym we Wrocławiu dotychczas nie są rozpatrzone.

Robotnicy skarżą się na brak ogumienia do rowerów. Na robotach melioracyjnych nie wypłaca się strawnego, wskutek braku ciągłości pracy robotnikom nie przysługują urlopy i wczasy.

Mgr Tarasiewicz — Warszawa. Wiele instytucji i jednostek nie przestrzega prawa wodnego. Uzyskiwanie zezwoleń na podstawie prawa wodnego pomoże w wykryciu błędów, które mogły się wkręcić do projektu. Prawo obowiązuje w równym stopniu obywateli, jak i władze, które to prawo reprezentują. Wiara w człowieka, podkreślona w przemówieniu Ministra, powinna znaleźć swój wyraz we wnioskach. Uprości to wiele problemów finansowo-gospodarczych i będzie zaporą w stosowaniu metod, które dziś uważamy za niewłaściwe.

Inż. Kowalski — Wój. BPUM Warszawa. Drobne projekty melioracyjne powinny wykonywać wojewódzkie biura projektowe. Pracownicy służby eksploatacyjnej i wykonawczej mają inne zadania. Złe planowanie i błędna lokalizacja prac powodują duże marnotrawstwo. Melioracje trzeba przeprowadzać tam, gdzie jest odpowiednie zaplecze gospodarcze.

Dyr. Kisielewski — CZUM. Lokalizacja robót melioracyjnych i projekt powinny być uzgodnione z użytkownikami, a realizacja robót dostosowana do możliwości produkcyjnych.

W wykonawstwie nie należy rozwijać szerokiego frontu robót, ale trzeba szybko wykańczać pewne części i oddawać je do użytku. Wina planowania jest, że niektóre obiekty nie są odpowiednio wykorzystywane. Wynika to z dotychczasowych zasad planowania, kierowania się wyłącznie składnikami i limitami, wśród których ginał zmeliorowany obiekt. W przyszłości powinno się planować melioracje obiektu, wydzielając w nim melioracje podstawowe, melioracje gruntów ornych czy łąk oraz renowację, bez rozbijania na składowe elementy.

Przewiduje się dalszą decentralizację uprawnień i rady narodowe będą zatwierdzały dokumentację. Na mniejsze roboty renowacyjne dokumentacji w ogóle wykonywać się nie będzie, a wprowadzi się odpowiednie rozliczenie z wykonawcą.

KOPI w województwach powinny należycie badać założenia projektów, a projektanci muszą utrzymywać kontakt z wykonawcami.

Konserwację urządzeń ułatwi zapowiadany dekret, który ustali obowiązki użytkownika i państwa.

Urządzenia melioracji podstawowych będzie konserwować państwo, półpodstawowych państwo przy wykorzystaniu szarwarku, a o urządzenia szczegółowe będą dbać użytkownicy.

CZWM domagał się, aby pion konserwacyjny był podporządkowany radom narodowym, jednak pion ten nie otrzymał dotychczas odpowiednich środków dla swej działalności. W ZMUZ-ach obsada jest niedostateczna, ale powinny one przerzucić dużą część pracy na armię melioratorów w powiatach.

Na przeprowadzenie melioracji chłopci będą otrzymywać długoterminowe pożyczki, co ułatwi planowanie i lokalizację robót.

CZWM domaga się zrównania plac służby wodno-melioracyjnej z budownictwem, co spowodowałoby podwyższenie plac zasadniczych i zmniejszenie premii.

Budowy powinny być wolne od biurokracji, w tym celu wydać zarządzenie o dokumentacji budowy. Jeśli teren uważa, że uproszczenia te są za małe CZWM oczekuje konkretnych wniosków.

Pracownicy zatrudnieni na budowach będą uważani za pracowników zamiejscowych, co daje im pewne uprawnienia.

Warunkiem wykonywania planów jest dalszy rozwój mechanizacji, zorganizowanie zaplecza remontowego i dostawy części zapasowych. Przemysł nie produkuje pługów łąkowych, wały będą wykonywane w warsztatach melioracyjnych. Rozdział sprzętu jest niewłaściwy, ciągniki otrzymuje służba melioracyjna, a pługi kieruje się do POM.

Zjazd krakowski służby melioracyjnej był punktem zwrotnym w sprawach organizacyjnych, zjazd szczeciński powinien wpłynąć na zmianę zasad planowania.

Dr Sochoń — IMUZ Warszawa — jako przewodniczący Komisji: Wnioskowej zaznaczył, że wpłynęło kilkaset wniosków, które w terminie późniejszym będą rozpatrzone i przekazane Stowarzyszeniu do realizacji. Mówca odczytał opracowane przez Komisję projekty uchwał, które zostały jednomyślnie przyjęte.

Inż. Matul — SITUM Warszawa. Zjazd dał wiele wniosków, które dotknęły zagadnień węzłowych. Wybierze się z nich sprawy najważniejsze i przekaże odpowiednim czynnikom Zarząd Główny będzie starał się o pozytywne decyzje.

Współpraca z rolnikami i leśnikami powinna być zacieśniona. Na jesiennych naradach rolników, w sprawie bazy paszowej, wnioski ze Zjazdu Szczecińskiego powinny być wzięte pod uwagę.

W pracach służby melioracyjnej trzeba widzieć człowieka, wykonawcę i użytkownika, gdyż tylko taka postawa gwarantuje, że sprawy organizacyjne i merytoryczne będą należycie rozwiązane.

Mówca apeluje następnie do uczestników Zjazdu, aby przekazywali uchwały w teren i przyczynili się do ich realizacji.

aero

Z WYCIECZKI NA KANAŁ AUGUSTOWSKI

Z inicjatywy kółka NOT (Sekcja Budownictwa i Transportu Wodnego SITK-om.) przy Zarządzie Inwestycji „Bugobudowa” w dn. 8 i 9 czerwca 1956 r. odbyła się wycieczka naukowo-techniczna dla zwiedzenia Kanału Augustowskiego. Celem wycieczki było zapoznanie się z drogą wodną, wybudowaną przed 130 laty oraz z odbudową kanału po zniszczeniach wojennych wykonaną w latach 1946—1948 (patrz „Gosp. Wodna” Nr 1-2/1949). Udział wzięło 18 pracowników technicznych z „Bugobudowy” i Warszawskiego Zjednoczenia Wodno-Inżynierskiego. Wycieczkę oprowadzał inż. Józef Rudnicki, zaangażowany w odbudowę, wieloletni gospodarz kanału; uczestnicy wycieczki otrzymali odbitki z przedwojennych czasopism, artykułów pióra prof. Rybczyńskiego i inż. Tillingera, pisanych na 100-lecie Kanału Augustowskiego. Dla kolegów nie znających systemu Augustowskiego, podajemy nieco szczegółów dotyczących tej drogi wodnej oraz niektórych obiektów.

