

GOSPODARKA WODNA



BUDOWA WAŁÓW NAD WISŁĄ



MIESIĘCZNIK POŚWIECONY SPRAWOM DRÓG WODNYCH, PORTÓW, MELIORACJI
WODNYCH, SIŁ WODNYCH, HYDROGRAFII, WODOCIĄGÓW I KANALIZACJI ORAZ ZA-
GADNIENIOM PLANOWANIA I EKONOMICZNYM Z DZIEDZINY GOSPODARKI WODNEJ.

WARSZAWA

STYCZEŃ - MARZEC
1948

ROK VIII 1-3

ROBOTY INŻYNIERSKIE I HYDROTECHNICZNE

„R. I. H.”

SPÓŁDZIELNIA PRACY I UŻYTKOWNIKÓW
z odp. udz.

●
W A R S Z A W A

UL. KOSZYKOWA 51 m. 15
TEL. 8-28-51

●
WYKONUJE

wszelkie roboty w zakresie
budownictwa wodnego

SPÓŁDZIELNIA PRACY
INSTALATORÓW WOD.-KAN., GAZ. i C. O.

„RADIATOR”

z odpowiedzialnością udziałami
WARSZAWA, UL. DOBRA 2

●
WYKONUJE

wszelkie roboty
instalacyjne
Projekty-Kosztorysy

**FABRYKA
MASZYN**

RZEWUSKI i S-KA

Warszawa, ul. Grenadierów 32. Tel. 45-84

POLECA:

wszelkie maszyny
i formy dla robót beto-
nowych budowlano-
drogowo-wodnych

**ZAKŁADY OPTYCZNE I MECHANICZNE
Z. MATYSZKIEWICZ**

WARSZAWA, TARGOWA 44
Sklep: ul. Wileńska 19. Telefon Proga 496.

G E O D E Z J A

Teodolity – Niwelatory
Łały – Taśmy

O P T Y K A

Mikroskopy – Lupy
Epidiaskopy – Okulary

PRODUKCJA – NAPRAWA – SPRZEDAŻ

GOSPODARKA WODNA

MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM DRÓG WODNYCH, PORTÓW, MELIORACJI WODNYCH, SIŁ WODNYCH, HYDROGRAFII, WODOCIĄGÓW I KANALIZACJI ORAZ ZAGADNIENIOM PLANOWANIA I EKONOMICZNYM Z DZIEDZINY GOSPODARKI WODNEJ.

WARSZAWA, UL. NOBLA 9.

KONTO P. K. O. I-1960.

KOMITET REDAKCYJNY:

Prof. Dr Inż. Stanisław Bac, Prof. Inż. Wacław Balcerski, Inż. Zygmunt Bęczkowski, Inż. Marian Chudzyński, Prof. Dr Inż. Edward Czetwertyński, Prof. Inż. Kazimierz Dębski, Inż. Stefan Ihnatowicz, Inż. Zdzisław Kornacki, Tadeusz Maliszewski, Inż. Kazimierz Matul, Dr Inż. Józef Matusewicz, Prof. Dr Inż. Jerzy Ostromecki, Prof. Inż. Kazimierz Rodowicz, Prof. Dr Inż. Romuald Rosłoński, Prof. Inż. Mgr Zygmunt Rudolf, Inż. Stefan Sienkowski, Inż. Zygmunt Sochoń, Inż. Andrzej Szczawiński, Inż. Tadeusz Tillinger, Prof. Inż. Stanisław Turczynowicz, Inż. Jan Wokroj, Prof. Inż. Czesław Zakaszewski, Inż. Zbigniew Żmigrodzki.

REDAKTOR: Inż. Marian Chudzyński.



ROK VIII

1 9 4 8

GOSPODARKA WODNA

MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM DRÓG WODNYCH, PORTÓW, MELIORACJI WODNYCH, SIŁ WODNYCH, HYDROGRAFII, WODOCIĄGÓW I KANALIZACJI ORAZ ZAGADNIENIOM PLANOWANIA I EKONOMICZNYM Z DZIEDZINY GOSPODARKI WODNEJ.

Rok VIII

WARSZAWA, STYCZEŃ – LUTY – MARZEC 1948 r.

Nr 1-3

TREŚĆ: Inż. Adolf Riedel — Wpływ zbiorników retencyjnych na użeglownienie dolnej Wisły. Inż. Romuald Sawicki — Rozbudowa ujścia Wisły. Techn. Wacław Majewski — Lekkie budowle regulacyjne typu „M”. Inż. Jerzy Komacki — Budowle regulacyjne z betonu piaskowego. Inż. Władysław Pietruszewski — W sprawie projektów generalnych zabudowań rzek i potoków górskich. Z. A. Szaszkw — Rozwój taboru żeglugi śródlądowej w ZSRR. Inż. Stanisław Smoleński — Rentowność obwałowania a retencja. Inż. Zbigniew Dziewoński — Rozbudowa dorzecza Tennessee (ciąg dalszy). Inż. Zygmunt Sochoń — Woda wegetacyjna i jej poziom w korycie regulacyjnym. Inż. Jerzy Ostrowski — W sprawie żuław Województwa Gdańskiego. Dr Inż. Jan Wierzbicki — Dreny skrzynkowe. Prof. Dr Konstanty Stecki — Zarastanie dna zbiornika retencyjnego zakładu wodno-elektrycznego w Dychowie nad Bobrawą. Inż. Leonard Skibniewski — Zmiany stosunków hydrologicznych na rzekach uregulowanych lub skanalizowanych. — Wspomnienie pośmiertne. — Przegląd czasopism. — Bibliografia. — Kronika.

SOMMAIRE: Ing. A. Riedel — L'influence des retenues sur la navigation de la basse Vistule. Ing. R. Sawicki — Développement de l'embouchure de la Vistule. Techn. W. Majewski — Constructions légères de régularisation du type „M”. Ing. J. Komacki — Constructions de régularisation en béton — sable. Ing. W. Pietruszewski — Au sujet des projets généraux des corrections des rivières et des torrents. Z. A. Szaszkw — Développement du tabor de la navigation intérieure en U. S. S. R. Ing. S. Smoleński — Profits tirés de l'endiguement et la rétention. Ing. Z. Dziewoński — Aménagement de la vallée Tennessee. Ing. Z. Sochoń — L'eau végétative et son niveau dans le lit de régularisation. Ing. J. Ostrowski — Au sujet des žuławy du département de Gdańsk. Dr Ing. J. Wierzbicki — Drains en bois. Prof. Dr K. Stecki — Le couvremet du fond de la retenue du chantier hydro-électrique à Dychów sur la Bobrawa. Ing. L. Skibniewski — Les changements des conditions hydrologiques sur les fleuves regularisés ou canalisés. — Nécrologie. — Revue des publications techniques. — Bibliographie. — Chronique.

СОДЕРЖАНИЕ НОМЕРА: Инж. А. Ридель — Влияние ретенционных водохранилищ на судоходство нижней Вислы. Инж. Р. Савицкий — Застройка устья Вислы. Тех. В. Маевский — Легкие выправительные сооружения типа „М”. Инж. Ю. Комацкий — Выправительные сооружения с песчаного бетона. Инж. В. Петрушевский — К вопросу генерального проектирования сооружения рек и горных потоков. З. А. Шашков — Развитие судов внутреннего речного судоходства в С. С. С. Р. Инж. С. Смоленский — Рентабельность обноса валам а ретенция. Инж. З. Дзевонский — Работы на р. Тениесси с Соед. Штатов С. А. Инж. З. Сохонь — Произрастающая вода и ее уровень в русле рек. Инж. Ю. Островский — К вопросу Жулав Гданской области. Др. инж. Ю. Вежбицкий — Деревенный дренаж. Проф. др. К. Стецкий — Зарастание dna водохранилища в Дыхове над Бобравой. Инж. Л. Скибневский — Изменения гидрологических соотношении в регулированных или шлюзованных реках. Некрологи. Обзор печати. Библиография. Хроника.

SUMMARY: Eng. A. Riedel — Influence the watter — reservoirs on the navigation of lower Vistula. Eng. R. Sawicki — Development the mouth of Vistula. Techn. W. Majewski — Regulations lights constructions of type „M”. Eng. J. Komacki — Regulations constructions of concrete — sand. Eng. W. Pietruszewski — Some remarks on the projects of works on rivers and on torrents. Z. A. Szaszkw — Development the tabor of inland navigation in U. S. S. R. Eng. S. Smoleński — Profitable'sess of dams and retention. Eng. Z. Dziewoński — Development of the Tennessee basin. Eng. Z. Sochoń — Vegetation watter and watter-level in the bed of regulation. Eng. J. Ostrowski — Some remarks on žuławy. department of Gdańsk. Dr eng. J. Wierzbicki — Wood-drains. Prof. dr K. Stecki — Overgrownth the botom of the watter-reservoir of hydro-electric power station in Dychów at Bobrawa. Eng. L. Skibniewski — Changes of conditions hydrologicals at settlement-rivers or canalisations rivers. — Obituarie. — Review of periodicals. — Bibliography. — Chronicle.

Wpływ zbiorników retencyjnych na użeglownienie dolnej Wisły

W nawiązaniu do opublikowanych już w poprzednich zeszytach „Gospodarki Wodnej” referatów i uwag wygłoszonych na konferencji odbytej w dniu 12.V.47 r., której przedmiotem było ustalenie zasad regulacji Wisły, podaję poniżej zgłoszone wówczas przeze mnie uwagi odnośnie spodziewanego oddziaływania zbiorników retencyjnych na poprawę warunków żeglugowych na dolnej Wiśle.

Przyjmuję za niewątpliwe zrealizowanie programu rozbudowy systemu zbiorników retencyjnych w dorzeczu górnej Wisły oraz na Bugu, gdyż zbiorniki te są zarówno konieczne dla poprawy

żeglowności i przeciwdziałania powodzi, jak i dla wyzyskania sił wodnych. To ostatnie ma poniekąd decydującą rolę, gdyż czyni zagadnienie zbiorników przedsięwzięciem o bezpośredniej rentowności.

Według 12-letniego programu rozbudowy zbiorników przewiduje się wykonanie 7-miu zbiorników w dorzeczu górnej Wisły i na Wiśle środkowej o łącznej pojemności 3.000 mio m³, co wraz z już istniejącymi (względnie na ukończeniu) zbiornikami o pojemności 270,5 mio m³, dałoby objętość 3.270,5 mio m³, okragło 3.270 mio m³. W dalszym etapie rozbudowy projektuje się wykonanie jesz-

Zestawienie I.

Miesięczne objętości przepływu Wisły pod Toruniem w czasokresie 1921 — 1930.

Rok	W m i l i a r d a c h m ³												I — XII
	M i e s i a c												
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	
	O k r e s ż e g ł u g i												
1921	2,88	2,30	4,16	2,56	2,62	1,32	1,465	0,27	0,74	0,84	1,105	1,395	22,17
1922	1,48	1,665	6,73	3,72	1,96	1,09	1,105	2,18	1,66	3,88	2,88	3,28	31,60
1923	4,06	4,9	4,7	3,51	2,66	2,16	1,85	1,15	1,06	2,48	2,47	3,9	34,95
1924	2,06	1,73	3,88	9,5	4,61	2,82	1,585	2,28	2,17	1,43	1,25	1,055	34,40
1925	1,74	1,96	2,25	1,81	1,56	0,79	4,58	2,76	3,61	1,91	2,01	1,40	26,4
1926	3,92	3,17	4,84	3,33	3,05	3,96	3,84	3,81	1,94	2,78	5,12	3,02	42,8
1927	4,25	1,75	7,07	6,83	3,54	3,25	2,7	2,46	2,73	1,38	1,69	1,53	39,8
1928	1,56	5,15	2,96	5,35	3,6	3,14	1,275	0,91	0,92	1,33	1,27	1,705	29,16
1929	1,825	0,67	2,45	6,53	3,13	2,27	2,06	1,72	1,04	1,175	1,68	1,705	26,62
1930	1,505	1,155	3,119	2,96	2,36	1,335	0,81	2,12	1,83	2,2	5,16	3,65	28,26
Średnie	2,53	2,458	4,225	4,63	2,91	2,215	2,13	2,02	1,77	2,00	2,46	2,26	31,60

minima
maksima

Zestawienie II.

Charakterystyczne stany i objętości odpływu dla wodowskazu w Toruniu.

Charakterystyczne stany i objętości odpływu dla wodownika								
L.p.	Stany charakterystyczne				Odpływ miesięczny			Odpływ roczny
	Wyszczególnienie	Skrót	Odczyt na wodowskazie	Objętość m³/sek.	28 dni	30 dni	31 dni	
					w miliardach m³			
1	Najniższa niska woda	NNW	142	200	0,485	0,52	0,54	6,31
2	Średnia niska woda w okresie żeglugi	żegl. śr. NW	185	330	0,80	0,86	0,89	10,41
3	Niska woda 345-dniowa w roku	N 345	200	380	0,92	0,98	1,02	11,98
4	Niska woda 215-dniowa w okresie żeglugi	N 215	240	520	1,26	1,35	1,39	16,40
5	Średnia roczna woda	Śr. W.	337	975	2,36	2,53	2,61	30,75
6	Woda wielka brzegowa	W. W. brzeg.	535	2 320	5,61	6,01	6,21	73,16

Zestawienie III.

Niedobory miesięcznych objętości przepływu Wisły pod Toruniem
w odniesieniu do charakterystycznych przepływów (w miliardach m³).

Rok	M i e s i a c												III — XI
	I	II	III	IV	V	VI	V.I	VIII	IX	X	XI	XII	
	O k r e s ż e g ł u g o w y												
Do poziomu średniej niskiej wody z okresu żeglugi (żegl. Śr. NW Q = 330 m³/sek).													
1921								0,12	0,12	0,05			0,29
1922													
1923													
1924													
1925						0,07							0,07
1926													
1927													
1928													
1929		0,13											
1930							0,08						0,08
max.		0,13				0,07	0,08	0,12	0,12	0,05			0,29
Do poziomu niskiej wody 345-dniowej w roku (N 345 Q = 380 m³/sek).													
1921								0,25	0,24	0,18			0,67
1922													
1923													
1924													
1925						0,19							0,19
1926													
1927													
1928								0,11	0,06				0,17
1929		0,25											
1930							0,21						0,21
max.		0,25				0,19	0,21	0,25	0,24	0,18			0,67
Do poziomu niskiej wody 215-dniowej w okresie żeglugi (N 215 Q = 520 m³/sek).													
1921						0,03		0,62	0,61	0,55	0,25		2,06
1922						0,26	0,29						0,55
1923								0,20	0,29				0,49
1924											0,10	0,34	0,10
1925						0,56							0,56
1926													
1927													
1928							0,12	0,48	0,43	0,06	0,08		1,17
1929		0,59							0,31	0,22			0,53
1930		0,10				0,02	0,58						0,60
max.		0,59				0,56	0,58	0,62	0,61	0,55	0,25	0,34	2,06
Do poziomu średniej rocznej wody (Śr. W. Q = 975 m³/sek).													
1921		0,06				0,21	0,15	1,84	1,79	1,77	1,43	1,22	9,19
1922	1,13	0,70			0,65	1,44	1,51	0,43	0,87				4,80
1923						0,37	0,76	1,42	1,47	0,13	0,06		4,21
1924	0,55	0,63					1,03	0,33	0,36	1,18	1,28	1,56	4,18
1925	0,87	0,40	0,36	0,72	1,05	1,74				0,70	0,52	1,21	5,09
1926									0,59				0,59
1927		0,61						0,15		0,63	0,84	1,08	1,62
1928	1,05					1,34		1,70	1,61	1,28	1,36	0,91	7,29
1929	0,79	1,69	0,16			0,26	0,55	0,89	1,49	1,44	0,85	0,91	5,64
1930	1,11	1,21			0,25	1,20	1,80	0,49	0,70	0,41			4,85
max.	1,13	1,69	0,36	0,72	1,05	1,74	1,80	1,84	1,79	1,77	1,43	1,56	9,19

cze 4-ch zbiorników o łącznej pojemności ok. 1.610 mio m³, co dałoby ogólną pojemność 4.880 mio m³.

Zrealizowanie tego programu umożliwiłoby na dolnej Wiśle z jednej strony podwyższenie stanów niskich o ok. 30 cm ponad poziom 215-dniowej wo-

dy, z drugiej zaś strony ograniczyłoby poziom wielkich wód do stanu o 70 cm wyższego od średnich wielkich wód.

Program ten nie wyczerpuje bynajmniej możliwości retencyjnych, tak że przez dalsze rozszerze-

nie programu rozbudowy zbiorników wydaje się możliwym do osiągnięcia podwyższenie wyrównanych stanów niskich do poziomu wyższego od stanu 215-dniowego, — do połowy różnicy wysokości między tym stanem, a stanem średnim rocznym, jako też dalszą redukcję stanów wysokich do stanu nie o wiele wyższego od poziomu wielkiej wody brzegowej.

Ponieważ pełna realizacja obecnego programu zbiornikowego pokrywać się będzie w czasie z realizacją głównych szlaków naszych dróg wodnych, zatem oczekiwane wyniki muszą być uwzględnione przy ustalaniu podstaw regulacji Wisły. Również winno być brane pod uwagę oddziaływanie dalszej rozbudowy zbiorników na wykonywaną w międzyczasie regulację.