Stan obecny. Kanał jest użytkowany jako lokalna droga wodna pomiędzy granicą państwa przy śluzie Kudrynki i Augustowem w części wschodniej oraz pomiędzy rz. Biebrzą i Augustowem w części południowej kanału, o łącznej długości 80 km, w tym jezior 24 km. Część kanału położona pomiędzy granicą i rz. Niemnem, po zniszczeniach wojennych nie została dotąd odbudowana. Kanał obsługuje głównie spław drzewa z Puszczy Augustowskiej od Kudrynek do tartaku Lipowiec (Jez. Białe) oraz w niewielkim rozmiarze od śluzi Sosnowo przez Augustów do Lipowca, z części południowej. Ilość spławianego drewna wykazuje wzrost i wynosi obecnie ok. 120.000 m³ rocznie. Transport tratw kanałem i przez jeziora odbywa się



Rys. 1. Binduga w Mikaszówce (fot. inż. G. Makusek)

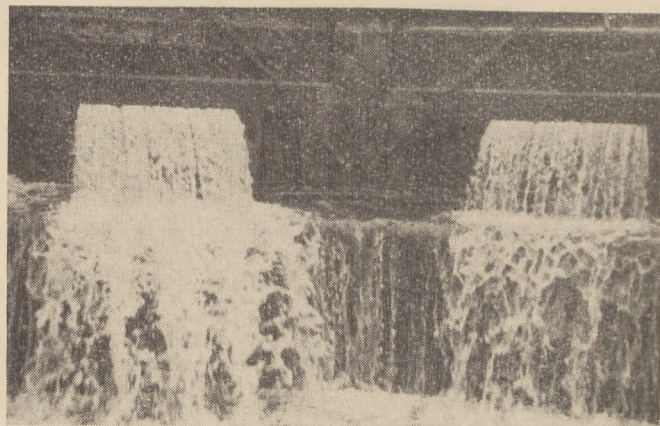
przy pomocy holowników. Od 1956 r. uruchomiono żeglugę pasażerską dla obsługi turystycznej w tym pięknym systemie wód pośród Puszczy Augustowskiej. Zasilanie szczytowego stanowiska kanału pomiędzy śluzą Swoboda i Górczycą odbywa się z Jez. Serwy, przez upust w Suchorzeczu; w upuście znajduje się pochylnia dla spławu drzewa luzem. Dolne stanowiska kanału

od śluzi Sosnowek do śluzi Kudrynki (skanalizowana Czarna Hańcza) uzyskują napelnienie wodami rz. Czarnej Hańczy, spiętrzonej jazem Rygol na przekopie pomiędzy rz. Czarną Hańczą i rz. Marychą. Część południowa kanału jest zasilana wodami rz. Netty, wypływającej z jez. Necko.

W części wschodniej kanału, zapoznano się z działaniem dawnych śluz, związanym z nadzwyczaj prostymi urządzeniami. Śluzy o świetle 6 m i długości komór ok. 45 m mają wrota wsporne drewniane, poruszane ręcznie. Napelnianie i opróżnianie komory odbywa się przy pomocy stalowych zamknięć motylkowych, umieszczonych we wrotach, poruszanych korbą ręczną z przekładnicą ślimakową; siła potrzebna do otwarcia nie przekracza kilku kG. Pierwotnie były stosowane zastawki podnoszone pionowo; w wyniku doświadczeń eksploatacyjnych urządzenia te ulepszone, wprowadzając zamknięcia motylkowe, obracane około osi poziomej.

Zwraca uwagę trwałość materiałów zastosowanych do budowy. Zakończenia ścian i głów na poziomie terenu stanowią bloki z piaskowca. Wnęki przy słupach obrotowych wrót wykonano z profilowanych elementów granitowych. Do robót fundamentowych używano drewno o pokaźnych wymiarach: pale fundamentowe Ø 40 cm, ścianki szczelne grubości 20 cm. Do zapraw wapiennych dodawano cegłę mieloną dla zwiększenia wytrzymałości. Ściany komór murowano z kamienia i licowano cegłą; narażone na zmienne stany wód i wpływy atmosferyczne, przy kolejnych remontach zostały oblicowane prefabrykatami betonowymi. Nadmienić wypada, że 130 lat temu Kanał Augustowski, z uwagi na dobre rozwiązanie projektu przez pplk. Ignacego Prądzyńskiego, późniejszego generała w powstaniu 1830/31, i staranne wykonanie obiektów z trwałych materiałów, stanowił najnowocześniejszą drogę wodną i wg wiadomości miejscowych był celem wycieczek zagranicznych i zachodnich krajów europejskich, a nawet Ameryki Północnej.

Naprawa śluzi Paniewo. Jest to dwukomorowa śluza o łącznym spadzie ok. 6,5 m. Wskutek zużycia ścian szczelnych i powstania nadmiernej filtracji, materiał z podłoża (piasek drobnoziarnisty) był wypłukiwany, tworzyły się leje w terenie wzdłuż głównej komory oraz kawerny pod ścianami



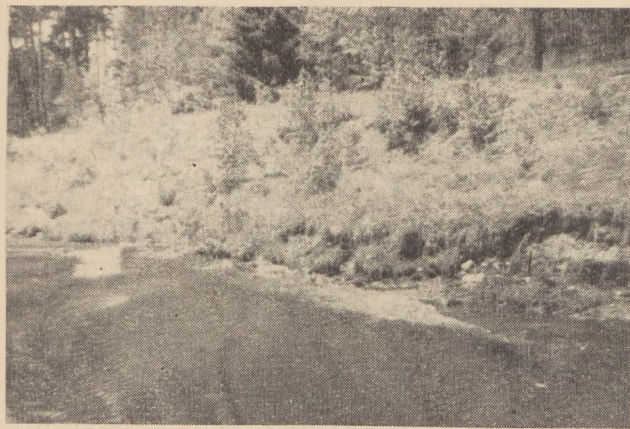
Rys. 2. Napelnianie komory śluzi (fot. inż. S. Banaszkiewicz)

i podłoga górnej komory. Od I wojny światowej prowadzono szereg napraw przez wykonanie dodatkowych ścian szczelnych i fartucha glinianego powyżej górnej głowy oraz remont podłóg i podłoża, wykonany w 1948 r. Nie zdołano jednak zabezpieczyć śluzi przed ponowną awarią i dopiero ostatni kapitalny remont¹⁾ opanował sytuację; śluza pracuje normalnie, nie wykazując żadnych ubytków gruntu. Śluza ta nie uległa całkowitej awarii dlatego, że ściany były fundowane na palach i nie nastąpiło naruszenie stateczności fundamentów, mimo że kawerny sięgały do głębokości 2 m poniżej podłogi.

Przy ostatniej naprawie zastosowano torkretowanie dawnej oblicówki. Już po 1 roku warstwa torkretu częściowo odeszła, wykazując niecelowość podobnych zabiegów w odniesieniu do gładkich powierzchni dawnych betonów. Naprawa obiektów, które uległy awarii, bywa zagadnieniem trudnym z uwagi na niedostępne podłoże i otwarte drogi filtracji; stosowanie półśrodków zawodzi.

¹⁾ Art. inż. Kowalskiego „Gospodarka Wodna” nr 9/56.