Dla orientacyjnego rozpatrzenia oddziaływania zbiorników retencyjnych na poprawę warunków żeglugowych na dolnej Wiśle, obrałem profil wodowskazowy w Toruniu, dla którego dysponujemy stosunkowo obfitym materiałem obserwacji i studiów hydrometrycznych.

Szczególnie charakterystycznym pod względem różnorodności ilości odpływów oraz na lepiej przepracowany jest czasokres 1921 — 1930. Obejmuje on zarówno b. ubogie w odpływy lata (1921) jak i obfite (1926). Poza tym w czasokresie tym mieści się 1924 r. z jedną z największych na dolnej Wiśle lat wielką wodą oraz przeciętny dla tego i na ogół też dla sąsiednich czasokresów 1922 r., z objętością roczną 31,6 miliardów m³.

W zestawieniu I, opracowanym na podstawie danych zawartych w artykule inż. A. Rundo p. t. „Materiały do badań nad bilansem hydrologicznym Bałtyku”,¹⁾ przedstawione są miesięczne objętości przepływu Wisły pod Toruniem w czasokresie 1921 — 1930.

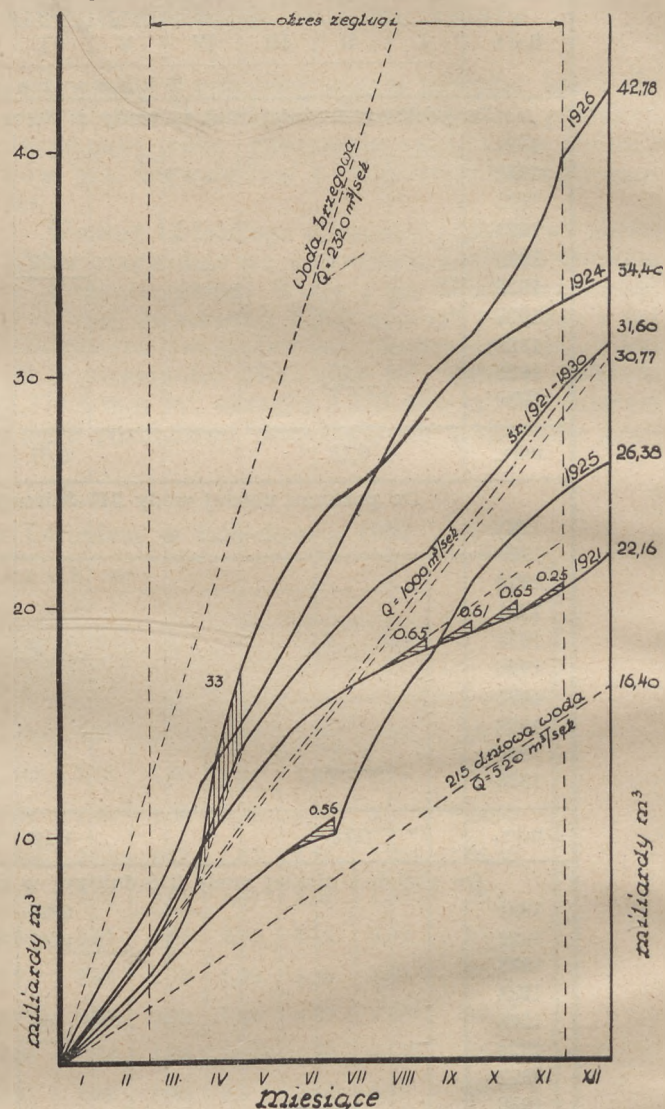
Dla uzyskania porównania tych objętości przepływu ze stanami charakterystycznymi, podaję w poniższym zestawieniu stany te dla wodowskazu w Toruniu wraz z ilościami wyrównanych odpływów, jakie przepływałyby przy tych stanach w ciągu miesiąca i całym roku.

Przez odjęcie, podanych w zestawieniu I, miesięcznych objętości przepływu od odpowiednich objętości charakterystycznych (z zestawienia II) otrzymujemy niedobory miesięczne objętości przepływu a więc objętości o jakie należałoby powiększyć dodatkowo przepływ w poszczególnych miesiącach, względnie w całym okresie żeglugowym dla lat 1921—1930, dla przeciwdziałania obniżenia się poziomu wody w rzece poniżej przyjętego stanu charakterystycznego.

Wielkość tych niedoborów uwiaryściłem w zestawieniu III, przy czym maks. ma tych niedoborów oznaczono przez podkreślenie.

Jak z zestawienia tego wynika, dla niedopuszczenia obniżenia się w wybitnie suchym 1921 r. poziomu wody poniżej stanu „żegl. śr. NW”, potrzebne byłoby zasilenie przepływu o 0,29 miliarda m³, podwyższenie zaś do stanu „N 345” wymagałoby 0,67 miliarda m³, do stanu „N 215” 2,06 miliarda m³, natomiast do stanu „śr. W” aż 9,19 miliardów m³.

Dla lepszego zobrazowania danych zawartych w zestawieniach I, II i III, przedstawiłem na wykresie (rys. 1) bilans rocznych objętości odpływu dla tegoż czasokresu.



Rys. 1. Bilans rocznych objętości odpływów Wisły pod Toruniem z czasokresu 1921 — 1930.

Na wykresie tym uwiaryścił się pełnymi liniami linie całkowite miesięcznych objętości przepływu na charakterystyczniejszych lat, a mianowicie dla 1921, 1924, 1925 i 1926 r. oraz liniami kreskowanymi linie całkowite odpowiadające stałym objętościom przepływu przy stanach charakterystycznych („N 215”, „śr. W” oraz „W. wody brzegowej”). Poza tym wkreślono średnią wyrównawczą odpływu dla czasokresu 1921 — 1930, o rocznej objętości 31,6 miliardów m³, odpowiadającą w przybliżeniu odpływowi 1000 m³/sek (dokładnie 1002 m³/sek.).

Przez przeprowadzenie równoległych do przyjętych linii granicznych odpływów charakterystycznych („N 215” i „W. wody brzegowej”) otrzymujemy wykreślenie niedobory, względnie nadwyż-

¹⁾ Wiadomości służby hydrologicznej. 1936, zeszyt III.

ki miesięcznych odpływów dla lat 1921, 1924 i 1925.

Rok 1926 mimo, że w bilansie ogólnym wykazuje największy odpływ roczny (42,8 miliardów m³), posiada stosunkowo b. wyrównane odpływy miesięczne (śr. 3,5 miliardów m³) zarówno w okresie, jak i poza okresem żeglugi.

Jak już na wstępie wspomniałem obecny 12-letni program rozbudowy systemu zbiorników w dorzeczu Wisły przewiduje uzyskanie pojemności ok. 3 000 mio m³ (patrz zestawienie obok):

W szczególności programem tym objęte są następujące zbiorniki:

1. Goczałkowice	(rz. Wisła)	150 mio m ³
2. Tresna	(rz. Soła)	80 „ „
3. Dobczyce	(rz. Raba)	150 „ „
4. Jazowsko	(rz. Dunajec)	800 „ „
5. Kamienica	(rz. Wisłoka)	220 „ „
6. Dynów	(rz. San)	600 „ „
7. Popów	(rz. Wisła)	1.000 „ „

Razem: 3.000 mio m³

W uwzględnieniu już istniejących zbiorników, względnie których budowa jest na ukończeniu, a mianowicie:

8. Rożnów (rz. Dunajec)	228 mio m ³ (czynny)
9. Czchów (rz. Dunajec)	10,5 „ „ (w budowie)
10. Porąbka (rz. Soła)	32 „ „ (czynny)

Razem: 270,5 mio m³

otrzymałoby się łączną pojemność zbiorników ok. 3.270 mio m³. Przyjmując, że z pojemności tej służyłoby dla celów:

- a) w dorzeczu górn. Wisły (2.270 mio m³)
- b) na Wiśle śr. (1.000 mio m³)

Razem 3.270 mio m³

Uwzględniając możliwość powtórnego napełnienia zbiorników w dorzeczu górn. Wisły w okresie żeglugi

Razem:

Straty objętości (ok. 25%) ok.

Zatem dyspozycyjna pojemn. dla celów przeciwpowodz. wynosiłaby

a dyspozycyjna objętość dla celów żeglugowych

Jeżeli uwzględni się dodatkowo realizację dalszego programu rozbudowy zbiorników, a mianowicie zbiorników:

11. Czorsztyn (rz. Dunajec)	420 mio m ³
12. Brzegi (rz. Nida)	190 „ „
13. w dorzeczu Bugu i Narwi	ok. 1.000 „ „

Razem

ok. 1.610 mio m³
4.880 mio m³

pojemność łączna wzrosła by do ok.
z czego przypadłoby na cele:

- a) w dorzeczu górn. Wisły (2.880)
- b) na Wiśle środk. (1.000)
- c) w dorzeczu Bugu i Narwi (1.000)

Razem (4.880)

uwzględniając możliwość powtórnego napełnienia zbiorników w dorzeczu górnej Wisły w okresie żeglugi

straty objętości (ok. 25%)

zatem dyspozycyjna pojemność dla celów przeciwpowodziowych wynosiłaby

zaś dyspozycyjna objętość dla celów żeglugowych

wyłącznie przeciwpow.	25% przeciwpow.	wyłącznie dla żeglugi
455	455	1.360 mio m ³
—	250	750 „ „
1.160 mio m ³		2.110 mio m ³

—	1.360 „ „
1.160 mio m ³	3.470 mio m ³
—	870 „ „

1 160 mio m³

2.600 mio m³

wyłącznie przeciwpow.	25% przeciwpow.	wyłącznie dla żeglugi
575	575	1.730 mio m ³
—	250	750 „ „
—	250	750 „ „
1.650		3 230 mio m ³

—	1.730 „ „
1.650	4.960 mio m ³
—	1.240 „ „

1.650 mio m³

3.720 mio m³

Dla wysnucia wniosków odnośnie oddziaływania zbiorników na poprawę warunków żeglugowych oraz na obniżenie fal powodziowych przedstawiono na wykresie (rys. 2) na charakterystyczniejsze krzywe sumy objętości odpływów dla stanów niskich (z czasokresu 1921 — 1930) i dla wysokich

(z czasokresu 1901 — 1940). Dla wyznaczenia tych ostatnich wykorzystałem materiały zestawione przez b. Toruńskie Biuro Studiów.

Najskrajniejsze wartości w tych czasokresach wykazują dla stanów niskich lata 1921 i 1928, zaś dla stanów wysokich lata 1909, 1917 i 1924.

Jak z wykresu tego wynika, przy projektowanej wg 12-letniego programu rozbudowy zbiorników — retencji dla celów powodziowych (1.160 mio m³), obniżony zostałby szczyt fali powodziowej z 1924 r. (+ 916) do stanu + 786, a więc o 130 cm, zaś z bezpośrednio następnego co do wielkości odpływu 1909 r. do stanu + 675, a więc o 8 cm poniżej teoretycznej śr. wielkiej wody ($Q = 3.800$ m³/sek.), odpowiadającej stanowi + 683.

Przy dyspozycyjnej retencji dla celów żeglugowych wynoszącej ok. 2.600 mio m³ uzyskano podwyższenie najniższych stanów przy odpływie analogicznym do 1921 r., do stanu + 250, a więc o 10 cm wyższego od „N 215” (+ 240), względnie o 65 cm powyżej stanu „żegl. śr. NW” (+ 185).

Dla roku podobnego do 1928, uzyskałoby się podwyższenie stanów o dalsze 20 cm, t. zn. do stanu + 275.

Uwzględniając natomiast też zbiorniki przewidziane w dalszym etapie rozbudowy (t. zn. po realizacji planu 12-letniego), a więc pojemność zbior-

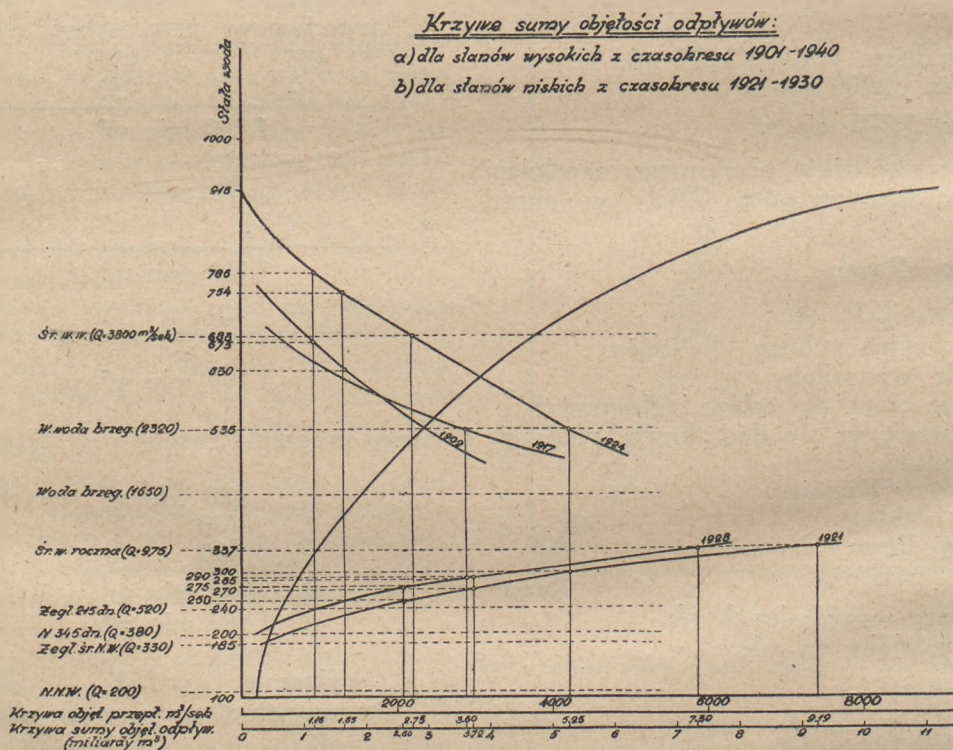
nic 1924 r., względnie 3.600 mio m³ dla odpływu jak w 1917 r.

Przy tej samej dyspozycyjnej objętości zmagazynowanej dla celów żeglugowych, uzyskałoby się podwyższenie stanów najniższych w 1921 r. do poziomu + 300, a więc zaledwie o 37 cm niższego od stanu średnio rocznego (+ 337).

Pojemnością taką osiągnęłoby się ograniczenie rozpiętości wahań stanów w profilu wodowskazu w Toruniu do $535 - 300 = 235$ cm dla warunków najniekorzystniejszych (lata 1921 i 1924) i do $480 - 310 = 170$ cm dla lat bezpośrednio kolejnych (1928 i 1917).

Uzyskanie podwyższenia poziomu wód niskich do stanu średnio-rocznego ($Q = 975$ m³/sek, stan + 337) byłoby do osiągnięcia przy posiadaniu retencji zbiorników dla celów żeglugowych 9.200 mio m³ przy warunkach odpływu jak w 1921 r., względnie 7.300 mio m³ jak dla 1928 r.

Zamierzenie takie byłoby jednak zbyt daleko idące, a koszty prawdopodobnie już niewspół-



Rys. 2.

ników dla celów powodziowych 1.650 mio m³, uzyskałoby się obniżenie szczytu fali powodziowej z 1924 r. (+ 916) do stanu + 754, t. zn. o 162 cm, zaś dla odpływów z 1909 r. do stanu + 630, a więc o 53 cm poniżej teoretycznej śr. W. Wody ($Q = 3.800$ m³/sek.) wynoszącego + 683.

Przy otrzymanej w ten sposób retencji dla celów żeglugowych ok. 3.720 mio m³ uzyskałoby się podwyższenie najniższych stanów przy odpływie jak w 1921 r. do stanu + 270, a więc o 30 cm wyższego od „N 215” (+ 240), względnie o 85 cm powyżej stanu „żegl. śr. NW” (+ 185). Dla roku podobnego do 1928 podwyższenie stanu wzrosłoby o dalsze 15 cm, t. zn. do stanu + 285.

Gdyby zamierzenia obniżenia fal powodziowych przewidywały ograniczenia ich do max. poziomu wielkich wód brzegowych ($Q = 2.320$ m³/sek) wówczas pojemność zbiorników powodziowych musiałaby wynosić 5.250 mio m³ dla odpływu jak w

mierne w stosunku do możliwych do osiągnięcia korzyści.

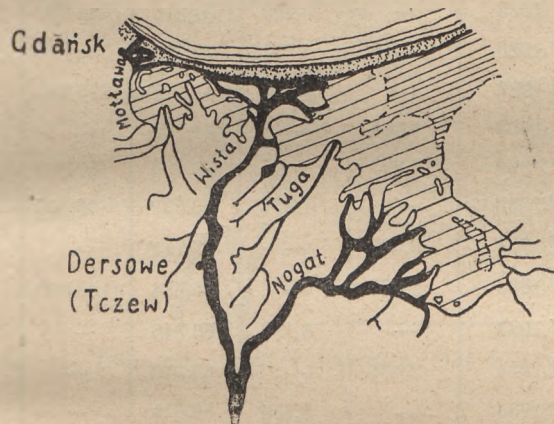
Reasumując powyższe, uważam że realizacja obecnego (12-letniego) programu rozbudowy zbiorników retencyjnych, łącznej z posiadanymi już zbiornikami (pojemn. ok. 3.270 mio m³) wydatnie przyczyni się do poprawy warunków żeglugowych na Wiśle dolnej, natomiast w odniesieniu do przeciwdziałania powodzi będzie niewystarczającą.