Nowe obiekty. Do nowych obiektów wybudowanych na miejsce zniszczonych w II wojnie światowej należą: jaz ulgowy w Augustowie, śluzy Augustów, Borki i Sosnowo, upusty młyńskie w Augustowie i Białobrzegach; ponadto wybudowano jaz Rygół na miejscu dawnego 70-letniego obiektu, zniszczonego przez wodę wiosenną w 1947 r., na skutek zużycia ścian szczelnych, które uległy wylugowaniu, tracąc szczelność i wytrzymałość. Nowe obiekty utrzymują się dobrze; po 8 latach od zakończenia budowy nie widać śladów zużycia na powierzchniach betonów. Modernizacja nowych śluz polegała na zwiększeniu głębokości na dolnych progach do 2 m i wprowadzeniu konstrukcji stalowych wrót wspornych. System napełniania i opróżniania komór przy pomocy obustronnych kanałów obiegowych śluzy, wzorowany na urządzeniach Odry sprzed I wojny światowej, niestety okazał się gorszy od istniejących zamknięć motylkowych we wrótach dawnych śluz. Praca podnoszenia zasuw jest nadzwyczaj ciężka, a czas śluzowania przedłużył się. Przyjmując to rozwiązanie, projektanci zbytnio sugerowali się dążeniem do zapewnienia spokojnego przebiegu



Rys. 3. Działanie fali na umocnioną skarpe (fot. inż. F. Niczkie)

śluzowania. Położone na wprost siebie wyloty kanałów obiegowych miały powodować wzajemne niszczenie energii wody wypływającej z wylotów. W praktyce przy 1-osobowej obsłudze śluzy, dla oszczędności pracy, śluzowanie odbywa się przy uruchomieniu jednego kanału obiegowego i nie szkodzi to śluzowanemu obiektem. Nie zwrócono uwagi, że przecież w dawnych komorach przy spadzie 3 m nawet kajaki śluzują się bez żadnego niebezpieczeństwa, nie mówiąc o cięższych jednostkach i tratwach. Jak wskazuje obserwacja, burzliwy ruch wody w komorze przy napełnianiu jest wywołany nie tyle sposobem zasilania (przez kanały obiegowo lub przez wrota), ile przez fale przepływu wprowadzonej wody, postępującej od górnej głowy w kierunku dolnych wrót. Trudne warunki obsługi zamknięć można by naprawić choć w Augustowie, przeprowadzając elektryfikację śluzy, na co przed kilku laty została przygotowana dokumentacja. O popełnionych usterkach projektowania wspomniamy po to, aby uniknąć podobnych błędów w przyszłości. Przy bardzo powolnym rozwoju budownictwa wodnego nie mamy zbyt wielu własnych doświadczeń, tym bardziej już posiadane powinniśmy wykorzystywać. Prosty pracownik śluzowy czy majster budowy miewa dużo zmysł praktyczny w połączeniu ze znajomością eksploatacji obiektu i utrzymania drogi wodnej; ich zdanie może być pomocne dla teoretyka — projektanta, często oderwanego od terenu i nie przeprowadzającego własnych studiów.

Ubezpieczenie brzegów. Na odcinkach kanału, gdzie wysokie brzegi są podmywane działaniem fali, zastosowano ubezpieczenie z płotka łaszykowego pomiędzy palikami Ø ok. 12 cm. zabitymi co 1 m (stanowisko Swoboda — Gorczyca). Rozpoczęto zawiklanie skarp. Szczegół charakterystyczny: uszkodzeniom uległy skarpy przy ścieżce holowniczej, pozbawionej całkowicie porostu drzew i krzewów, brzeg przeciwniegi, porośnięty gęstym lasem, jest tak dobrze umocniony korzeniami, zresztą częściowo wypłukanymi, że sztuczne umocnienia są zbędne. Avant — porty nowych śluz ubezpieczone „pustobetonami” na podłożu gruzowym, o nachyleniu skarp 1:2, utrzymują się dobrze. Zarastanie otworów „pustobetonów” trawą, przytaczane jako argument przez przeciwników stosowania tego typu ubezpieczenia, nie wpłynęło prawdopodobnie na zmniejszenie trwałości. Oczywiście potrzebna jest niewielka konserwacja, polegająca na wykaszaniu traw i chwastów, jak na ziemnej skarpie;

do zwalczania chwastów można używać preparaty chemiczne. Główną swą rolę spełnia to ubezpieczenie pod wodą i na linii wody, zapewniając stałość całej skarpy dzięki dobremu oparciu dolnych elementów.

Zielen na kanale. Kanał od Augustowa do Kudrynek, przechodzący przez jeziora i Puszcę Augustowską, posiada-



Rys. 4. Skarpa kanału ubezpieczona płotkiem (fot. inż. F. Niczkie)

da wspinała oprawę z drzewostanów, przeważnie sosnowych i świerkowych oraz liściastych przy śluzach i strażnicach. Część kanału do rz. Biebrzy przechodzi, z małymi wyjątkami, przez tereny niezadrzewione. Dawne topole stopniowo wyginęły, utrzymując się jeszcze w stanie zwartym w Augustowie. Zadrzewienia wzdłuż kanału są uzupełniane drzewami liściastymi. Obecnie „Hydroprojekt” przystąpił do inwentaryzacji istniejących zadrzewień i do projektu zieleni dla całości kanału.

Przy umacnianiu skarp płotkami łaszykowymi dobrze byłoby używać świeżych wiklin. Dla założenia plantacji wiklinowych, wobec braku na to większych powierzchni terenu, można wykorzystać skarpy przy ścieżkach holowniczych, które wobec przejścia na holowanie napędem motorowym utraciły dawne znaczenie. Ostrą zimą 1955—56 w kilku punktach spowodowała wymarznącie drzew i krzewów, szczególnie ucierpiały wierzby płaczące. Starannością utrzymania otoczenia i zieleni wyróżnia się śluza Borki, której śluzowcy ob. Franciszek Dzierżyński zajął I miejsce w kraju we współzawodnictwie w ramach C.Z. Dróg Wodnych Śródlądowych.

*

Twórcy Kanału Augustowskiego nie dysponowali transportem kolejowym, ani nowoczesną techniką; do odwadniania dołów fundamentowych używali ślimaki Archimedeusza z napędem kieratowym konnym. Na starych śluzach widzimy kamienie pamiątkowe z nazwiskami inżynierów i latami wykonania. Na budowę śluzy wystarczeli dwa lata, przy prowadzeniu jednocześnie wielu obiektów. Była tam jednolita organizacja wojskowa, dobre finansowanie i dobre zaopatrzenie. Na miejscu organizowano cegielnię, posiadano hutę żelazną w miejscowości Sztabin. Potrafiono rozwiązać zagadnienie transportu. Bloki piaskowca ok. 1 t sprowadzano z daleka, gdyż w pobliżu kanału nie są znane kamieniołomy.

*

Krótki nawet przegląd historii tej budowy, dokonanej prostymi środkami technicznymi, skłania do porównań z dzisiejszym naszym budownictwem wodnym. Możemy dojść do wniosku, że dawną organizacją nas przewyższała. Jak to dzieje się, że dziś jeszcze mamy tyle trudności? Przyczyn jest wiele: brak tradycji, niedocenywanie jednej z podstawowych zasad prawidłowej organizacji — jedności kierownictwa, niewystarczające środki finansowe, trudności sprzętowe i materiałowe, niskie stawki robocizny, nie skoordynowane roboty mechaniczne i elektryczne z ogólnym postępem robót budowlanych. Roboty wykonawcze przeciągają się nieraz na lata, do czego przyczyniał się system premiowania przedsięwzięcia od przerobu; roboty dające niski przerób są odkładane na później. Z uwagi na potrzebną staranność, roboty wykonawcze są na ogół trudne do wykonywania systemem akordowym; jednocześnie są niewykonane systemem dniówkowym, wobec niewystarczających płac godzinowych. Rezultatem jest dziwoląg w zorganizowanym społeczeństwie na pewnym poziomie technicznym, jakim jest brak robót-

stwo budowlane. Może ktoś z kolegów naświetli, jak te sprawy są organizowane w lepiej od nas zorganizowanych krajach demokracji ludowej, jak Czechosłowacja i ZSRR.