Problem ten w swym całokształcie jest już niewątpliwie w szerszym zakresie przepracowany, jednak zajmujący się nim Koledzy rzadko tylko i w dodatku w bardzo szczupłym rozmiarze dzielą się z szerszym ogółem osiągniętymi już wynikami. Zwracam się więc do nich z apelem o opublikowanie obfitszego materiału, który dostarczyłby bardziej szczegółowych podstaw do rozpatrywania innych działań gospodarki wodnej w zasięgu regionalnym i ogólnopolskim.

Rozbudowa ujścia Wisły

Artykuł dyskusyjny.

Wisła zmieniała wielokrotnie miejsce swego ujścia do Bałtyku. Według danych historycznych Wisła wpadała w 13-y wiek dwoma głównymi ramionami — Nogatem i Wisłą Elbląską do Zalewu Wiślanego; poza tym istniały jeszcze ramiona o mniejszym znaczeniu, które płynęły częściowo do Zalewu, częściowo do Motławy (rys. 1).



Rys. 1. Ujście Wisły z 1300 r.

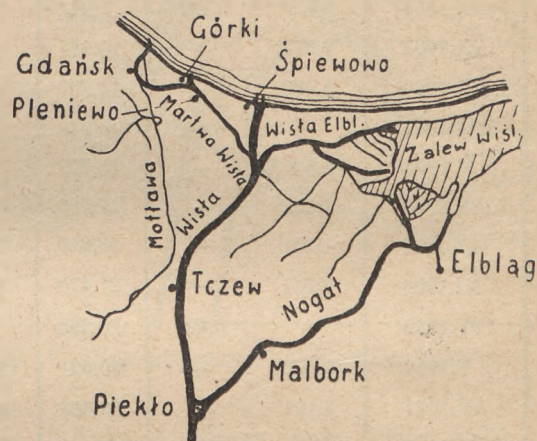
Już w 16-y wiek większa masa wody wiślanej wpadała do Bałtyku przy Wiśloujściu. Ujście było ubezpieczone mólami ze skrzyń wypełnionych kamieniem. Jednak z powodu silnego ruchu piasku w Wiśle utworzyły się przed ujściem liczne ławice i wysepki, które nie pozwalały powstać trwałej i głębokiej rynnie żeglownej. Te ciągle zapiaszczania zmusiły do stworzenia nowego szlaku żeglownego, który przebiegał w miejscu dzisiejszego „kanału portowego”.

Podczas wiosennej powodzi w 1840 r. spiętrzone wody Wisły przerwały wąski łańcuch wydmy przy miejscowości Górki i stworzyły sobie nowe ujście do morza. W tymże roku wybudowano śluzę przy Pleniewie, celem połączenia Wisły Żywej (Gdańskiej) z drogą wodną do Gdańska, zwaną Wisłą Martwą. W nowym ujściu szybko wytworzyły się złoża piaskowe i powstały wysepki. Dla odprowadzenia osadów wiślanych na większe głębokości wybudowano mola przy ujściu.

Przez skrócenie biegu rzeki o 15 km, na skutek przerwania wydmy pod Górkami, zwiększył się znacznie spadek Wisły Gdańskiej, zwiększył się jej przepływ i zaczęła ona stopniowo stawać się głównym ramieniem Wisły, podczas gdy Wisła Elbląska zapiaszczała się coraz bardziej. Wisła Gdańska przy swych znacznych krzywiznach nie nadawała się do przyjęcia poważnej części wielkich wód i lodów, wobec tego w 1895 r. zostało przełożone ujście Wisły dalej na wschód, do Śpielowo, i tam też wykonano przekop przez mierzję gdańską. Przed nowym ujściem Wisły zaczęły też powstawać na morzu złoża piasku,

które tworzyły przeszkody dla szlaku wodnego i dla pochodów lodów.

Wisła, której na większy przepływ wody wynosi 10.000 m³/sek., jest rzeką o wielkim ruchu rumowiska. Rzeka ta traci przy ujściu swoją szybkość i składa wskutek tego osady przed ujściem, tworząc ławice. Oprócz osadów pochodzących



Rys. 2. Ujście Wisły w dzisiejszym stanie.

z Wisły, w tworzeniu ławicy biorą udział także piaski niesione przez prąd przybrzeżny, które przy zderzeniu się prądu przybrzeżnego z wodą wiślaną osiadają. W zatoce gdańskiej przeważa prąd przybrzeżny skierowany na wschód, a tylko przy gwałtownych wiatrach wschodnich jest wyjątkowo skierowany na zachód.

Nasypanie stożka ujścia Wisły nie postępuje równomiernie, w niektórych latach jest przyrost mas ziemnych, w innych natomiast następuje ubytek ich, który czasami osiąga znaczne wielkości, jak to widać w niżej podanym zestawieniu ruchu mas ziemnych na stożku ujścia Wisły. Piasek n niesiony przez prąd przybrzeżny bierze udział tylko w nieznaczej mierze w usypianiu stożka.

(patrz tabelka na str. 8).

Z tabeli tej wynika, że od otwarcia przekopu pod Śpielowem w 1895 r. aż do zamknięcia Nogatu przez wybudowanie śluzy pod Piekłem w 1915 r., tj. w okresie 20 lat osadziło się przed ujściem piasku 10,9 mio m³, nie licząc 9,062 mio m³ piasku, który został wymyty w samym przekopie prądem wody podczas wykonania robót. Od zamknięcia Nogatu do czerwca 1923 r., zatem w okresie 8 lat osadziło się 37,8 mio m³ piasku, co wynosi przeciętnie rocznie 4,725 mio m³, a od 1923 r. aż do lata 1924 osadziło się 17,697 mio m³, podczas gdy w następnych 3-ach latach, tj. do lipca 1927 r. nastąpił ubytek w ilości 33 851 mio m³. Następne 2 lata wykazują znów przyrost osadzin o 15,479 mio m³. Nagły przyrost osadzin w 1924 r. został spowodowany przez silne wez-

Ruch mas ziemnych na stożku ujścia Włsy.

Rok sondowania	Roczny		Całko- wity przrost od 1895 r. mio m ³	Bagro- wanie w m ³	Rok sondowania	Roczny		Całko- wity przrost od 1895 r. mio m ³	Bagro- wanie w m ³
	Przyrost w mio m ³	Ubytek w mio m ³				Przyrost w mio m ³	Ubytek w mio m ³		
XI.1895	9,062	—	9,062	—	V.1914	—	1,175	19,970	181.000
X.1897	4,205	—	13,267	—	VI.1916	1,150	—	21,120	177.000
X.1898	—	2,911	10,356	—	od 1917 do 1922 przerwa w sondowaniu z powodu wojny				
IX.1899	—	1,132	9,224	—	V.1923	36,650	—	57,770	—
V.1900	0,541	—	9,765	—	V.1924	17,697	—	75,467	56.000
IX.1901	—	1,820	7,945	—	V.1925	—	23,489	51,978	45.000
IX.1902	2,372	—	10,317	—	V.1926	—	4,211	47,767	—
IX.1903	3,980	—	14,297	—	VII.1927	—	6,151	41,616	226.000
VI.1904	—	0,465	13,832	—	V.1928	1,554	—	43,170	—
V.1905	2,305	—	16,137	—	V.1929	13,925	—	57,093	50.000
IX.1906	1,452	—	17,589	47.000	V.1930	—	1,996	55,099	96.000
XI.1907	1,251	—	18,840	67.000	V.1931	0,612	—	55,711	—
XI.1908	2,621	—	21,479	92.000	V.1932	9,823	—	65,534	120.000
V.1909	—	0,886	20,593	—	V.1933	—	5,188	60,346	—
V.1910	0,098	—	20,691	125.000	IV.1934	2,024	—	62,370	—
IV.1911	3,191	—	23,882	162.000	IV.1935	—	3,756	58,614	—
IV.1912	—	0,071	23,811	160.000	V.1936	—	1,746	56,868	130.000
V.1913	—	2,668	21,143	160.000	V.1937	1,236	—	58,104	250.000

brane wody na wiosnę w 1924 r., a ubytek w latach następnych przez działanie burz i niewielkie dostarczenie piasku z Wisły, gdyż w latach wezbrania były nieznaczne.

wierzchołek na wschód, podczas gdy szczególnie silne wiatry z północnych kwadrantów odrzucają z powrotem masy piasku wyniesione na północ przy wezbraniach Wisły i południowych wiatrach.



Rys. 3. Plan głębokości z września i października 1903 r.



Rys. 4. Plan głębokości z maja 1933 r.

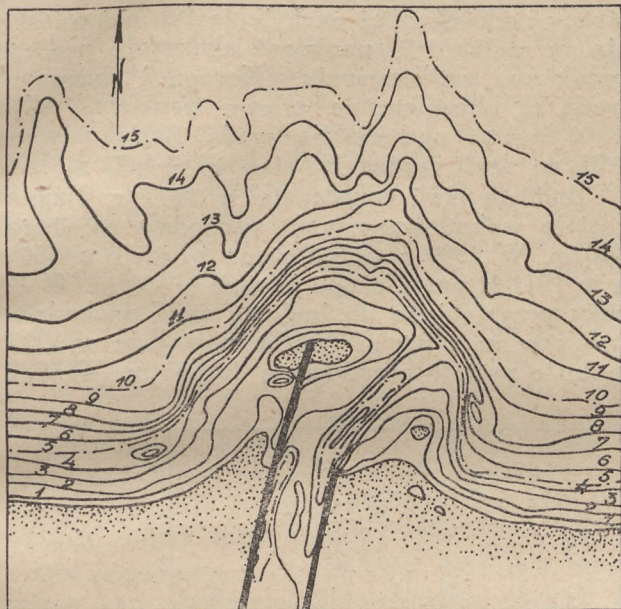
Z planów głębokości (rys. 3—8) można zaobserwować postęp kształtowania się stożka Wisły. Stożek nasypywany przez Wisłę nie ma regularnej postaci. Pod wpływem panujących wiatrów z zachodnich kwadrantów przesuwa się jego

Z tego powodu tworzą się nasypiska, między którymi okazuje Wisła skłonność do tworzenia delty, gdyż dzieli się na dwa lub więcej ramion, które mają nieznaczne głębokości i ciągle zmieniają swoje położenie, tak że jest zakłócony re-

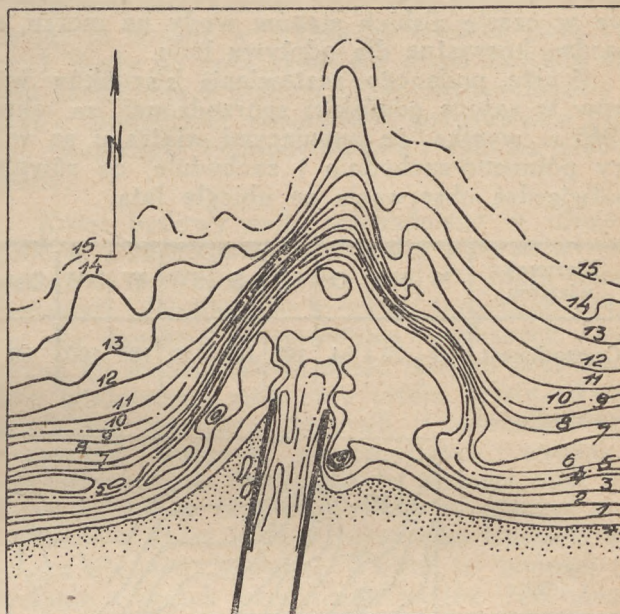
gularny odpływ, a przede wszystkim jest utrudnione ujście lodów z Wisły.

Po wykonaniu przekopu ujęto ujście Wisły w dwa równoległe moła, które z biegiem czasu

Wysokość korony oraz głębokości między mołami i na ławicy, zalegającej przed ujściem, zależą od stanów wody w morzu. Według wodomierzów w Nowym Porcie średni roczny stan



Rys. 5. Plan głębokości z kwietnia 1934 r.



Rys. 7. Plan głębokości z września 1941 r.

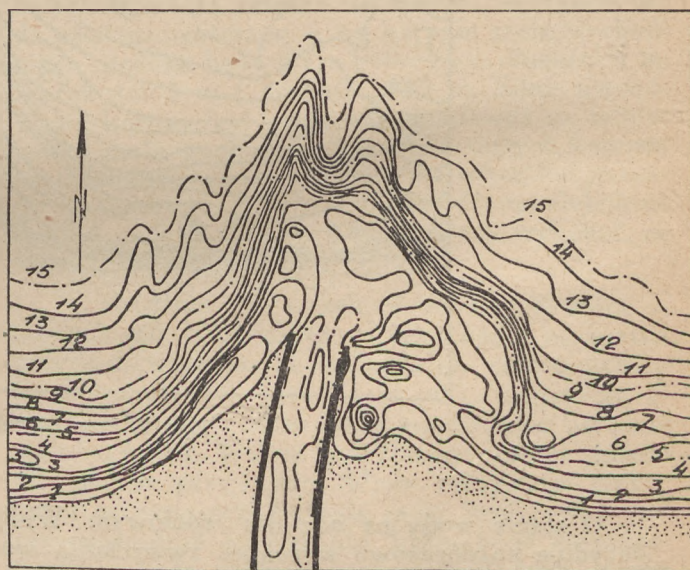
zostały stopniowo przedłużone. Szerokość rzeki powiększano w obrębie przekopu stopniowo z 250 m do 450 m, i ta ostatnia szerokość została zachowana między mołami na całej długości. Powiększenie profilu wykonano z tego powodu że w miarę przybliżenia się do morza — wskutek zmniejszenia spadku rzeki — zdołać do prze-

wody w Bałtyku za okres czasu 1915—1928 wynosił — 0,01 m NN, najwyższy stan wody +1,21 m NN, a na niższy — 0,89 m NN; największe wahanie wody wynosiło zatem 2,10 m. Znaczne wahanie zwierciadła wody spowodowane jest przez długotrwałe wiatry. Południowe wiatry odpędzają wodę od wybrzeża i powodują niskie stany wód, zaś



Rys. 6. Plan głębokości z kwietnia i maja 1937 r.

prowadzenia przepływu zmniejsza się. Dla łatwiejszego przeprowadzenia prądu przybrzeżnego koło głównej moły, moła zostały nachylone ukośnie do kierunku prądu przybrzeżnego ze słabym zgięciem na zachód.



Rys. 8. Plan głębokości z września 1943 r.

wiatry od strony morza spiętrzają masy wody na wybrzeżu i przynoszą ze sobą wysokie stany wody. Największe wezbranie występuje gdy sztorm skierowany dłuższy czas z północnego zachodu (NW) nagle przeskakuje przez kierunek północny na północny-wschód (NO), tak że wówczas masy wody na wybrzeżu ulegają wysokiemu

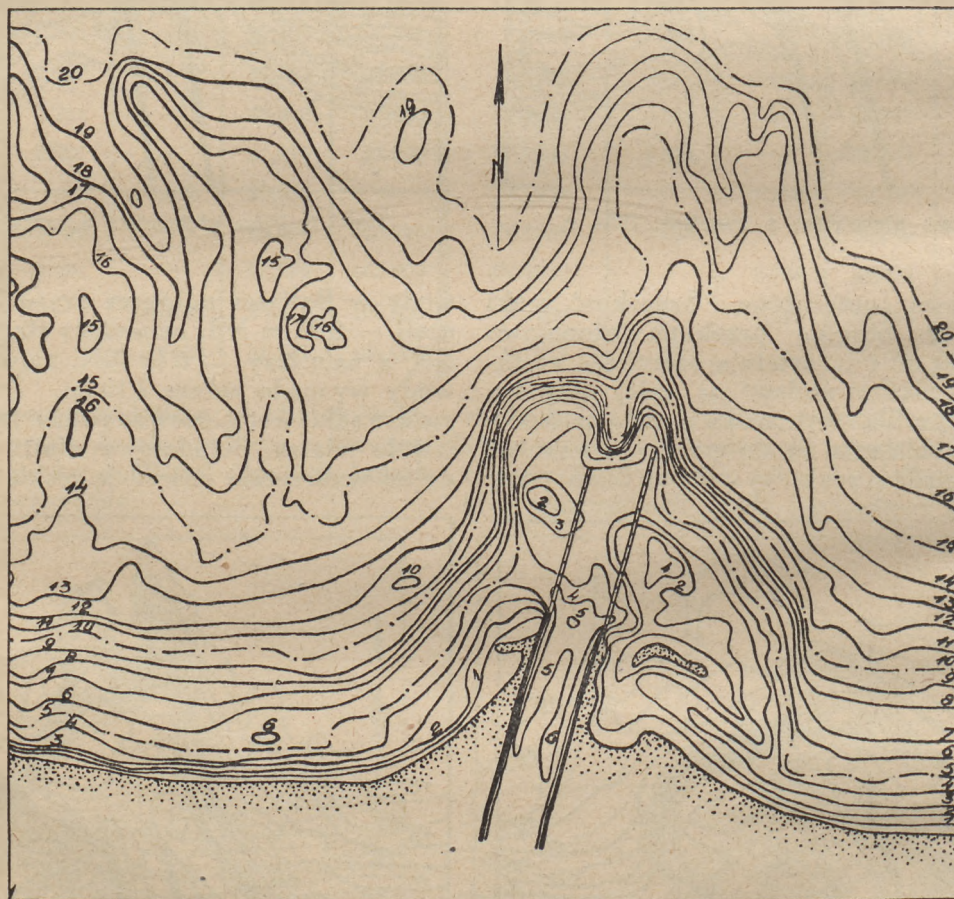
spiętrzeniu. W miesiącach wiosennych panują przeważnie niskie stany wody na morzu, podczas gdy Wisła niesie w tym czasie wysokie wody. Ten stosunek ma znaczenie na odprowadzenie lodu z Wisły, gdyż wiatry od lądu, panujące przeważnie w czasie niskich stanów wody na morzu, są bardzo korzystne dla odpływu lodu.

Z niżej podanego zestawienia kierunków wiatrów w zatoce gdańskiej sporządzonej za okres 1946 r. wynika, że panującymi wiatrami są wiatry północno-zachodnie i zachodnie, co również potwierdza obserwacja za ubiegłe lata.

Kierunek wiatrów	N	NO	O	SO	S	SW	W	NW	Cisza
Częstotliwość	63	75	94	161	159	129	188	190	35

Konstrukcja moli istniejących składa się z materaców, na których spoczywa korpus z faszynady, pokryty narzutem kamiennym. Korona posiada szerokość 3 m. Skarpy mola wschodniego mają nachylenie obustronne 1:3, a zachodniego od strony rzeki również nachylenie 1:3, natomiast od strony morza 1:2, ponieważ skarpy te podlegają prędkiemu zapiaszczeniu. Korona i skarpy nad wodą są ubezpieczone silnym brukiem. Wysokość korony nad średnią wodą Bałtyku wynosi 1,01 m, czyli rzędna jej stanowi +1,00 m NN.

Budowę moli rozpoczęto w 1897 r. Najpierw zostało wybudowane molo wschodnie na długości 340 m. W 1899 r. przedłużono to molo o 150 m, a w 1911 r. przedłużono jeszcze o 160 m. W 1907 roku przystąpiono do budowy mola zachodniego, najpierw na długości 400 m, następnie w 1913 r. molo to zostało przedłużone do 650 m. W 1933 r.



Rys. 9. Plan głębokości z czerwca 1947 r.

O stanie wody na odcinku ujściowym Wisły decyduje każdorazowo wysokość zwierciadła wody Bałtyku. Spadek zwierciadła wody w Wiśle poniżej Śpiewowa jest bardzo mały. Niezbyt wielkie podniesienie się wody na Bałtyku może już wywołać spadek odwrotny, a tym samym wciskanie się morskiej wody do odcinka ujściowego; wtedy płynie z wierzchu woda rzeczna, a od spodu morska. Stwierdzono, że przy najniższych stanach wody tylko około 2/3 zwilżonego przekroju służy do odpływu wody, a resztę przekroju zajmuje woda morska.

oba mola zostały przedłużone do 900 m. Następnie w 1934 r. zachodnie molo przedłużono do obecnej długości, tj. do 1900 m. W 1937 r. wschodnie molo przedłużono do 1200 m, w 1938 r. do 1400 m i w 1939 r. do obecnej długości 1900 m.

Pomimo przedłużenia moli koniecznym było już w 1906 r. przystąpić do wybagrowania rynny przez ławicę. Bagrowanie to było prowadzone i w następnych latach, jak to widać z zestawienia ruchu mas ziemnych na stożku ujścia Wisły. Bagrowanie nie dawało pewnej gwarancji, że wymagana głębokość na ławicy będzie zachowana

w czasie pochodu lodów. Koszt bagrowania był dość znaczny.

Uście Wisły jest obecnie w stanie zdziczenia; ażeby zapobiec temu zdziczeniu i umożliwić odprowadzenie lodu i rumoszu rzeki należy przystąpić do rychłej rozbudowy ujścia. Wedle doświadczeń technicznych uzyskanych przy innych wyłotach portowych może dalsza rozbudowa ujścia nastąpić tylko przez przedłużenie obecnych moli aż do głębokiej wody. Równoległe położenie moli powinno być zachowane, ażeby masy wody Wisły przeprowadzać przez ławicę możliwie zwarcie i z możliwie małą stratą chłzości. Istniejące obecnie mola o długości po 1900 m zostały wybudowane w przeciągu 44 lat. System budowy polegał na tym, że mola przedłużano odcinkami na odsypiskach, aż do ławicy leżącej przed ujściem, nie zaś do głębokiej wody. W ten sposób zamierzano osiągnąć oszczędności w kosztach budowy. Przy takim systemie budowy masy piasku zrywane przez prąd Wisły osiadały przed nowo utworzonym uściem, tak że w krótkim czasie było niezbędnym dalsze przedłużenie moli.

Dla uzyskania i utrzymania możliwie przez dłuższy czas dostatecznej głębokości przed uściem należy przeprowadzić budowlę przez istniejącą ławicę co najmniej do izobaty 5 m.

Długie mola wymagają oczywiście zwiększonych kosztów budowy, jednak korzyści z takich moli będą znaczne, a mianowicie:

1) Zawieszony na większych głębokościach będą unoszone przez prąd głębinowy powstające przy działaniu silnych długotrwałych wiatrów, przeważnie wschodnich.

2) Prąd wody wiślanej w morzu będzie silniejszy wskutek zaniku tarcia wody o dno, co ma miejsce przy małych głębokościach.

3) W większej odległości od brzegu fale są silniejsze, wobec tego materiał unoszony z rzeki, po wyjściu z ujścia nie będzie tak blisko osiadać i fale będą go dalej unosić.

4) Głowice moli będą usytuowane w pobliżu prądu morskiego idącego od półwyspu Hel w kierunku do Piławy. Przy cyplu półwyspu Hel prąd przybrzeżny dzieli się na 2 części: jedna okrąży cypl półwyspu i skierowuje się na Puck, druga zaś skierowuje się ostro ku Mierzei Wiślanej, do Kryńcy Morskiej i w pobliżu Nowej Karczmy odbija się ponownie od Mierzei i skierowuje się na północ ku Piławie.

Dla osiągnięcia pożądanego głębokości 5 m obecne mola winne być przedłużone: zachodnie o 1 km, wschodnie o 1,3 km. (na rys. 9 przedłużenie moli oznaczono kreskami). Przy tej długości głowice moli okażą się w odległości około 100 m od izobaty 5 m i wskutek tego proces tworzenia się płycizny będzie trwać dłużej. Głowica wschodniego mola powinna być wysunięta w głąb morza na taką odległość, ażeby linia łącząca głowice oby-

dwóch moli była w przybliżeniu równoległa z kierunkiem najgwałtowniejszych burz, tj. północno-wschodnich wiatrów. Przez wysunięcie głowicy wschodniego mola będzie przeprowadzany bez przeszkód, prąd przybrzeżny wraz z piaskiem wędrującym wzdłuż wybrzeża na wschód, poza tym prąd Wisły po połączeniu się przed krótkim molem zachodnim z prądem przybrzeżnym będzie w stanie skuteczniej powodować przesuwanie piasku, względnie transportowanie tego na głębsze wody.

Koszt budowy mola wschodniego o długości 1300 m i zachodniego o długości 1000 m wynosić będzie w przybliżeniu 185 m'o zł. Mola należy budować odcinkami w krótkich terminach czasu, by nie dopuścić do powstania większych ławic przed głowicami, jak to miało miejsce przy budowie istniejących moli przy ujściu Wisły. Wobec wielkiego rozmiaru budowl i nieuniknionych przeszkód wskutek niepomysłnych warunków atmosferycznych (burz) należy budowę moli rozłożyć na 3 lata. Najpierw należy przedłużyć molo wschodnie, które będzie służyć jako budowla kierująca dla wody wiślanej. Wzdłuż tej budowli powstanie wskutek panującego wiatru NW dostateczna głębokość, która w miarę przybliżenia się ku końcowi budowli będzie się zmniejszała; ażeby przy końcu tej budowli osiągnąć wymaganą głębokość budowla winna być określonej długości. Następnie po wybudowaniu odcinka wschodniego mola, należy budować odcinkami na zmianę zachodnie i wschodnie molo, jednak molo wschodnie powinno wystawać zawsze przed molo zachodnie.

Konstrukcję moli przewiduje się wg typu istniejących moli z tą różnicą, że zamiast faszynady będą ułożone materace a na koronie mola wschodniego ułożone będą płyty betonowe o długości 4 m, szerokości 3 m i grubości 0,35 m. Silne umocowanie korony jest konieczne, ponieważ na istniejącym molo wschodnim korona z dużych kamieni została przez wiatry sztormowe i przez lód znacznie uszkodzona. Z tego też powodu na głębokościach 4 — 5 m głowice i mola należy wykonać ze skrzyń żelbetonowych.

Po zbadaniu ujścia rzek płynących do morza — Bałtyckiego Kaspjskiego Uralskiego i in. można przyjąć do wniosku, że jakkolwiek zastosowałoby się kierunek moli przy ujściu rzek niosących rumosz, z biegiem czasu będą się tworzyć płycizny przed uściem. Wobec powyższego, celem stałego utrzymania przy ujściu Wisły potrzebnej głębokości pomimo przedłużenia mola koniecznym jest przeprowadzać bagrowania, które będą nieznaczne i nie będą potrzebne co rok. Jedynie przez przeprowadzenie kanalizacji górnej i części środkowej Wisły, skąd pochodzi większa ilość rumoszu, będzie można bez bagrowania osiągnąć przy ujściu potrzebną stałą głębokość.

Administracja czasopisma prosi o wpłacanie na PKO—I—1960 prenumeratę za pierwsze półrocze 1948 r. w wysokości 450 zł.

Lekkie budowle regulacyjne typu „M”

Na rzekach niosących duże ilości rumowiska, bardzo dobre rezultaty dała przy regulacji tych rzek lekkie budowle regulacyjne. Budowle te można szybko wykonywać, konstrukcja ich wymaga małej ilości materiałów, a co najważniejsze — koszt ich budowy stanowi zaledwie znikomy procent kosztów wydatkowanych przy budowie ciężkich typów budowli regulacyjnych. Nie są one co prawda uniwersalne i w wielu wypadkach nie mogą zastąpić stałych budowli regulacyjnych ciężkiego typu stosowanych u nas dotychczas. Można jednak z ich pomocą utrzymać głębokości na szlaku żeglownym przez okres nawigacji a nawet przez umocnienie powstałych pod ich działaniem odsypisk stworzyć warunki umożliwiające poprawę warunków nawigacji na dłuższy okres. Budowle te mogą być budowane na stosunkowo niedużych głębokościach (do 2 m), jednak to wystarczy dla poprawienia warunków żeglowności.

Typów tych budowli jest b. duża ilość; jest to dowodem, że hydrotechnicy doceniali ich znaczenie i starali się stworzyć typy budowli jak najwięcej odpowiadające swemu przeznaczeniu.

W swojej praktyce zawodowej miałem możliwość wypróbowania całego szeregu typów tych budowli, szczególnie konstrukcji hydrotechników radzieckich.

Próby prawie we wszystkich wypadkach dawały wyniki dość dobre, budowle spełniały swe zadanie jednak wyszła na jaw ich zasadnicza wada, a mianowicie — krótkotrwałość istnienia. Zdarzało się w większości wypadków, że po spełnieniu swego zadania (a nawet przed spełnieniem), budowle ulegały zniszczeniu przez wodę, przeważnie przez ich podmycie.

W drodze eksperymentowania stworzyłem w ciągu kilkoletnich doświadczeń typ budowli możliwie trwały i prosty, a przeto tani. Opis tego typu budowli, nazwanej przeze mnie budowlą typu „M”, poniżej zamieszczam.

1) Założenie ogólne.

Większość typów budowli regulacyjnych stanowią budowle praktycznie nieprzepuszczalne usytuowane (za wyjątkiem opasek) mniej więcej prostopadle do nurtu.

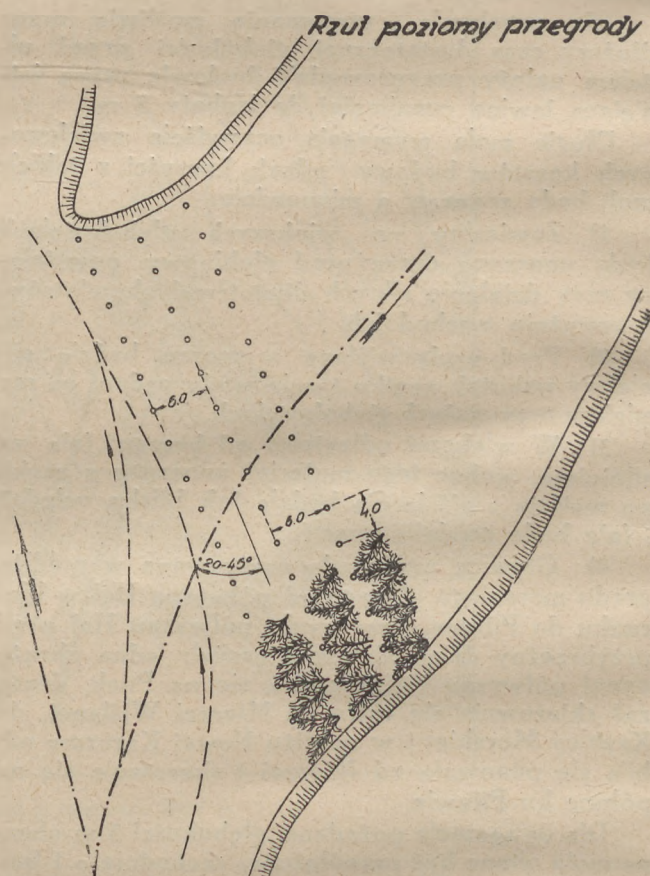
Górne krawędzie konstrukcji budowli regulacyjnych na małą i średnią wodę, wystają zazwyczaj ponad poziom średniego stanu wody. Stwarza to takie warunki, że dopiero woda przelewająca się przez budowle jest w stanie załadowywać przestrzeń noza budowlami, gdyż mała woda nie może tego zdziałać. Zdarza się jednak i to z rozmaitych względów — że proces załadowania przestrzeni poza budowlami, postępuje bardzo wolno, a bywa, że wypadki, że nie następuje wcale.

Budowla nie mająca oparcia o silne zaplecze, musi wytrzymywać (jedynie na sobie) cały napór wody ulega podmyciu i w rezultacie — zniszczeniu.

Należy przeto stworzyć typ budowli nie prostopadłej, a kierującej i przepuszczalnej, która by działaniem swoim powodowała załadowanie poniżej budowli i tym samym stworzyła sobie silne zaplecze. Zaplecze takie będzie w stanie wytrzymać napór wody i skierować ją w pożądanym kierunku, tj. na nurt względnie szlak żeglowny, a tym samym zmusić do pogłębienia go. Jest to najbardziej istotny element pomysłu gdyż uproszczenie do minimum samej konstrukcji i przeobrażenie jej z budowli lekkiej w stałą było już tylko wynikiem przeprowadzonych doświadczeń.

2) Konstrukcja budowli „M”.

Ostateczną formę budowli stanowią trzy rzędy kołków zabitych w dno rzeki na głębokość 1—1,5 m i wystających ca 50 cm ponad zw. w. przy stanie średnim (rys. 1 i 2).



Rys. 1.

Odstępy między rzędami wynoszą 5 — 7 m, a między kołkami w rzędach 3 — 5 m. Jest to uzależnione od głębokości i długości posiadanej faszyny, która pływając, winna odzłomkami (knoziem) stykać się ze sobą. Kołki w rzędach winny być ustawione w szachownicę, tzn. że kołek rzędu 2-go winien pokrywać przerwę w rzędzie 1-szym itd.

Na kołki nakładane są pęki faszyny (jak na załączonym rysunku), związanej ze sobą za wierz-

chołki i obciskanej węzłami aż do dna. W miarę zasypiania rumowiskiem pierwszej warstwy faszyny, na stojące w dalszym ciągu kołki nakłada się następną warstwę, po zasypianiu następnej znów dalszą i tak aż do zw. wody.

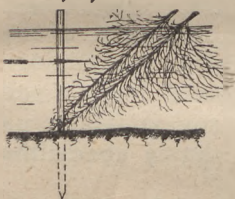
Powstaje w ten sposób budowla składająca się z przepłatanych na przemian warstw faszyny i rumowiska, o wysokości sięgającej od dna do zw. wody i szerokości ca 12 — 16 m.