Kończąc, należy raz jeszcze podkreślić piękność i celowość, na tej niewielkiej, lecz przydatnej drodze wodnej, pełniącej dziś z pożytkiem służbę w gospodarce narodowej.

Inż. T. Kruszewski

NARADA NAUKOWO-TECHNICZNA POŚWIĘCONA GOSPODARCE WODNO-ŚCIEKOWEJ W OKRĘGU ŁÓDZKIM

W dniu 21.VI.1956 r. z inicjatywy Zarządu Wojewódzkiego oddziału NOT w Łodzi odbyła się narada naukowo-techniczna poświęcona gospodarce wodno-ściekowej w okręgu łódzkim. Wygłoszone zostały cztery referaty obrazujące podstawowe elementy tej gospodarki, mianowicie:

- Prof. Wierzbicki (WSR we Wrocławiu) w referacie swym pt. „Charakterystyka gospodarki wodno-ściekowej w kraju” omówił obecny stan i rozmiary wykorzystania ścieków dla celów rolniczo-warzywniczych u nas i za granicą oraz naszkicował możliwości dalszego rozwoju tego rodzaju urządzeń na tle najnowszych badań i doświadczeń oraz wymagań stawianych przez organa ochrony sanitarnej ludności i zwierząt.
- Mgr inż. Mordawski (Instytut Gospodarki Komunalnej, Zakład Badawczy w Łodzi) w referacie „Problematyka ścieków przemysłowych okręgu łódzkiego” omówił gospodarkę ściekową ważniejszych gałęzi przemysłu na tym terenie, jej wielkie za niedbanie, trudności uporządkowania oraz możliwości współpracy Instytutu Gospodarki Komunalnej z przemysłem.
- Mgr inż. Sędzikowski (Biuro Projektów Budownictwa Komunalnego w Łodzi) w referacie „Współczesne metody oczyszczania ścieków” zapoznał zebranych z nowoczesnymi metodami stosowanymi przy oczyszczaniu ścieków miejskich i przemysłowych oraz z możliwościami zastosowania tych metod w warunkach łódzkich.

— Mgr inż. Patora (Zarząd Melioracji i Użytków Zielonych w Łodzi) w referacie „Zamierzenia inwestycyjne w zakresie rolniczego wykorzystania ścieków łódzkich” zobrazował historię rozwoju tego zagadnienia w okręgu łódzkim, obecny stopień wykorzystania ścieków, osiągane korzyści dla gospodarki rolnej oraz zamierzenia inwestycyjne w tym zakresie.

W dyskusji nad referatami, w której udział wzięło 15 uczestników narady, zwrócono uwagę na szereg zasadniczych braków wymagających podjęcia energicznych środków celem ich usunięcia. Obecny bowiem stan nie rokuje, by uporządkowanie gospodarki wodno-ściekowej posunęło się naprzód w stopniu, który zlikwidowałby niebezpieczną sytuację tak pod względem technicznym (np. niszczenie kanałów miejskich przez wpuszczanie szkodliwych dla ich trwałości ścieków przemysłowych), jak i sanitarnym. Spośród tych braków na czoło wysuwają się następujące:

- brak planów zagospodarowania przestrzennego,
- brak planów (krótkofalowych i perspektywicznych) w zakresie zaopatrzenia w wodę i usuwania ścieków dla samego miasta i województwa,
- nie ustalony dotąd czynnik koordynujący wszelkie zamierzenia w zakresie gospodarki wodno-ściekowej.

Ponadto podniesiono pilną potrzebę szkolenia kadr technicznych dla projektowania i budowy urządzeń do oczyszczania ścieków i ich eksploatacji oraz konieczność utworzenia przemysłu budowy urządzeń do oczyszczania ścieków. W dyskusji podniesiono również, że na podobne tematy odbył się szereg konferencji, nic jednak nie wiadomo, jak postępuje realizacja wysuniętych na tych naradach dezyderatów i wniosków. Byłoby wskazane, aby Oddział informował, co w tym zakresie dalej się dzieje.

Konieczne jest również nawiązanie przez Oddział ściślejszej współpracy z Główną Komisją Gospodarki Wodnej NOT, w której skupia się całokształt zagadnień związanych z gospodarką wodno-ściekową.

UWAGA CZYTELNICY!

Przypominamy, że wszystkie placówki „Ruchu”, urzędy pocztowe oraz listonosze przyjmują już zamówienia na prenumeratę naszych czasopism na rok 1957.

Prenumeratę normalną indywidualną można zapewnić sobie przez wpłacanie należności na konto Centrali Kolportażu Prasy i Wydawnictw „Ruch”, Warszawa, ul. Srebrna 12 — PKO 1-6-100 020. Wykazy zamówień na prenumeratę ulgową, tak jak w roku bieżącym, należy kierować wyłącznie pod adresem C.K.P. i W. „Ruch”, Warszawa, ul. Srebrna 12 — wpłacając równocześnie należność na konto PKO 1-6-100 020.

Stałe i regularne otrzymywanie miesięczników zapewni tylko prenumerata — termin zgłaszania upływa z dniem 1 grudnia br.

Skład Komisji Programowej: Przewodniczący — prof. Czesław Zakaszewski, członkowie — inż. Marian Chudzyński, prof. Edward Czetwertyński, dr Józef Gołąb, inż. Stefan Ihnatowicz, inż. Stanisław Iwanicki, prof. Władysław Kollis, inż. Eugeniusz Kulwieć, prof. Julian Lambor, dr Józef Matuszewicz, inż. Czesław Nielubowicz, prof. Zygmunt Rudolf, inż. Czesław Stepnowski.

Wydawca: NACZELNA ORGANIZACJA TECHNICZNA

REDAGUJE KOMITET:

REDAKTOR NACZELNY — inż. MARIAN CHUDZYŃSKI

REDAKTORZY DZIAŁOWI: inż. BOLESŁAW CZERNY, inż. STANISŁAW HERFURT

inż. ANTONI OBUCHOWSKI, inż. KAZIMIERZ PUCZYŃSKI, inż. ADOLF RIEDEL, inż. TADEUSZ SUSZCZEWSKI

SEKRETARZ REDAKCJI — HALINA MIKULSKA

REDAKTOR TECHNICZNY — DR JADWIGA WŁODEK-SANOJCOWA

MGR INŻ. JAN KUTERA

Terenowy Oddział Badawczy we Wrocławiu

Zużycie wody w glebie przez rośliny uprawne w ich poszczególnych fazach rozwojowych

Zanim woda opadowa dostanie się do gleby, część jej, jak wiadomo, wyparowuje do atmosfery, część spływa po powierzchni ziemi do miejsc niżej położonych, a dopiero reszta wsiąka w glebę. Roślina korzysta zatem z wody opadowej, którą wchłania i zatrzymuje gleba, czyli istotnym źródłem wody dla rośliny jest wilgotność gleby. Ilość wody, jaką dysponują rośliny w glebie, nie jest równa co do wielkości opadom atmosferycznym, zmierzonym deszczomierzem.

W glebie, poza rośliną, gospodaruje wodą także sama gleba, w zależności od swoich właściwości fizyko-chemicznych i to nie tylko wodą opadową lecz także wodą z podsiąku, kondensacji itp. Zatem potrzeby wodne roślin uprawnych możemy w przybliżeniu wyrażać na podstawie zużycia wilgotności gleby przez te rośliny.

Badania wilgotności gleby przeprowadzono na polach ustalonych w latach od 1950 do 1955. Wilgotność profilów glebowych oznaczano systematycznie co tydzień, w okresie wegetacyjnym w początkowych latach, a następnie od 1954 r. przez cały rok pod dziesięcioma roślinami uprawnymi oraz pod trawnikiem w obrębie Stacji Meteorologicznej i w polu nie porośniętym. Oznaczeń wilgotności gleby dokonywano metodą suszarkowo-wagową, pobierając próbki w trzech powtórzeniach z głębokości 0 — 5 cm, 20 — 25 cm, 45 — 50 cm, 100 — 105 cm. Wilgotność w procentach objętościowych suchej masy uzyskano z iloczynu wilgotności wagowej przez ciężar objętościowy gleby.

Przebieg wilgotności gleby pod roślinami uprawnymi, odnoszący się zarówno do poziomu, z którego pobierano próbki, jak i w łącznym ujęciu dla całego profilu glebowego, mieliśmy możność przedstawić wraz z wnioskami w pracach przygotowanych uprzednio do druku.

A oto niektóre wnioski tych prac w streszczeniu:

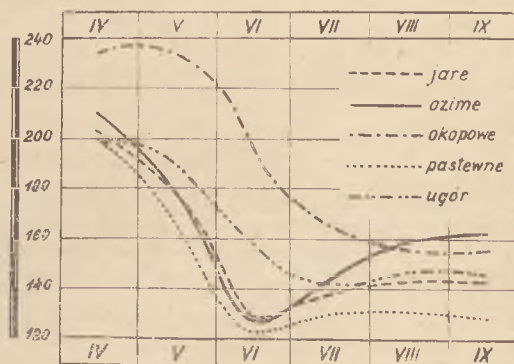
Zmiany wilgotności gleby pod roślinami uprawnymi w dużej mierze zależą od stanu wyjściowego zapasu wody w glebie, zachowanej z zimy. Największą możliwość zmagazynowania wody zimowej posiada gleba przygotowana pod okopowe, następnie gleba pod oziminami a najmniej pole przygotowane pod kłosowe jare. Pod oziminami wilgotność spada gwałtownie od kwietnia, osiągając swoje minimum w czerwcu. Od lipca pod wpływem uprawek późniejszych i wyższych opadów gleba stopniowo magazynuje wodę opadową; wilgotność w następnych miesiącach stopniowo wzrasta. Pod trawnikiem i koniczyną czerwona wilgotność stale spada do czerwca, po czym utrzymuje się mniej więcej na niezmiennym niskim poziomie. Minimum wilgotności gleby dla kłosowych jarych występuje w czerwcu, z pewnym opóźnieniem w stosunku do ozimin i utrzymuje się w tym stanie do końca wegetacji. Pod okopowymi wilgotność utrzymuje się przy wysokich stanach przez kwiecień i maj; spadek zaczyna się dopiero w czerwcu, dochodząc do minimum w sierpniu i utrzymuje się na podobnej wysokości we wrześniu.

Kłosowe ozime są najbardziej wrażliwe na uwilgotnienie gleby w maju, kłosowe jare w maju i czerwcu, a przede wszystkim w czerwcu, natomiast okopowe w lipcu²⁾.

O zużyciu wody przez rośliny uprawne tak mówi prof. S. Bac. „Rośliny kłosowe i okopowe posiadają jedno maksimum zużycia wodnego, natomiast trawy i koniczyna wykazują dwa stany

maksymalne (wyższy i niższy) w czasie obydwu pokosów. Na wysokość plonu w warunkach naszego przeciętnego klimatu wpływa decydująco różnica między połowym zużyciem wody, a opadami w miesiącu krytycznym rozwoju roślin. Im większa będzie różnica między połowym zużyciem wody a opadem, tym niższy będzie plon. Nadmiary lub niedobory opadów, w stosunku do połowego zużycia wody, w miesiącach poprzedzających lub następujących po miesiącu krytycznym, mogą tylko nieznacznie wpłynąć na wysokość plonu. W warunkach połowych 75% całorocznych opadów zostaje zużyte w półroczu letnim, a tylko 25% — w zimowym³⁾.

Rzów roślin, pojawianie się następnych faz rozwojowych nie jest związane bezpośrednio z czasem kalendarzowym, a głównie zależy od przebiegu i natężenia elementów siedliska, które mogą występować w różnych latach w różnym czasie. Długość poszczególnych międzyfaz jest zależna od średniej temperatury tego okresu. Niższe temperatury przedłużają okresy fenologiczne, wyższe natomiast skracają.



Rys. 1. Wilgotność gleby pod roślinami uprawnymi w okresie wegetacyjnym, w Czechnicy

Zapotrzebowanie wodne roślin w okresie wegetacyjnym rośnie z przyrostem ich masy zielonej i wzrostem roślin, zatem każdy z okresów rozwojowych rośliny będzie miał swoje potrzeby wodne.

Biorąc pod uwagę powyższe stwierdzenia, postawiono sobie zadania zbadać połowe zużycia wody między fazami rozwojowymi roślin (w międzyfazach).

Mając do dyspozycji z bezpośrednich pomiarów wilgotności wielkości zapasu wody w glebie pod poszczególnymi roślinami w pełni faz rozwojowych oraz opad między fenofazami, wyliczono połowe zużycie wody, na podstawie zasadniczego równania bilansowego.

$$\begin{aligned} \text{stąd} \quad Z_p + P &= Z_k + S \\ S &= (Z_p - Z_k) + P \end{aligned}$$

$Z_p - Z_k$ — różnica retencji między dwiema fazami następującymi kolejno po sobie.

P — suma opadu w międzyfazie

S — połowe zużycie wody w międzyfazie.

¹⁾ Doniesienie o pracy „Połowe zużycie wodne roślin uprawnych w okresie wegetacyjnym” dotyczącej sześciolletnich badań a przygotowanej do druku w Rocznikach Nauk Rolniczych.

²⁾ Kutera J. Wpływ niektórych czynników klimatycznych na plonowanie roślin uprawnych. RNR Seria Melioracji i Użytków Zielonych tom 71, zeszyt 2.

³⁾ Bac S.: Przyrodnicze podstawy melioracji wodnych. Maszynopis referatu wygłoszonego na Sesji Problemowej Wydziału II PAN pn. „Gospodarka wodna roślin”. Warszawa 1954.