Przy użyciu, szczególnie w górnych warstwach faszyny z gatunków łoży, ta ostatnia porasta, przez co tworzy głęboko zakorzenione silne umocnienie samej budowli.

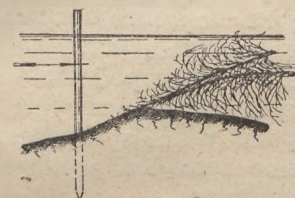
Jednocześnie budowlą z osadzeniem rumowiska na linii budowli, część rumowiska i to wielokrotnie większa, zostaje wyniesiona poza budowlę, gdzie osiada tworząc odsypisko, stanowiące silne zaplecze dla samej budowli i stanowiące w dalszej kolejności także budowlę regulacyjną, szczególnie gdy się ją umocni przez zasadzenie wikliny.

Konstrukcja budowli jest tak prostą i łatwą do wykonania i jednocześnie daje podstawę do wytworzenia budowli o typie stałym.

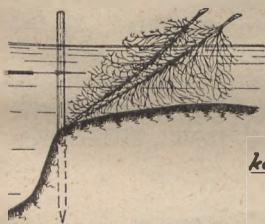
a) przegroda w momencie założenia 1-szych pęków faszyny



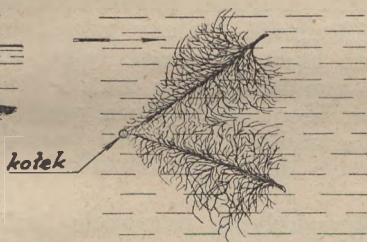
b) przegroda po kilku godzinach działania



c) przegroda po nałożeniu następnej warstwy faszyny



d) kołek z pękiem faszyny widziany z góry



Rys. 2.

3) Działanie budowli.

Zatopione, związane ze sobą za wierzchołki, pęk faszyny odziomkami swymi spływają na powierzchnię wody. Woda ciężarem swoim przyciska węzły pęków do dna, nie pozwalając im spłynąć i jednocześnie naporem swym rozpościera ułiscione gałęzie, stwarzając przeszkodę w przepływie. Ponieważ wierzchołki krzaków zawsze są mniej rozgałęzione i uliscione od odziomków, przeto dalsze warstwy wody napotykają na mniejszy opór od górnych i płyną w dalszym ciągu w tym samym co poprzednio kierunku. W tym samym czasie górne warstwy wody napotykają na większy opór, piętrzą się i zostają zmuszone do przy-

jęcia kierunku ruchu, prawie równoległego do linii budowli. Zepchnięte przez budowlę na szlak żeglowny, muszą ten ostatni pogłębić, na skutek zwiększenia dotychczasowego przepływu.

Jak już wspomniałem na linii budowli następuje spętrzenie, tworzy się cały szereg pionowych wirów, zwiększając się szybkości przepływu dolnych warstw wody i znajdujące się na dnie rumowisko zostaje intensywnie wyrzucone poza budowlę, gdzie na skutek zmniejszenia szybkości — osiada.

Oczywiście, że intensywność wyrzucania rumowiska i osadzania go poza budowlę, uzależniona jest od jego ciężaru gatunkowego, tj. od średnicy ziarn, od charakteru wytwarzających się progów oraz od szybkości przepływu wody. Nie można narzucać sobie na razie jakichś norm, gdyż prawie w każdym wypadku z awiska te występują różnorodnie. Trzeba to traktować indywidualnie, a z biegiem czasu na podstawie dłuższych obserwacji można będzie ustalić pewne wytyczne, ujmujące te zjawiska.

Dotychczas przeprowadzone próby wykazały załadowywanie przestrzeni poza budowlami na długości nawet do 500 m i osadzanie odsypisk o kubaturze nawet do 100.000 m³.

Muszę dodać, że są to wyniki nieostateczne i że budowle w dalszym ciągu pracują. Systematyczne nadbudowywanie budowli w okresach trwania wysokich wód, zwiększy ilości odkładanego rumowiska.

4) Zalety i wady budowli typu „M”.

Głównym celem prac regulacyjnych jest skoncentrowanie nurtu i uarżmienie go na szerokości projektowanej trasy. Jako środek do osiągnięcia tego celu stosuje się zabudowywanie przestrzeni poza trasą i stworzenie warunków do załadowania ich przez wodę.

Do tego celu doskonale nadają się budowle „M”.

Można za ich pomocą zamykać boczne rozgałęzienia nurtu oraz budować je w korycie rzeki poza trasą dla stworzenia odsypisk rumowiska, które zmuszą wodę do skoncentrowania się w projektowanej trasie i do wytworzenia głębokości na szlaku żeglownym. Budowle te mają jednak i swoje braki. Nie można ich stosować we wszystkich wypadkach, gdyż działają tylko tam gdzie można operować płynącym rumowiskiem. Na rafach kamienistych zupełnie się nie nadają. Nie można ich też używać jako ubezpieczeń brzegów na łukach wklęsłych.

Można je używać tylko do pewnych głębokości. Jak dotychczas, stosowałem je jedynie do głębokości 2 — 2,5 m. W wypadkach, gdy trzeba było zabudowywać większe głębokości, musiałem czekać na załadowanie tych miejsc, spowodowane przez stopniowe wbudowywanie się w nurt i dopiero po zmniejszeniu się głębokości budowle wydłużałem. Jednym z braków jest też stosunkowo wolniejsze działanie ich od innych budowli i w wypadku potrzeby szybkiego działania jak np. dla doraźnego zwiększenia głębokości na przemiale stosowałem inne typy budowli, chociaż mniej trwałe, jednak szybciej działające.

5) Usytuowanie i zastosowanie budowli typu „M”.

Na podstawie kilkuletnich doświadczeń na Niemnie stwierdziłem, że kąt natarcia nurtu na linię budowli winien wynosić 20 — 45° (patrz rysunek).

Nie może on być zbyt dużym, gdyż wtenczas budowle nie są w stanie odwrócić kierunku górnych warstw wody, — nie może być zbyt małym, gdyż wtenczas dolne warstwy wody płynące zbyt równolegle do budowli nie będą przenosiły poza nią rumowiska.

Na korzystniej działają budowle ustawiane pod kątem 25 — 35°, jednak trzeba wziąć pod uwagę, że w miarę upływu czasu działania budowli, nawet i dolne warstwy wody przybierają kierunek więcej zbliżony do równoległego w stosunku do budowli i dlatego żeby jak najdłużej utrzymać je pod większym kątem, korzystniej jest od razu dawać kąt troszkę większy, tj. zbliżony więcej do 45°.

W praktyce przy zbyt długich budowlach okazywało się, że linie budowli trzeba było łamać, dla utrzymania pożądanego kąta natarcia. Łamanie takie ma i tę dobrą stronę, że zabezpiecza budowle przed rozwinięciem nadmiernych szybkości przez wodę skierowaną równolegle do linii budowli i podmywaniem ich. Na każdym z łamań tworzą się wiry powodujące osiadanie rumowiska i wskutek tego szybkość wody znacząco maleje, co wpływa korzystnie na utrzymywanie się budowli.

Budowle typu „M” stosowałem początkowo jako zamknięcia bocznych rękawów koryta rzeki, jednak później zacząłem je stosować również i przy zabudowywaniu samego koryta rzeki, poza trasą dla skoncentrowania nurtu. W obydwu wypadkach rezultaty osiągnąłem b. dobre, o czym podaję w przytoczonych niżej przykładach.

6) Materiały i sprzęt roboczy do budowli typu „M”.

Jako materiały do budowli „M” potrzebne są jedynie kołki, faszyna i drut.

Kołki — winny być takiej długości, by zabite około 1 m w dno wystawały około 50 cm ponad zw. w. przy stanie średnim, czyli w praktyce winny mieć długość 2 — 3 m, a w wyjątkowych wypadkach do 4 m. Średnica kołków około 7 — 10 cm. Trzeba starać się unikać kołków grubszych, gdyż trudno je zabijać. Najłatwiej dać się zabijać suche kołki sosnowe lub świerkowe, jednak próbowałem stosować świeże kołki wierzbowe, licząc na to, że w przyszłości porosną i tym samym umocnią budowle. Przyszłość pokaże, czy to się uda.

Faszyna — nadaje się każda, jednak najlepsze są krzaki jak najbardziej rozgałęzione — karłowate, nienadające się właściwie do normalnych budowli faszynowych. Najkorzystniej działają krzaki świeże o silnym ulścienu i dlatego niewskazanym jest wcześniejsze przygotowywanie zapasów faszyny do tych celów, gdyż przez dłuższe leżenie faszyna usycha i traci cenne dla budowli ulścienie.

Co do gatunków krzewów, to możnaby ustalić następującą kolejność ich dobroci: 1) świerki,

2) jałowce, 3) sosna karłowata, olszyna itp., 4) gatunki łoży karłowate-rozkrzewione, 5) wszystkie inne gatunki krzewów.

Jak już wspomniałem, na górne warstwy budowli wskazanym jest zakładać pęki z gatunków łoży, licząc na to, że porosną i umocnią budowlę.

Drut — do wiązania pęków najwygodniej jest używać drutu grubości 1,8 mm (kiszkowy), jednak w braku drutu często używałem witek łoży, które pomimo pozornej taniości jednak podwyższają koszt robót.

Jako sprzęt roboczy do budowli potrzebne są: piły i siekiery do przygotowania kołków i cięcia faszyny, dobnie (szlagi) do zabijania kołków, kleszcze do cięcia drutów, okute wiosła do obciskania pęków do dna i łódki-pychówki.

7) Organizacja prac.

Do wykonania budowli typu „M” najlepiej jest zorganizować grupy po 6 — 7 ludzi z nadzorcą uprzednio przeszkolonym. Grupa taka winna mieć pod swoją opieką odcinek rzeki 5 — 7 km.

Pracę grupa winna zaczynać od góry odcinka, spływając stopniowo w dół. Po spłynięciu do końca odcinka winna wrócić z powrotem do góry i uzupełniając pęki i dobudowując budowle, znów spływać do końca odcinka. Praca taka winna trwać systematycznie przez cały okres nawigacji, ażeby budowle były pod stałą obserwacją i zamulona faszyna była natychmiast uzupełniana. Nadzór nad grupami winni sprawować nadzorcy wodni, a na terenie zarządów wodnych — technicy specjalnie przeszkoleni.

Muszę dodać, że dla osiągnięcia dobrych rezultatów trzeba bezwzględnie inteligentnego fachowego i wnikliwego podejścia, gdyż bezmyślne jedynie zabijanie kołków dobrych rezultatów dać nie może.

W każdym wypadku należy możliwie ściśle określić kierunki prądu i odpowiednio wytyczyć linie budowli. Należy przy tym pamiętać, że budowle będą pracować tylko tam, gdzie powyżej nich znajdują się w nurcie złoża ruchomych piasków. Tam, gdzie tych warunków nie ma, budowanie budowli „M” jest bezcelowym, gdyż napewno nie dadzą one rezultatów.

8) Wyszkolenie personelu technicznego.

Do prowadzenia prac przy budowie lekkich budowli regulacyjnych, koniecznym jest posiadanie kadr personelu nadzorczego. Ponieważ w Polsce prace te są mało jeszcze rozpowszechnione, przeto potrzebny personel trzeba dopiero wyszkolić.

Na terenie Dyrekcji Dróg Wodnych w Warszawie w 1947 r. został zorganizowany przeze mnie kurs dla dozorców lekkich robót regulacyjnych. Był to czterodniowy kurs praktyczny, dla nadzorców i strażników z P. Z. W. w Warszawie, Płocku i Puławach. Kurs przeszło 7 nadzorców i 27 strażników. Był to pierwszy kurs tego rodzaju. Złożyło się nań 10 godzin wykładów teoretycznych, w czasie których zaznajomiłem słuchaczy z istotą rzeczy i 32 godziny zajęć praktycznych, w czasie których słuchacze kursu wykonali własnymi siłami około 300 mb budowli. Kurs dał do-

bre wyniki, stwarzając zastęp pracowników, którzy we wszystkich wypadkach w 1947 r. stanęli na wysokości zadania.

W roku bieżącym Warszawska Dyrekcja projektu utworzenie dalszych kursów, celem stworzenia jeszcze większej ilości przeszkolonych pracowników, którzy mogliby rozwinąć pracę przy wykonaniu lekkich budowli regulacyjnych na terenie całej Dyrekcji,

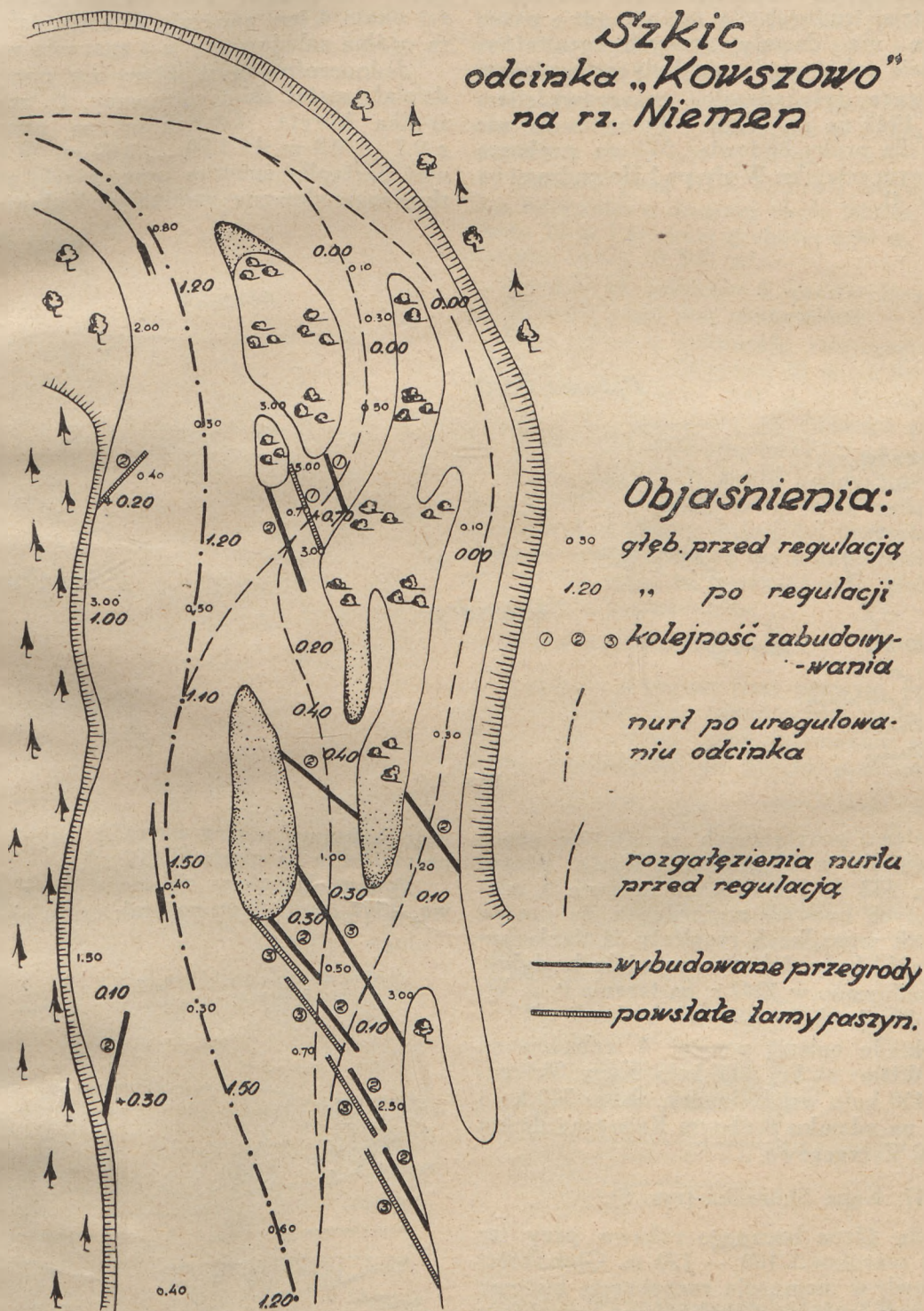
co w dużej mierze przyczyni się do intensywniejszego tempa prac i do lepszych wyników tychże.

Po ukończeniu kursu opracowałem pisemną instrukcję, egzemplarz której otrzymał każdy z uczestników kursu i która służyła każdemu z nich jako podręcznik.

9) Dotychczasowe doświadczenia.

Pierwsze doświadczenia z budowlami typu „M” przeprowadzałem na środkowym odcinku rz. Niem-

Szkic odcinka „Kowszowo” na rz. Niemnie



Rys. 3.

Okres eksperymentów z budowlami typu „M” mamy już poza sobą. Obecnie przy szkoleniu personelu, jak też i przy samym prowadzeniu prac, możemy operować pewnymi ustalonymi regułami,

na, którego charakter zbliżony jest do charakteru rz. Wisły.