TABLICA 1. Układ elementów bilansu wodnego gleby między fazami rozwojowymi owsa w Czechnicy

Spostrzeżenia fenologiczne	Rok	Data pełni fazy	Zapas wody mm	Opad w międzyfazie mm	Polowe zużycie mm	Rok	Data pełni fazy	Zapas wody mm	Opad w międzyfazie mm	Polowe zużycie mm
Siew	1950	9.III	241,3			1953	9.III	205,2		
Wschody		17.III	238,2	1,6	4,7		31.III	194,3	3,6	14,5
Strzelanie w źdźbło		13.IV	218,6	10,9	30,5		26.IV	165,4	1,1	30,0
Kłoszenie		26.V	150,4	52,9	121,1		31.V	127,1	48,0	86,3
Kwitnienie		9.VI	137,3	13,4	26,3		13.VI	97,1	8,4	38,4
Dojrzałość mleczna		28.VI	127,1	30,4	40,6		29.VI	91,9	20,5	25,7
Dojrzałość pełna		12.VII	113,6	30,2	33,7		15.VII	109,7	31,6	13,8
Suma				139,4	256,9				113,2	208,7
Siew	1951	21.III	210,5	1		1954	19.III	215,4		
Wschody		7.IV	208,4	12,3	14,4		10.IV	217,2	20,4	18,6
Strzelanie w źdźbło		28.IV	187,7	4,3	25,0		10.V	228,8	78,6	67,0
Kłoszenie		6.VI	185,1	80,3	82,9		16.VI	231,4	118,5	115,9
Kwitnienie		18.VI	150,0	18,1	43,2		28.VI	190,3	8,5	49,6
Dojrzałość mleczna		3.VII	149,1	12,2	13,0		12.VII	253,2	152,1	89,2
Dojrzałość pełna		19.VII	192,1	72,1	29,1		6.VIII	230,5	30,7	53,4
Suma				199,3	207,6				408,8	373,7
Siew	1952	9.IV	163,6			1955	1.IV	222,4		
Wschody		15.IV	190,7	0,0	2,9		21.IV	252,0	47,3	17,7
Strzelanie w źdźbło		5.V	191,4	25,4	24,7		25.V	236,6	41,4	56,8
Kłoszenie		6.VI	145,3	51,7	107,8		25.VI	198,9	49,3	88,0
Kwitnienie		19.VI	119,1	23,8	50,0		3.VII	174,8	0,0	24,1
Dojrzałość mleczna		6.VII	117,1	28,0	30,0		20.VII	233,8	91,4	32,4
Dojrzałość pełna		22.VII	91,3	7,5	33,3		2.VIII	244,3	19,7	11,2
Suma				136,4	248,7				249,1	230,2

Elementy bilansu wodnego gleby między fazami rozwojowymi roślin uprawnych, zestawiono oddzielnie dla poszczególnych roślin w okresie 6 lat. W niniejszym doniesieniu przykładowo podajemy tylko zestawienie elementów bilansu wodnego gleby dla jednej z roślin — owsa.

Polowe zużycie wody w poszczególnych międzyfazach rozwojowych roślin uprawnych jest różne. Sumaryczne wartości polowego zużycia są najwyższe dla kłosowych w okresie od strzelania w źdźbło do kłoszenia, dla buraków cukrowych po zakryciu liśćmi międzyrzędzi, ziemniaków od drugiego obсыpywania do kwitnienia, a dla koniczyny czerwonej w okresie do formowania pązków kwiatowych.

TABLICA 2. Długość okresów między fazami rozwojowymi owsa w Czechnicy

Spostrzeżenia fenologiczne	Ilość dni w roku						Średnio
	1950	1951	1952	1953	1954	1955	
Siew — wschody	8	17	6	22	21	20	15,7
Wschody — strzelanie w źdźbło	27	21	20	26	30	24	24,7
Strzelanie w źdźbło — kłoszenie	43	39	32	35	36	31	36,0
Kłoszenie — kwitnienie	14	12	13	13	12	8	12,0
Kwitnienie — dojrzałość mleczna	19	15	17	16	14	17	16,3
Dojrzałość mleczna — dojrzałość pełna	14	16	16	16	24	13	16,5
Długość okresu wegetacyjnego	125	120	104	128	137	113	121,2

Z sumarycznych wartości polowego zużycia wody między fazami rozwojowymi roślin nie możemy sądzić o intensywności zużycia wody w miarę rozwoju roślin. Sumaryczne wartości polowego zużycia wody przez rośliny w międzyfazach zależą przede wszystkim od intensywności potrzeb wodnych roślin na danym etapie rozwoju, wielkości opadu w tym okresie i od długości trwania międzyfazy.

Długości okresów między fazami rozwojowymi roślin znacznie się wahają w poszczególnych latach. Stosunkowo największe odchylenia od średniej długości trwania międzyfazy występują dla okresu siew — wschody.

Polowe zużycie wody rośnie wraz z przedłużaniem się międzyfazy. Np. pod owsem w 1952 r. w okresie siew — wschody

TABLICA 3. Dzielne polowe zużycie wody między fazami rozwojowymi owsa w Czechnicy

Spostrzeżenia fenologiczne	Dzielne polowe zużycie wody w mm						Średnio
	1950	1951	1952	1953	1954	1955	
Siew — wschody	0,59	0,85	0,48	0,66	0,88	0,86	0,72
Wschody — strzelanie w źdźbło	1,13	1,19	1,23	0,15	2,24	2,36	1,55
Strzelanie w źdźbło — kłoszenie	2,81	2,73	3,36	2,86	3,24	3,01	3,00
Kłoszenie — kwitnienie	1,88	3,60	3,84	2,95	4,13	3,01	3,23
Kwitnienie — dojrzałość mleczna	2,14	0,88	1,76	1,60	5,36	1,91	2,27
Dojrzałość mleczna — dojrzałość pełna	1,95	1,88	1,87	0,86	2,22	0,86	1,27

wynoszącym 6 dni połowe zużycie wody było ok. 5 razy mniejsze niż w 1953 r. w tym samym okresie, wynoszącym 22 dni.

Biorąc pod uwagę zależność między połowym zużyciem wody a długością trwania międzyfaz rozwojowych, należy spodziewać się niewielkich różnic dla poszczególnych lat w średnich dziennych połowych zużyciach wody dla tych okresów (tablica 3).

Istotnie, zarówno z podanej przykładowo tablicy obejmującej dane dla owsa, jak i z podobnych, nie załączonych do tego doniesienia zestawień dla pozostałych dziesięciu roślin uprawnych, widać tylko nieznaczne odchylenia średnich dziennych dla poszczególnych lat od średnich dziennych z 6-lecia. Niewielkie odchylenia w poszczególnych międzyfazach i w niektórych latach będą podstawą do dalszych poszukiwań w kierunku ustalenia wpływu na te wartości warunków termicznych i wilgotnościowych, a ponadto i rytmiki przyrostu masy roślinnej.

Dane średnie za okres 6 lat wykazują również, że połowe zużycie wody zwiększa się wraz z rozwojem roślin. Najwyższa suma połowego zużycia wody przez rośliny kłosowe przypada na okres między strzelaniem w źdźbło a kłoszeniem. Największe sumaryczne połowe zużycie wody przez buraki cukrowe występuje zwykle w okresie od przerywki do zakrycia liści międzyrzędzi, natomiast ziemniaków od kwitnienia do początków usy-

TABLICA 4. Połowe zużycie wody pomiędzy fazami rozwojowymi kłosowych jarych w Czechnicy w mm
(średnie z lat 1950 — 1955/)

Spostrzeżenia fenologiczne	Owies		Jęczmień jary		Pszenna jara	
	suma	średnie dziennie	suma	średnie dziennie	suma	średnie dziennie
Siew — wschody	11,3	0,72	6,8	0,67	8,6	0,75
Wschody — strzelanie w źdźbło	38,3	1,55	25,5	1,70	37,5	1,65
Strzelanie w źdźbło — kłoszenie	108,0	3,00	87,5	2,91	106,8	2,61
Kłoszenie — kwitnienie	38,8	3,23	26,7	3,56	34,7	3,65
Kwitnienie — dojrzałość mleczna	36,7	2,27	42,1	2,58	34,6	2,12
Dojrzałość mleczna — dojrzałość pełna	16,5	1,27	28,3	1,99	31,2	1,64
Suma roczna	249,6	—	216,9	—	253,4	—

TABLICA 5. Połowe zużycie wody między fazami rozwojowymi kłosowych ozimych w Czechnicy w mm
(średnie z lat 1950 — 1955/)

Spostrzeżenia fenologiczne	Pszenna ozima		Żyto ozime		Jęczmień ozimy	
	suma	średnie dziennie	suma	średnie dziennie	suma	średnie dziennie
Ruszenie wiosenne — strzelanie w źdźbło	41,5	1,31	24,0	1,53	25,5	1,13
Strzelanie w źdźbło — kłoszenie	82,3	3,26	104,0	3,24	82,3	3,24
Kłoszenie — kwitnienie	37,6	3,21	50,3	3,28	34,1	3,31
Kwitnienie — dojrzałość mleczna	41,0	2,32	56,0	2,09	30,7	2,36
Dojrzałość mleczna — dojrzałość pełna	29,2	1,48	20,7	1,32	14,3	1,88
Suma roczna	232,2	—	255,0	—	186,9	—

chania liści. U koniczyny czerwonej w okresie wegetacyjnym występują dwie wyższe sumy zużycia wody, przypadające w okresie od początków ruszenia wiosennego do drugiego formowania pąków kwiatowych. Rzepak ozimy zużywa najwięcej wody w okresie od formowania pąków kwiatowych do kwitnienia.

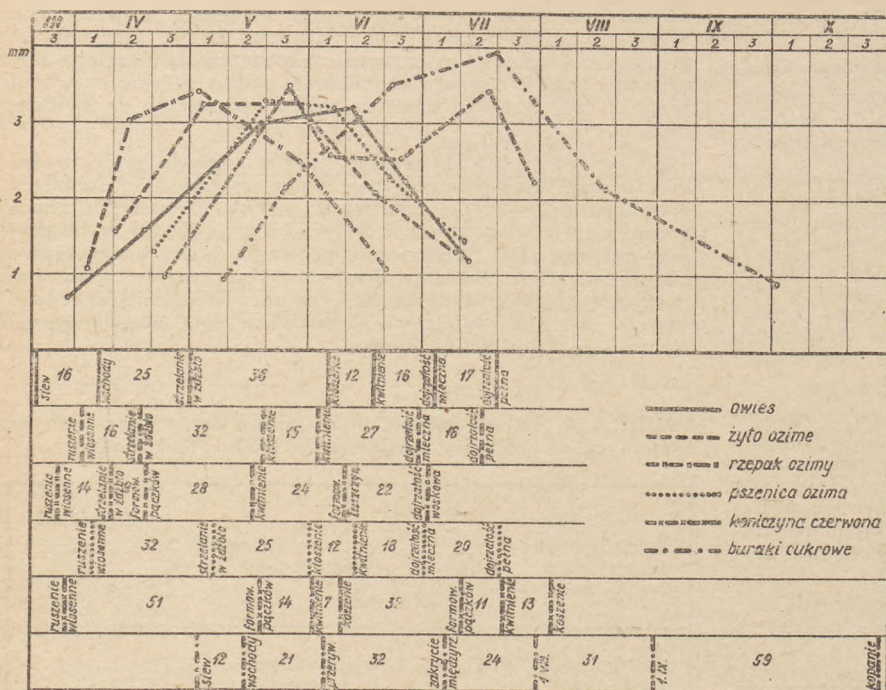
Z przytoczonych tabel wynika, że suma zużycia wody, w danym okresie fenologicznym, nie zależy wyłącznie od średniego dziennego połowego zużycia wody w tym okresie. Na sumaryczne zużycie wody bardziej wpływa długość okresu fenologicznego niż zmienna intensywność pobierania wody przez rośliny. Dla niektórych roślin najwyższe sumaryczne zużycie wody jest iloczynem długiego okresu czasu przez niewielkie dzienne połowe zużycie, np. dla koniczyny w okresie od ruszenia wiosennego do formowania pązków kwiatowych.

TABLICA 6. Połowe zużycie wody między fazami rozwojowymi okopowych w Czechnicy (średnie z lat 1950—1955) w mm

Spostrzeżenia fenologiczne	Buraki cukrowe		Spostrzeżenia fenologiczne	Ziemniaki	
	suma	średnie dziennie		suma	średnie dziennie
Siew-wschody	11,7	0,96	Sadzenie-wschody	17,2	0,76
Wschody-przerywka	47,7	2,26	Wschody-obsypywanie II	45,0	1,94
Przerywka-zakrycie międzyrzędzi	115,0	3,54	Obsypywanie II kwitnienie	72,6	3,78
Zakrycie międzyrzędzi	94,5	4,02	Kwitnienie — usychanie liści	166,2	2,90
1. VIII	64,5	2,08	Zsychanie liści-kopanie	59,0	1,22
1 września	54,8	0,92			
1 września-kopanie					
suma roczna	388,2		Suma roczna	360,0	

TABLICA 7. Połowe zużycie wody między fazami rozwojowymi koniczyny czerwonej i rzepaku ozimego w Czechnicy w mm
(średnie z lat 1950-1955)

Spostrzeżenia fenologiczne	Koniczyna czerwona		Spostrzeżenia fenologiczne	Rzepak ozimy	
	suma	średnie dziennie		suma	średnie dziennie
Ruszenie wiosenne-formowanie pąków kwiatowych	101,2	1,99	Ruszenie wiosenne strzelanie w źdźbło	16,5	1,18
Formowanie pąków kwiatowych-kwitnienie	49,7	3,50	Strzelanie w źdźbło-formowanie pąków kwiatowych	25,6	3,01
Kwitnienie — koszenie	19,0	2,56	Formowanie pąków kwiatowych-kwitnienie	94,8	3,41
Koszenie-formowanie pąków kwiatowych	83,2	2,57	Kwitnienie-formowanie strąków	60,7	2,51
Formowanie pąków kwiatowych-kwitnienie	36,7	3,43	Formowanie strąków-dojrzałość woskowa	29,5	1,33
Kwitnienie-koszenie	28,6	2,25			
Suma roczna	318,4	—	Suma roczna	227,1	—



Rys. 2. Średnie dzienne połowe zużycie wody między fazami rozwojowymi roślin uprawnych

O intensywności połowego zużycia wody, w związku z rozwojem rośliny, można sądzić na podstawie średnich dziennych wartości zużycia, podanych w mm słupa wody.