Już na Niemnie udało mi się przez systematyczne zabudowywanie koryta rzeki budowlami

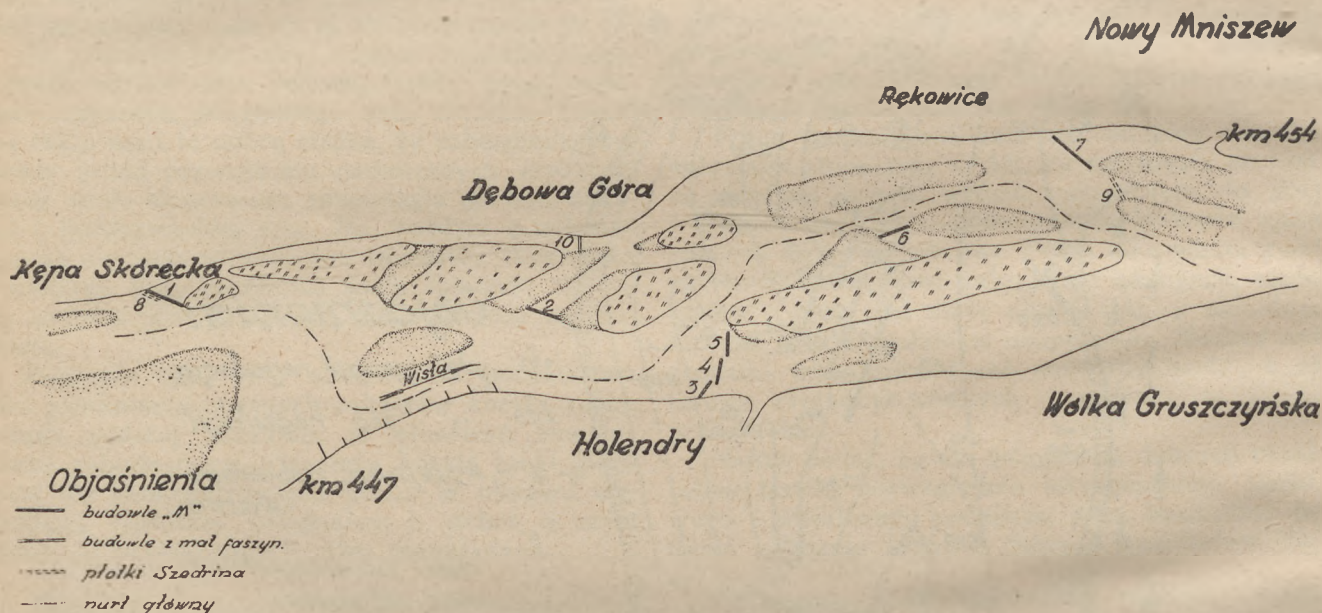
typu „M”, uregulować szlak żeglowny na kilku odcinkach. Np. odcinek „Kowszowo” (rys. 3), długości około 5 km, udało mi się na tyle uregulować, że w ciągu kilku lat głębokości na nurcie utrzymywały się przez cały okres nawigacji dostateczne dla żeglugi. Sam nurt ustalił się i trasa jego ukształtowała się sama, zakreślając naturalne łagodne łuki. Boczne rękawy zostały załadowane i cały odcinek został doprowadzony do porządku. Trzeba dodać, że przedtem był to jeden z odcinków najbardziej trudnych dla żeglugi, gdzie prace pogłębiarskie nie dawały żadnych rezultatów, a inne rodzaje robót nigdy nie były prowadzone.

Daśsze prace doświadczalne przeprowadziłem już w roku 1947 na rz. Wiśle. Początkowo zastosowałem dla próby budowlę „M” na próbnym 5-kilometrowym odcinku Wisły pod Holendrami na 450 km (rys. 4).

W okresie 5-miesięcznym, tj. do 1.XI.47 założono 9 warstw faszyny. W dniu 1.XI. głębokości na linii budowli wynosiły 0,0 — 0,6, tj. średnio 0,3 m w odniesieniu do stanu wody w dniu 4.VI.47 roku.

Poniżej budowli utworzyło się odsypisko długości około 500 m, szerokości 100 m i grubości średnio 0,7 m, czyli o kubaturze około 35.000 m³. Nie są to dane ścisłe, gdyż poniżej odsypiska głębokości w dalszej części rękawa, który ma długości około 4 km, znacznie zmalały, tak że kubatura ogólna załadowania jest znacznie większa.

Jednocześnie nurt, który się poprzednio rozdzielał, został skoncentrowany, tj. zepchnięty do środka koryta. Głębokości na nurcie wzrosły z 0,7 — 0,8 m do 1,50 — 2,00 m. W nurcie również nastąpiło znaczne przesunięcie mas rumowiska, spowodowane działaniem budowli „M”, któ-



Rys. 4.

Po osiągnięciu pozytywnych rezultatów prace zostały rozwinięte w 32 punktach Wisły, poczynając od km 432 do km 674. Po upływie 6 miesięcy pracy tych budowli stwierdzono, że prawie we wszystkich wypadkach rezultaty działania budowli typu „M” były dobre, a w wielu b. dobre. Ogółem wybudowano w 1947 r. na terenie P. Z. W. Warszawa i Płock około 6000 mb budowli „M”.

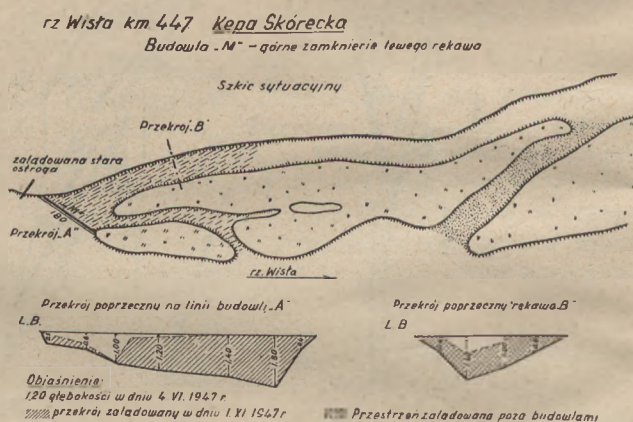
Dla przykładu opisuję poniżej 4 zabudowane miejsca na Wiśle: a) km 447 koło Kępy Skóreckiej, b) km 450 koło wsi Holendry, c) km 540 koło wsi Skierdy na odcinku próbnym Rajszew i d) km 674 koło wsi Zarzeczewo.

a) Km 447. Kępa Skórecka (rys. 5).

Zamknięcie górne bocznego rękawa przy lewym brzegu szerokości 100 — 120 m. Głębokości na linii budowli w momencie rozpoczęcia budowy 0,6 — 1,4 m, średnia głębokość na przekroju 1,0 m. Prace rozpoczęto 4.VI.47 r. Wybudowano 180 mb trzyczędowej budowli „M”. Odstępy między kołkami wynosiły 4 m, a między rzędami 6 m. Kąt 35° — 40° w stosunku do ówczesnego kierunku nurtu.

rego kubaturę można określić jedynie w dużym przybliżeniu na około 50.000 m³.

Podane kubatury obliczone są z dużą rezerwą, gdyż ze względu na brak czasu nie można by-



Rys. 5.

ło dokonać kilkakrotnych ścisłych pomiarów, w rzeczywistości są one znacznie większe.

b) Km 450. Holendry (rys. 6).

Zamknięcie górne bocznego rękawa przy prawym brzegu szerokości 450 — 500 m. Głębokość na linii budowlu w czasie rozpoczęcia budowy 0,7 — 1,1 m, czyli średnio 0,9 m. Prace rozpoczęto 31.V. 1947 r. Wybudowano 480 mb trzyczędowej budowlu „M”. Odstępy między kolkami 4 m, między rzędami 6 m. Kąt natarcia 30° — 35° w stosunku do ówczesnego kierunku nurtu. Budowla załamana w 2 punktach dla utrzymania kąta natarcia.



Rys. 6.

W okresie 5 mies., tj. do 1.XI.47 r. założono 11 warstw faszyny. W dniu 1.XI. głębokości na linii przegród wynosiły 0,3 — 0,7, tj. średnio 0,5 m w odniesieniu do stanu z 30.V.47 r.

Poniżej budowlu utworzyło się odsypisko długości około 500 m, szerokości około 450 m i grubości 0,40 m średnio, czyli o kubaturze około 90.000 m³.

Tak samo jak i na km 447, poniżej odsypiska głębokości w rękawie zmalały, przez co kubatura przemieszczonego rumowiska jest znacznie większa, czego nie jestem w stanie wykazać, wobec braku pomiarów kontrolnych.

Na skutek skoncentrowania nurtu, głębokości na nim wzrosły z 0,6 — 0,7 m do 1,20 — 1,50 m, a nawet do 2,0 m miejscami. Ruch rumowiska w nurcie obliczam również z dużym przybliżeniem na około 100.000 m³.

c) Km 540. Skierdy (rys. 7).

Budowle kierujące z prawej strony w samym korycie rzeki, których zadaniem jest zepchnięcie i skoncentrowanie nurtu w projektowanej trasie oraz załadowanie przestrzeni poza trasą w nadmiernie rozszerzonym korycie.

Całkowita długość budowlu w dniu 1.VI.47 r. 530 m. Budowle są stopniowo wbudowywane

w nurt w miarę spychania go w kierunku trasy. Całość budowlu składa się z czterech trzyczędowych odcinków usytuowanych w kształcie piły, gdyż w miarę spychania nurtu zmieniał się stopniowo jego kierunek i budowle trzeba było sytuować coraz to inaczej dla zachowania pożądanego kąta natarcia. Kolki zabijane co 3 m, a odległość między rzędami 5 m.

Budowę rozpoczęto w początkach września 1947 r. i trwała ona do listopada 1947 r., gdyż jak już wspomniałem, budowle ciągle były przedłużane w miarę spychania nurtu.

Początkowe głębokości na linii budowlu wynosiły 0,8 — 2,5 m, a następnie w miarę wbudowywania się około 1,3 — 1,8 m.

Obecnie poza linią budowlu istnieje powstałe tam odsypisko o długości około 500 m, szerokości około 70 m i średniej grubości 0,90 m, czyli o kubaturze około 31.500 m³.

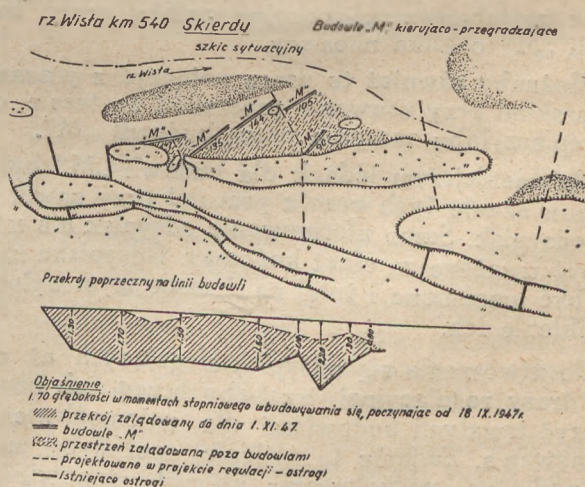
Do 1.XI.47 założono 6 warstw faszyny, która w dalszym ciągu jest uzupełniana.

Nurt, który w momencie rozpoczęcia budowy znajdował się w odległości 30 m od brzegu, został przesunięty o ponad 200 m w kierunku lewego brzegu i ma tendencję do dalszego przesuwania się aż do projektowanej trasy.

Przez zepchnięcie nurtu budowlami „M” i załadowanie przestrzeni poza trasą uniknięcie się budowania 4-ch ostróg o długości przeszło 1.000 mb, a gdyby nawet okazała się konieczność ich budowy, to już tylko na nieznacznych głębokościach, co da dużą oszczędność.

d) Km 674. Zarzeczewo.

Budowle kierujące przy prawym brzegu, których zadaniem jest zabudowanie nadmiernie rozszerzonego koryta, skoncentrowanie nurtu i rozmycie znajdującego się poniżej przemiału.



Rys. 7.

Średnia początkowa głębokość 1,0 m, po upływie 3-ch miesięcy pracy budowlu — 0,40 m. Długość budowlu 550 m. Przesunięcie nurtu osiągnięto o 200 m. Poza budowlami powstało odsypisko obliczone na 9.000 m³. Jednak kubatura przesuniętego rumowiska jest znacznie większa ze względu na załadowanie przestrzeni poniżej odsypiska sięga

jącego do samej powierzchni wody. Głębokości na przesuniętym nurcie i rozmytym przemiale dochodzą do 1,50 m, a w kilku punktach przekraczają 2,0 m. Kolki w budowlu „M” w Zarzeczewie użyto świeże, wierzbowe, licząc na to, że porosną one w przyszłości.

We wszystkich wypadkach załadowanie nastąpiło prawie do zwierciadła wody. Ze względu na niski stan wody w 1947 r. wyniki pracy budowli były raczej średnie; przy wyższych stanach wody byłyby większe, wpłynęłyby na to poziom wody i równocześnie siła zwiększonego przepływu.

Jak wykazała praktyka, budowle muszą być pod stałą opieką i konserwacją. Nałożenie dalszych warstw faszyny w momencie przyboru wody może mieć większe znaczenie dla podwyższenia odsypiska, aniżeli budowa dodatkowej budowli.

Dla uchwycenia obliczeniowego efektu pracy budowli „M” trzeba by w każdym wypadku przeprowadzić kilkakrotnie ściśle pomiary kontrolne, jednak koszt tych pomiarów prawdopodobnie przekroczyłby koszt samych prac regulacyjnych. Tę kwestię warto byłoby przedyskutować, gdyż dla celów statystycznych jest ona ważną.

10) Współdziałanie budowli „M” z innymi budowlami stosowanymi na rzekach.

W wielu wypadkach pracę budowli „M” można połączyć z innymi rodzajami prac stosowanych dla celów regulacji i utrzymania nurtu.

W km 540 w Skierdach naprzeciw budowli „M” w projektowanej trasie znajduje się płaska mielizna utworzona ze zbitej mady. Przy trwających w tym roku niskich stanach wody, prąd wody nie miał tyle siły, by mieliznę tę rozmyć. W tym wypadku ogromnie pomogłoby przekopanie choćby jednym rowem wspomnianej mielizny przez pogłębiarkę, co przyspieszyłoby pracę budowli „M” o kilka miesięcy.

Możnaby również te prace połączyć z pracami minerskimi przy usuwaniu przeszkód na trasie, co przyspieszyłoby znacznie pracę budowli „M”.

Najważniejszym jednak dla budowli „M” byłoby powiązanie tych prac z pracami przy zawikłaniu odsypisk. Samo uformowanie odsypisk nie może być uważane za efekt końcowy. Odsypiska muszą być umocnione i tutaj naśluszniejszym byłoby zawikłanie ich.

Po utworzeniu się odsypisk sięgających aż do linii trasy regulacyjnej, trzeba by brzegi ich ubezpieczyć trwałymi budowlami dla uniemożliwienia rozmywania. Zadanie to najlepiej spełniłyby opaski podłużne, wybudowanie których stanowiłoby końcowy etap prac regulacyjnych.

Wracając do zawikłania trzeba dodać, że zawikłone odsypisko (tzw. na Wiśle „kępa”) stanowi samo przez się budowlę regulacyjną, która z każdym przejściem większej wody narasta i jest silniejszą od najsilniejszych tam faszynowych. Powstałe pod działaniem budowli „M” odsypiska muszą być jak najprędzej zawikłane i to dopiero będzie pełny efekt tych prac.

11) Koszty budowli „M” i porównanie ich z kosztami innych typów budowli.

Przy rozstawie kołków 3 m i trzyczęściowej przegrodzie, 1 kołek wypada na 1 mb.

Koszt 1 mb budowli „M”, składającej się z 5 warstw faszyny wynosi:

Robocizna:

a) zabicie kolka do głęb. 1 m. z dowieszeniem z brzegu na śr. odl. 500 m robotn. godz. 0,25 x 40 =	10 zł
b) zatopienie 5-ciu pęków faszyny z donies. z brzegu na średnią odl. 50 m robotn. godz. 0,20 x 5 x 40 =	40 zł
c) wycięcie, związanie i doniesienie do brzegu na śr. odl. 200 m 5 pęków faszyny o kubaturze ca 0,1 m ³ robotn. 0,20 x 5 x 40 =	40 zł
Robocizna razem	90 zł

Materiały:

a) 1 kołek dług. 2 m, $\varnothing = 10$ cm, z zaostreniem i dostawą loco brzegu miejsc budowy	35 zł
b) 0,5 m ³ faszyny a 400 zł wraz z drutem do wiązania	200 zł
Materiały razem	235 zł

Robocizna	90 zł
Materiały	235 zł
Ogółem	325 zł
Generalia 15%	50 zł
Razem koszt 1 mb	375 zł.

W praktyce w 1947 r. wyglądało to inaczej. Ponieważ faszyny do tych prac nie trzeba było kupować, gdyż świeżą faszynę rąbano w nadbrzeżnych zaroślach, przeto koszt samej faszyny odpadł. Również w kilku wypadkach zmniejszył się koszt kołków, gdyż użyto kolki wierzbowe wycięte z nadbrzeżnych drzew przez co odpadł koszt samego drewna.

W rezultacie na terenie P. Z. W. Płock koszt 1 mb budowli „M” wyniósł średnio około 100 zł, a na terenie P. Z. W. Warszawa — 130 zł.