Największe połowe zużycie wody przez rośliny kłosowe przypada na okres od strzelania w źdźbło poprzez kłoszenie do kwitnienia, z tym, że wartości dzienne zużycia między kłoszeniem a kwitnieniem są nieco wyższe, niż wartości między strzelaniem w źdźbło a kłoszeniem. Średnie dzienne połowe zużycie wody przez buraki cukrowe jest najwyższe z chwilą zakrycia liśćmi międzyrzędzi, a ziemniaków od drugiego obsypywania do kwitnienia. Dla koniczyny czerwonej, w obu pokosach średnie dzienne wartości połowego zużycia są najwyższe w okresie od formowania pązków kwiatowych do kwitnienia. Dla rzepaku ozimego, maksymalne dzienne zużycie wody występuje w okresie od formowania pązków kwiatowych do kwitnienia.

Po okresie kwitnienia dzienne połowe zużycie wody przez zboża stopniowo maleje, w miarę dojrzewania. W okresie od dojrzałości młecznej do dojrzałości pełnej, średnie dzienne połowe zużycie wody zbliżone jest do dziennego zużycia dla początkowych faz rozwojowych tych roślin.

Na rysunku 2 wykreślono krzywe przebiegu średnich dziennych wartości połowego zużycia wody niektórych roślin uprawnych w międzyfazach rozwojowych. Uwzględniając daty pełni trwania poszczególnych fenofaz, nałożono na krzywe zużycia siatkę okresów kalendarzowych — miesiące i dekady.

Przedstawione wartości połowego zużycia wody, długości trwania poszczególnych międzyfaz i daty ich pełni trwania, są średnimi wartościami z 6 lat. Dane te są tym bardziej charakterystyczne, że zostały uzyskane z lat suchych (1953 r.), mokrych (1954 r.), średnio mokrych i średnio suchych. Średnie wartości są w tym wypadku odpowiednie dla lat przeciętnych.

Okazuje się, że dla owsa najwyższe połowe zużycie wody przypada na okres od strzelania w źdźbło poprzez kłoszenie do kwitnienia — wynosi bowiem średnio 3 mm na dobę. Okres

maksymalnego zużycia wody przez owies występuje zatem w ostatnich dwóch dekadach maja i w pierwszych dwóch czerwca.

Polowe zużycie wody przez żyto ozime jest największe między strzelaniem w źdźbło a kłoszeniem, oraz między kłoszeniem a kwitnieniem i przeciętnie wynosi 3 mm na każdy dzień. Okres maksymalnego połowego zużycia wody przypada zatem na maj.

Maksimum połowego zużycia wody przez rzepak ozimy, wynoszącego przeciętnie do 3,5 mm na dobę w okresie strzelania w źdźbło poprzez formowanie pązków kwiatowych do kwitnienia przypada na dwie ostatnie dekady kwietnia i pierwsze dwie maja. Na miesiące wiosenne przypadają niemal całkowite połowe rozchody wody pod rzepakiem, zatem przy uprawie rzepaku ozimego możemy się spodziewać pokrycia zapotrzebowania wody przez tę roślinę w znacznym stopniu z zapasów zretencjonowanych przez glebę z okresu zimy.

Średnie dzienne połowe zużycie wody przez pszenicę ozimą ma przebieg podobny do przebiegu zużycia wody przez owies. Maksimum przypada do strzelania w źdźbło poprzez kłoszenie do kwitnienia. Maksymalne średnie dzienne zużycia wody wynosi ponad 3 mm. Najwyższe zapotrzebowanie wody przez pszenicę ozimą, zgodnie z maksymalnym przyrostem roślin wypada w dwóch ostatnich dekadach maja i w pierwszych dwóch czerwca.

Dla koniczyny czerwonej charakterystyczne są dwa maksima połowego zużycia dla pierwszego i drugiego pokosu. Średnie dzienne zużycie wody w międzyfazach od formowania pązków kwiatowych do kwitnienia wynosi przeciętnie do 3,5 mm na dobę. Pierwsze maksimum wypada w pierwszej połowie maja, natomiast drugie w połowie lipca.

Okolo 4 mm dziennie wynosi maksymalne średnie połowe zużycie wody przez buraki cukrowe w okresie od zakrycia liśćmi międzyrzędzi. Największe zużycie wody przypada na lipiec.

Biorąc pod uwagę wyjściowe zapasy wilgoci glebowej z okresu zimy, różne dla poszczególnych roślin, oraz stopień pokrycia połowego zużycia wody roślin uprawnych przez opady atmosferyczne, w okresie wegetacyjnym przeciętnego roku, wystąpi niedobór wody w glebie w czasie maksymalnego zużycia wody.

Przy planowej gospodarce wodnej i w celu podnoszenia stale produkcji rolnej należałoby przewidzieć możliwość nawodnienia w okresach dużego połowego zużycia wody.

Dla kłosowych jarych i pszenicy ozimej należy przewidzieć nawodnienie w okresie od strzelania w źdźbło do kwitnienia, tj. w końcu maja i w pierwszej połowie czerwca. Dla ozimin należałoby planować nawodnienie od strzelania w źdźbło do kwitnienia, tj. w maju. Pod koniczynę czerwoną należałoby wprowadzić uzupełnienie ilości wody w glebie przez nawodnienie od formowania pązków kwiatowych do kwitnienia, tj. dla pierwszego pokosu w maju, dla drugiego w lipcu. Dla okopowych należałoby wprowadzić nawodnienie z chwilą zakrycia międzyrzędzi liśćmi przez buraki i od drugiego obsypywania ziemniaków, tj. w lipcu i w pierwszej dekadzie sierpnia.

Tylko w nielicznych mokrych latach nawodnienie w podanych okresach fenologicznych nie będzie ekonomicznie uzasadnione zwiększeniem plonu.

Określenie ilościowe dawek nawadniających będzie przedmiotem dalszych opracowań.

AKTUALNE PRACE IMUZ W ZAKRESIE WYDAWNICTWA

Prace IMUZ publikowane są obecnie w Biuletynie oraz w Serii Melioracji i Użytków Zielonych Roczników Nauk Rolniczych.

W Biuletynie zamieszczane są nadal doniesienia o stanie prac naukowo-badawczych, streszczenia ważniejszych prac i całych zeszytów RNR oraz sprawozdania z konferencji naukowych organizowanych przez IMUZ lub z udziałem pracowników Instytutu. Jednak ważniejsze wyniki prac naukowo-badawczych ukazują się w Rocznikach Nauk Rolniczych. Seria F — Melioracji i Użytków Zielonych.

Część prac Instytutu a mianowicie: instrukcje, analizy pacy na budowach wodno-melioracyjnych, niektóre doniesienia i wskazówki oraz wiele wyników prac badawczych nie ukończonych, ze względu na swój charakter, nie może być publikowana ani w Biuletynie, ani w Rocznikach. Instytut robi starania, aby prace te wydawać w oddzielnej publikacji nieperiodycznej, pod nazwą: „Prace własne Instytutu”. Oddanie do druku pierwszego zeszytu „Prac własnych IMUZ” przewidziane jest w pierwszym kwartale 1957 r.