Dla porównania z kosztami innych typów budowli, przytoczę koszt 1 mb ostrogi faszynowej o przekroju oszczędnościowym (obustronne skarpy 1:1 i szerokości w koronie 1,50 m), budowanej na normalnej głębokości, tj. ca 4,0 m, w 1947 r.

Powierzchnia przekroju budowli 22 m².

Kubatura 1 mb budowli 22 m³.

Koszt 1 m³ gotowej faszynady w 1947 r. ca 800 zł, czyli koszt 1 mb budowli wyniósł ca 17.600 złotych.

Budowle regulacyjne z betonu piaskowego

W związku z apelem Dyr. Inż. Zdzisława Kornackiego, zamieszczonym w zeszycie nr 4 z 1947 r. „Gospodarki Wodnej”, pod tytułem „O nowe typy budowli regulacyjnych”, zgłaszam pomysł budowli z betonu piaskowego.

Przeprowadziłem próby z betonem piaskowym, o różnej zawartości cementu:

Beton	Ilość kg cementu na 1 m ³ piasku
1 : 7	172
1 : 8	150
1 : 9	133
1 : 10	120
1 : 11	109
1 : 12	100
1 : 13	92

Wilgotny piasek, z niskiej łachy wiślanej, wymieszany ręcznie z cementem w powyższych proporcjach, zatapiał się w Wiśle, w workach papierowych po cemencie, w ilości około 40 kg na jeden worek, na głębokości 1 m, na silnym prądzie. Pewną część worków umieszczono na czole nowowbudowanej tamy, gdzie prąd wody był szczególnie silny. Okazało się, że w tych warunkach, papier stanowi dostateczną ochronę betonu na okres jego tężenia.

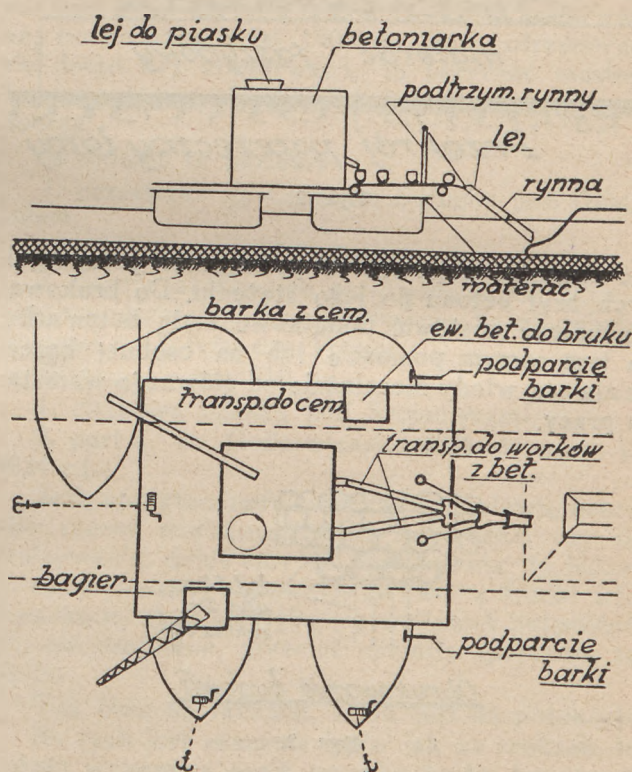
Próbki wyjęte po 7 i 28 dniach wykazały, że stosunek mieszanki 1:9 i 1:10 daje jeszcze dość zwartą bryłę. Przypuszczalnie, przy zastosowaniu mieszanki mechanicznego, można będzie zejść do stosunku mieszanki 1:11 lub 1:12, a więc około 100 kg cementu na 1 m³ piasku.

Do zastosowania praktycznego tego tworzywa, należy zmontować na 2 barkach pomost z betoniarką, a raczej fabryką betonu, o produkcji około 400 m³ na 8-godzinny dzień pracy. Bagier chwytakowy, o tej samej wydajności, zmontowany na pomoście lub na osobnym obiekcie pływającym, czerpie piasek z dna Wisły i ładuje go bezpośrednio do betoniarki. Osobne urządzenie mechaniczne (transporter) ładuje do betoniarki cement z barki obok podstawionej.

Koszty 1 m³ betonu piaskowego będą mniejsze przy betoniarce większej. Z drugiej strony im większa wydajność godzinowa, tym niekorzystniejszy stosunek czasu martwego do czasu efektywnej pracy, z uwagi na konieczność częstszego przestawiania warsztatu pracy od tamy do tamy i podnoszenia kotew.

Szczegółowa i wszechstronna analiza wykaże, jaką należy stosować wydajność na godzinę pracy, jak również najtańszy rodzaj napędu. Prawdopodobnie napęd elektryczny z własnej, pływającej elektrowni będzie najtańszy.

Gotowa mieszanina wsypana do worków papierowych po cemencie, w ilości około 50 kg na worek, zatapia się w miejscu wykonywanej budowy za pośrednictwem ruchomej rynny. Całość urządzeń przesuwa się wzdłuż osi budowli, w miarę jej wykonywania.



Schemat placu budowy

Rys. 1.

Bagier chwytakowy bierze piasek z dna Wisły, wzdłuż tamy, ale w dostatecznej odległości, aby nie zagrażał stateczności budowli.

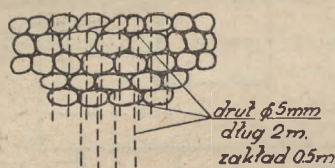
Betoniarka posiadająca powinien być przystosowana do sypania piasku bagrem. Wysypywanie się gotowego betonu powinno być zasadniczo ciągłe, z umożliwieniem małych przerw, na zmianę worka. Wysypywanie się betonu powinno następować 2 lub 3 kanałami dla sprawnego odbioru betonu.

Na parometrowej, poziomej przestrzeni od betoniarki do leja spustowego worki sunąć się będą za pomocą transporterów. Na skraju leja, po zatrzymaniu się worka na czas potrzebny do związania worka, przewrócenie worka wystarcza aby dale, po pochyłości leja i rynny, zsunął się do wody już tylko pod wpływem siły ciężkości. Rynna, względnie jej część końcowa, posiada możliwość ruchu poziomego, pionowego a także można ją skrać. W ten sposób układanie worków pod wodą odbywać się będzie łagodnie, celowo w żądanym miejscu budowli.

matę faszynową

Przekrój poprzeczny łamy

jąc drutami. Zapewni to powiązanie poszczególnych brył betonu po jego stężeniu. Do brukowania należy postawić dodatkowo małą betoniarke, na tym samym pomoście lub na osobnej barce, działającą wtedy niezależnie od głównego warsztatu pracy.



Obrukowanie budowli

Z reguły budować należy na fundamencie z materaców faszynowych.

W sprawie projektów generalnych zabudowań rzek i potoków górskich

Po przeczytaniu spisu artykułów zeszytu Nr 5 „Gospodarki Wodnej” z 1947 r., zaintrygowany tematem, odszukałem referat p. inż. Golczewskiego i rozpocząłem go czytać, spodziewając się znaleźć w nim jakąś nową myśl, czy nową koncepcję tego interesującego mnie tematu. Atoli w miarę czytania doznawałem coraz większego rozczarowania. Zamiast rzeczowego podejścia do zagadnienia, czy obiektywnej krytyki, zobaczyłem autora opartego o tezę wątpliwej stałości, rozdzierającego gromy potęgę na prawo i lewo w stronę tych, którzy regulację rzek i potoków projektowali, finansowali i wykonywali, a nie liczyli się z ich rentownością i oszczędnością. Po rzuceniu zaś z emfazą pytania: „skąd się bierze ta pasja budowania bez oglądania się na rentowność i oszczędność” tłu-

A. Materiały.	
1. cement — 100 kg po 3 zł	300 „
2. worki pap. po cemencie, 40 szt. po 4 zł	160 „
3. drut do wiązania $\varnothing$ 1 mm 8 mb po 3 zł	24 „
B. Robocizna.	
1. wydobyć 1 m ³ piasku i załadowanie do betoniarki	100 „
2. wyładowanie z barki i załadowanie do betoniarki 100 kg cementu	10 „
3. wymieszanie 1 m ³ betonu	100 „
4. załadowanie betonu do worków i zawiązanie za 1 m ³ (40 worków po 0,7 zł)	28 „
5. topienie worków za 1 m ³ (40 worków)	5 „
Razem za 1 m ³ budowli	727 zł
Okragło	750 zł

Porównanie z kosztami 1 m³ faszynady, które wynoszą około 850 zł za 1 m³, wypada na korzyść betonu piaskowego, dając jednocześnie budowę trwalszą i której ewentualne naprawy ograniczone będą do minimum.

Sprawdzenie jakości budowli, jak również zbadanie procentu możliwych strat, na skutek ewent. pęknięcia worków i częściowego wymycia przez wodę jeszcze nie stężałego betonu, można przeprowadzić prosto i tanio, za pomocą zwykłej betoniarki na barce i prymitywnego urządzenia do spuszczenia worków.

maczy autor, że te napiętnowania publicznego godne nawyki pochodzą jeszcze z czasów austriackich, kiedy to klub parlamentarny Koła Polskiego wywalczał fundusze na regulację rzek jako rekompensatę za rzeki alpejskie w Tyrolu (raczej za koleje alpejskie) i „rozprowadzał je między ludność na roboty publiczne byle podnieść jej zdolność konsumcyjną i stopę życiową”.

Zdaje mi się, że pisząc te słowa zapomniał szanowany autor zupełnie o państwowej ustawie kanalowej z czerwca 1901 r., jak również o analogicznej ustawie krajowej z września tegoż roku wraz z uzupełnieniami z maja 1907 r., które aktem ustawodawczym zapoczątkowały program dużych robót regulacyjnych na rzekach i potokach górskich w związku z nastąpić mającą budowa

kanalów. W funduszu budowlanym partycypowało państwo w 60, a kraj w 40%. Zarząd funduszków budowlanych spoczywał w ręku „Komisji Regulacji Rzek”, stojącej pod przewodnictwem namiestnika Galicji, a złożonej z przedstawicieli państwa, kraju, sfer rolniczych i gospodarczych. Ona to, a nie przypadek czy jakiś „kacyk”, na zebraniach periodycznych postanawiała o robotach, ich następstwie i rozmiarze a trzeba dodać, że w skład tej komisji wchodziły najcięższe ówczesne umysły techniczne, jak śp. inż. Blum, Czerwiński, Ingarden, czy nestor budownictwa wodnego — Kędzior.

Jakże można wymienionym instytucjom państwowym i krajowym oraz tym zacytowanym inżynierom przypisywać lekkomyślne szafowanie groszem publicznym?

Gdyby szanowny autor zaglądnął do „Protokółów Komisji Regulacji Rzek” czy do publikacji Kędziora „Roboty wodne i melioracyjne w pld. Małopolsce cz. I”, albo gdyby nie chcąc tracić drogiego czasu na zagłębianie się w książkach, jako lojalny urzędnik podzielił się wątpliwościami ze swym bezpośrednim zwierzchnikiem, pamiętającym narodziny naszego budownictwa wodnego, byłby przypuszczam ogólniejszy w sądach, a treść jego artykułu uległaby zmianie.

Wszedłszy jednak w trans rzucania gromów, zwrócił się i do dzisiejszego pokolenia inżynierów wodnych, które tak bezkrytycznie przejęło od starszych zasadę ignorowania rentowności, przez co roztrwoniono fundusze, za które możnaby wybudować rentujące się zbiorniki lub zrobić z Wisły rzekę naprawdę żeglowną.

Znowu śmiałe twierdzenie — szkoda tylko, że gołosłowne.

Skoro zdanie powyższe przeczyta laik albo nawet i technik, lecz nie obeznany z zagadnieniami regulacji rzek, a uprzątni sobie w wyobraźni parę gotowych jeziorożnówskich, lub użeglowniony szlak Wisły, dozna wstrząsu i zapyta, jak to być może, że wśród świata technicznego Polski nie było ani jednego inżyniera, któryby takemu marnotrawstwu zapobiegł, lub przynajmniej nie zwrócił nań uwagi? Z drugiej strony, jeśli ten ktoś będzie dowcipny — postawi inne pytanie: dlaczego szanowny autor patrząc na to od kilkunastu lat dotąd milczał?

Pesymistyczny pogląd autora pochodzi stąd, że z budowli wykonanych, które miliony sumy pochłonęły, do dziś ledwo szczątki pozostały. Lecz mnie się zdaje, że pesymizm ten jest raczej szluczny, bo autor zapatrzony w jakiś obiekt zniszczony wysnuł przedwcześnie ogólne wnioski o całości budownictwa. Czy też w chwili pisania myślał autor o dolnych biegach rzek Soły, Skawy, Raby, Dunajca czy Wisłoki, czy też miał przed oczyma przestrzeń Wisły Kraków — Niepołomice, na której sam pracował, a które bez konserwacji utrzymują się w zadowalającym stanie do dziś od lat 40 kilku, zignorował również Przemszę czy górną Wisłę itd. A szkoda.

Prawda, że górne biegi Raby czy Dunajca uległy dużym dewastacjom, lecz kto zawinił? Czy ci, którzy tej pracy swój trud, swoją wiedzę, siły i ży-

cie poświęcili, czy też nieszczęsne wypadki dziejowe — dwie wojny światowe, a między nimi powódź 1934 r. Obie wojny wytworzyły lukę w pracach konserwacyjnych trwającą z górą ponad 12 lat, względnie więcej, jeśli dodamy, że po pierwszej wojnie światowej dopiero w parę lat po jej zakończeniu napłynęły silniejsze dotacje. Był to okres dostatecznie długi, by kapitały włożone w te budowle skutkiem braku konserwacji częściowo stracić.

A powódz — zastąpiła całkiem godnie trzecią długotrwałą wojnę. Jeśli jednak mimo tego znajdują się i na tych rzekach odcinki zregulowane, pochodzące z lat 1900 do 1910, utrzymujące się dotąd bez konserwacji, to przyznać musimy, że wspomniane budowle były jednak wykonane dobrze.

Wymienić tu możemy:

1. przestrzeń na Czarnym Dunajcu pod Długopolem,

2. takąż część pod Ludźmierzem,

3. dobrze zachowane przestrzenie pod Nowym Targiem, Krościenkiem w Nowym Sączu między mostami, w Załężu czy Tropiu.

Wykonane po 1919 r.:

1. siatkowa opaska pod Sromowcami,

2. partia w Gołkowicach (odbudowana po 1934 r.).

Jeśli uprzątniemy sobie, że te budowle uchroniły szereg miejscowości od zniszczenia czy zaszutrowania, dojdziemy do przekonania, że jednak to co budowano, budowano celowo, a środki włożone na to choć mogłyby się wydawać bezpośrednio nie rentowne, przecież spełniły społeczne zadanie.

Tak było na rzekach, a jak jest na potokach?

Na tych jest znacznie lepiej jak na rzekach, bo potoki wykonane ongiś pomimo braku konserwacji w czasach wojny stoją i to niemal w 80%.

Po 1934 r. wykonano 52 różnej wielkości zapór i wiele kilometrów korekcyj, utrzymujących się dotąd bardzo dobrze.

Uległy częściowemu zniszczeniu:

a) korekcie progowe drewniane wykonane na wypadach faszynowych, wymagających zresztą normalnie co 7 do 10 lat renowacji,

b) bardzo nieznaczna ilość żłobów podczas powodzi, jak Bystry w Zakopanem, Słony w Rabce, Kryniczanka w Krynicy lub Czarna Woda w Łącku, lecz to jeszcze nie racja, by występować przeciw ich opłacalności lub korzyściom.

Wielką szkoda, że autor nie zapoznał się z całością budownictwa wodnego i z tym co z ubiegłego okresu pozostało, bo wtedy jego sąd byłby inny.

Zgadzam się natomiast z nim, że projekty regulacji powinny być opracowane gruntownie, przy czym mam na myśli zarówno rozporządzenie b. Ministerstwa Robót Publicznych z lipca 1925 r. jak i instrukcję Min. Kom. z marca 1937 r., szczególnie co do punktów odnoszących się do podstaw hydrologicznych projektów, lecz niestety zajęci stale konserwacją wykonanych budowli, do projektów większych na rzekach przychodzi się rzad-

ko lub wcale, sporadyczne zaś ubezpieczenia wykonuje się na skutek zlecenia władz wyższych.

Słuszną również jest uwaga o potrzebie oskałowań tam faszynowych zwłaszcza przy większych spadkach. I zdaje się, że inżynierowie budownictwa wodnego napewno o tym wiedzą, ale wiedza nie mniej i to, że kamienia nie kładzie się na świeżej faszynie tamie, dopóki wierzchołki faszyn nie zostaną przycięte. Zwykle tamy wykonane jesienią oskałowuje się na wiosnę. Lecz cóż z tego, że o tym wiedzą, gdy na rok przyszły nie ma dostatecznych kredytów na kamień, a te które przydzielono przeznaczono na łatanie dziury w innym miejscu.

Na gorzej budżetu niezmierzony, wydając nieekonomicznie z powodu ciągłego braku grosza.

Szanowny autor ma duże zastrzeżenia co do argumentu używanego nieraz przez inżynierów wodnych, wykonujących roboty regulacyjne dla zabezpieczenia linii komunikacyjnych.

Za przykład stawia budowle wykonane dla ochrony drogi Kraków — Zakopane na odcinku Myślenice — Kasinka. Na tym odcinku woda okazała się według autora łaskawszą dla drogowców, których budowle ochronne wykonane dla tej drogi na Rabie stoją aniżeli dla wodziarzy, których roboty strawiła. W swym ferworze zapomniał o jednym, że właśnie te budowle, których wykonanie przypisuje drogowcom, były wykonane przez Kierownictwo regulacji rzek i potoków w Myślenicach.

Wykonało ono wtedy:

1. opaskę przybrzeżną na granicy Myślenic — Stróży w km 74,

2. takąż opaskę w Stróży w km 76 z równoczesnym zabudowaniem dolnego odcinka potoku Trzebuńki,

3. budowle równoległe w km 81 i 82 z ujściem potoku Kaczanki.

Wszystkie one trzymają się nieźle i spełniają w zupełności swe zadanie. Natomiast budowle wykonane dla ubezpieczenia drogi powiatowej Lubień — Kasinka, a więc nie mającej nic wspólnego z tamtą drogą, zniszczyła woda. Lecz budowle wykonane spełniły i tutaj swoje zadanie, bo korpus drogowy jak stał tak stoi.

Z. A. SZASZKOW

Minister Żeglugi Śródlądowej ZSRR

Rozwój taboru żeglugi śródlądowej w ZSRR*)

(przekład z rosyjskiego)

Ogromne terytorium ZSRR przecina gęsta sieć dróg wodnych. Ministerstwo Żeglugi Śródlądowej ZSRR utrzymuje żeglugę na przestrzeni przeszło 100 tysięcy kilometrów rzek żeglownych, jezior i kanałów.

Rząd radziecki gruntownie zrekonstruował tabor rzeczny. Jeszcze podczas przedwojennych

Wreszcie parę słów co do zasadniczego tematu artykułu — rentowności przedsiębiorstw regulacyjnych.

Sprawa ta nie należy do prostych.

Zabudowanie rzek i potoków, jak to sam autor zawyrokował, będzie opłacalne tylko w wyjątkowych wypadkach. Trzeba pamiętać bowiem i mieć to ciągle na uwadze, że budowle wodne, będąc stale wystawione na niszczące działanie dużych sił, muszą być wybudowane silnie i trwale, a więc są kosztowne. Czy zatem w razie ich nie rentowności mają być pominięte czy zaniechane? Autor radzi dać im w takim wypadku ostatnie miejsce w hierarchii potrzeb, lecz mnie się zdaje, że stanowisko takie byłoby zbyt uproszczone i niezdolne.

Istnieje bowiem cała gama przyczyn, dla których pewne prace regulacyjne (wodne) przeprowadzone być powinny, nawet w wypadku ich nierentowności. Do takich należą np. szkody spowodowane powodziami w komunikacjach, jak nie mniej wszelkie roboty zabezpieczające mosty, wały czy osiedla ludzkie przed atakami wody.

Dlatego kryterium dla tych robót, moim zdaniem, nie może być wyłącznie kwestia rentowności, lecz w przeważającej mierze — uzasadniona potrzeba społeczna. Ona powinna stanowić pobudkę dla wszelkich tego rodzaju poczyną, tak jak to ma miejsce także i w innych działach administracji państwowej, np. w dziedzinie zdrowia publicznego, czy opieki społecznej.

Ostatni ustęp artykułu, który zdaje się być kwintesencją tematu ma znaczenie raczej retoryczne aniżeli praktyczne, bo przecież sam autor zdaje sobie sprawę z tego, że cierpimy na brak sił technicznych i że o wykonywaniu projektów na przyszłość mowy być nie może w chwili, gdy trudno o projekty bieżących potrzeb.

Z drugiej strony czy jest celowe (iść po myśli autora) robić projekty obiektów, których rentowność jest problematyczną a które w dodatku nie wiadomo czy przez powódź będą kiedykolwiek dotknięte. Sadzę, że byłby to wydatek uczyniony wbrew sentencji autora, umieszczonej na innym miejscu, a zawartej w zdaniu: „nie zapominałmy, że nawet najtańsza rzecz, jeśli nie jest potrzebna, nie powinna być kupowana”.

*) Otrzymane za pośrednictwem Radzieckiego Biura Informacji.

Na samych drogach wodnych ZSRR zostało zbudowanych przeszło 50 dużych śluz komorowych.

Za czasów władzy radzieckiej flota rzeczna ZSRR wzrosła o znaczną ilość technicznie nowoczesnych jednostek pływających. Wybudowana została wspaniała flotylla wołżańska dla przewozu produktów naftowych. Przewóz tej flotylli w okresie poprzedzającym drugą wojnę światową dochodził do 10 milionów ton rocznie.

Liczba jednostek taboru rzecznego z własnym napędem mechanicznym powiększyła się w okresie przedwojennych pięćdziesiątek 2,2 razy, liczba zaś jednostek bez własnego napędu — 2,7 razy. Dwukrotnie powiększyła się ilość taboru bagrowniczego, dzięki czemu na drogach wodnych można było utrzymać niezbędne dla żeglugi głębokości.

Wybudowane zostały dziesiątki nowych portów z dźwigami, transporterami i innymi urządzeniami przeładunkowymi. Należy nadmienić, iż za czasów caratu załadunek i wyładunek statków odbywał się ręcznie; na jednej tylko Wołdze zatrudnionych było wtedy 75 tysięcy robotników portowych.

Rząd radziecki wybudował na rzekach znaczną ilość dużych stoczn i warsztatów dla remontu i budowy statków.

Już w 1929 r. ilość przewozów na śródlądowych drogach wodnych znacznie przewyższyła ilość przewozów z 1913 r.

Przed drugą wojną światową flota radziecka w tono-kilometrażu przewozów zajmuje pierwsze miejsce w świecie. Przewozy tylko jednej Państwowej Żeglugi Parowej w 1940 r. wyniosły około 46 miliardów tono-kilometrów. Należy nadmienić, iż w ZSRR przewozami na śródlądowych drogach wodnych zajmują się także organizacje republikańskie i związkowe, władz krajowych i okręgowych.

Okupacja niemiecka bardzo wyniszczyła tabor oraz urządzenia dla radzieckiego transportu śródlądowego. Okupanci zatopili i uszkodzili przeszło 4000 statków, zburzyli 230 portów i przystani, około 90 stoczn i warsztatów, pomniszczyli w wielu miejscach urządzenia hydrotechniczne, szczególnie na kanałach Bałtycko - Białomorskim, Moskwa — Wołga i innych.

Po wojnie wodniacy radzieccy przystąpili z ogromnym entuzjazmem do odbudowy i dalszej rozbudowy swego gospodarstwa. Rząd radziecki postawił sobie za zadanie zwiększyć obrót ruchu towarowego na śródlądowych drogach wodnych o 40% w porównaniu z ruchem przedwojennym w przeciągu pierwszej powojennej pięćdziesiątki. A więc w przyszłym okresie nawigacyjnym, w 1950 roku, wszystkie radzieckie przedsiębiorstwa żeglugowe powinny przewieźć około 100 milionów ton rozmaitych towarów. W końcu pięćdziesiątki moc flotylli rzecznej powinna wzrosnąć do 300 tysięcy KM a nośność taboru do 3 milionów ton.

W pierwszych dwóch latach obecnej pięćdziesiątki wodniacy radzieccy całkowicie uruchomili żeglugę na wszystkich drogach wodnych. Odbudowane zostały zniszczone kanały, wydobyta i odremontowana znaczna część zatopionego taboru, odbudowane prawie wszystkie porty.

Rozpoczęła się budowa nowych dróg wodnych, np. kanału Manyczskiego na południu kraju i powtórnie przystąpiono do przebudowy drogi wodnej łączącej Wołgę z morzem Bałtyckim.

Na wielu rzekach prowadzone są badania dla ulepszenia stanu żeglowności.

W latach 1946 i 1947 Ministerstwo w pełni wykonało plan przewozów, przy czym w 1947 r. było przewiezione towarów prawie o 30% więcej, niż w 1946 r.

Osobno należy wspomnieć o znaczeniu taboru żeglugi na drogach wodnych w azjatyckiej części ZSRR, gdzie istnieją ogromne bogactwa naturalne.

Wykorzystanie tych bogactw w dużym stopniu zależy od tempa rozwoju transportu wodnego. Tutaj w wielu wypadkach rzeki są jedynymi drogami dla masowego przewozu towarów. Ministerstwo już obecnie utrzymuje żeglugę w azjatyckiej części ZSRR na długości około 50 tysięcy kilometrów rzek żeglownych. Przewiduje się, iż w nowej pięćdziesiątce transport rzeczny na Wschodzie ZSRR znacznie wzrośnie. Na Syberii urządzana jest potężna baza budowy taboru żeglugowego; flota rzeczna wzbogaca się nowymi jednostkami. Szybko będzie się również rozwijać gospodarstwo portowe.

W ZSRR pracuje setki tysięcy wodniaków, którzy całość swoich sił i wiadomości poświęcają na to, aby co rok zwiększała się ilość przewozów wodnych. W tym każdy z nich jest zainteresowany, gdyż w ZSRR cała flotylla rzeczna jest własnością całego społeczeństwa, a nie oddzielnych jednostek, i im lepiej pracuje flota rzeczna, podobnie jak i każda inna gałąź gospodarstwa narodowego, tym pewniejsza jest podstawa dla poprawienia warunków życia całego narodu, a więc i wzrostu dobrobytu każdego pracującego.

We wszystkich przedsiębiorstwach żeglugowych i na wszystkich statkach szeroko rozwinięte jest socjalistyczne współzawodnictwo pracy. Wodniacy radzieccy starają się jak można najlepiej wykorzystać będące w ich dyspozycji środki techniczne.

Np. kapitan flotylli wołżańskiej Czadajew pobił rekord światowy w holowaniu transportów statków z ropą naftową. Statek holowniczy „Stefan Razin”, którym dowodził Czadajew dostarczał z Astrachania na górne odcinki Wołgi transporty o pojemności 35 — 42 tysięcy ton. Jest to znacznie więcej niż ładunek takich samych co do mocy amerykańskich statków ropowych typu „Stejt”.

Podczas nawigacji w 1947 r. wielu kapitanów prowadziło holowniki, które holowały w dół rzeki z prądem tratwy o kubaturze 20 — 25 tysięcy m³ drzewa.

Przy ogromnej długości radzieckich dróg wodnych bardzo ważne ma znaczenie kursowanie statków bez postojów. Wodniacy radzieccy należycie rozwiązują i tę kwestię. W 1947 r. sporo parostatków, holujących transporty z ropą naftową i tratwy, przechodziło bez żadnego zatrzymania drogę 1500 — 2000 km. Takie transporty były obsługiwane przez specjalne statki, które bez przerwy w podróży zaopatrywały je w materiały opałowe i inne.

W większych portach na szeroką skalę stosowane są metody przeładunkowe pomysłu radzieckiego mechanika Bridmana. Dzięki tym metodom można naładować na statek w ciągu jednej godziny setki ton ładunku. Metoda ta polega na skoordynowaniu pracy wśród różnych mechanizmów, wykonujących cały cykl mechanicznego załadunku statku. W końcu powojennej pięcioletki naładunek i wyładunek różnych statków będzie całkowicie zmechanizowany, a wszystkie załadunkowo-wyładunkowe roboty będą zmechanizowane w 75%.

INŻ. STANISŁAW SMOLEŃSKI

Rentowność obwałowania a retencja

Powszechnie jest znany fakt, że budowa wałów powodziowych zmniejsza naturalną retencję, a tym samym przyczynia się do zwiększenia fali powodziowej w dole rzeki. Jednocześnie jednak przy rozpatrywaniu rentowności obwałowania w konkretnym wypadku nie bierze się tego liczbowo pod uwagę. Tymczasem uwzględnienie tego zjawiska ogromnie zmniejszyłoby w wielu wypadkach atrakcyjność tych robót, a być może wykazałoby zupełną ich nierentowność.

O konieczności uwzględnienia w projektach obwałowań ujemnego ich wpływu na zmniejszanie retencji może służyć następujący przykład:

Założmy, że projektowany wał chronić ma dolinę, która podczas katastrofalnej powodzi wypełnia się na głębokość 10 — 20 m, średnio 1,5 m. W przykładzie tym każdy metr kwadratowy chronionej doliny mieści na sobie 1,5 m³ wody. Wykonanie wałów pozbawi rzekę tej naturalnej retencji i dla utrzymania w dole rzeki dotychczasowych warunków przepływu wielkich wód katastrofalnych, zachodzi konieczność budowy zbiornika retencyjnego równoważącego niekorzystny wpływ obwałowania.

Trudo jest obliczyć potrzebną jego pojemność, prawdopodobnie jednak nie będzie ona mniejsza od 0,3 do 0,5 pojemności wody, mieszczacej się na chronionej dolinie, tj. w danym przykładzie 0,45 — 0,75 m³ za każdy m². Koszt wykonania zbiorników retencyjnych w zależności od warunków terenowych waha się w bardzo szerokich granicach i wynosi 0,15 — 0,35 zł za 1 m³ (w walucie przedwojennej). W rozpatrywanym więc przykładzie strata z tytułu zmniejszenia się retencji rzeki wynosi co najmniej 0,15 zł od każdego m², tj. 1.500 zł od każdego ha.

Podany przykład jest czysto teoretycznym, a obliczenia bardzo przybliżone, nie mniej jednak wykazuje on, że budowa wałów bardzo często, zwłaszcza dla ochrony terenów czysto rolniczych, może się stać inwestycją nierentowną.

Natomiast w wielu wypadkach może okazać się celowym zastosowanie obwałowania chroniącego dolinę przybrzeżną tylko od powodzi zwykłych, a zalewaną w czasie powodzi katastrofalnych. Takie rozwiązanie nie tylko nie zmniejsza pożytecznej naturalnej retencji rzeki — ale odwrotnie, przez bardziej celowo wybrany moment zalania i opróżnienia doliny, retencja ta będzie lepiej wyzyskana. W tym wypadku przy obliczaniu

W obecnej chwili radziecka flota rzeczna na większości dróg wodnych przerwała przewozy do wiosny na skutek nieodpowiednich warunków meteorologicznych. Zmowy okres będzie wykorzystany dla remontu i polepszenia stanu technicznego statków. W 1948 r. rzeczna flota radziecka powinna w znacznym stopniu powiększyć ilość przewożonych towarów. Na apel leningradzkich pracowników wodniacy radzieccy podjęli współzawodnictwo i chcą wykonać program powojennej pięcioletki w cztery lata.

(Tłumaczył inż. E. Wędziński)

rentowności obwałowania można pewną kwotę wstawić po stronie dodatniej. W poprzednio rozpatrywanym przykładzie przy zastosowaniu odpowiedniego obwałowania ten dodatkowy zysk (z powodu zwiększonej retencji) wynosiłby prawdopodobnie około 2.000 zł (w walucie przedwojennej) od każdego ha chronionej doliny.

Jak widać z powyższego, zależnie od systemu obwałowania, uzyskuje się znaczne zmniejszenie, względnie zwiększenie naturalnej retencji, które to zmiany winny być liczbowo uwzględnione w kosztorysie obwałowania, choćby w sposób najbardziej przybliżony. Tylko takie podejście do tego zagadnienia da dla każdego poszczególnego wypadku automatyczne najwłaściwsze rozwiązanie.

Już na podstawie podanych powyżej obliczeń przykładowych można stwierdzić, że obwałowania na wielkie wody katastrofalne należy stosować tylko w wyjątkowych wypadkach, gdy chodzi o ochronę cennych obiektów.

W ostatnim zeszycie „Gospodarki Wodnej” (Nr. 6, z 1947 r.) ukazały się dwa artykuły, które bardzo słusznie poruszają ten temat.

W jednym z nich inż. M. Chudzyński przytacza ustęp z pracy inż. Z. Żarneckiego („Czy zawsze będziemy żyli pod grozą powodzi”), w którym autor również wzywa do stosowania obwałowania przeciw największym wodom powodziowym tylko w wypadkach gdy chodzi o obszary o wysokiej kulturze rolnej oraz miasta i wieśsze osady, ważniejsze obiekty przemysłowe itp.

W drugim artykule inż. A. Konopka poddaje ostre krytyce stosowane na Wiśle wały na wielkie wody katastrofalne, przeciwstawiając im wykonane obwałowania na Odrze: „Na Odrze nadzwyczajnie wielkie wody przelewają się przez odpowiednie urządzenia w wałach na przeznaczone do tego i odpowiednio urządzone pola zalewowe z których spływają przy opadaniu wezbrania, a tylko osiedla i cenniejsze obszary uprawne chroni się wałami pierścieniowymi, o koronie wzniesionej ponad znane absolutne maksimum”.

Prawdopodobnie zupełnie inaczej wyglądałyby obwałowania na Wiśle, gdyby istniała zasada, że zainteresowani w ich budowie muszą przyczyniać się do budowy odpowiedniej objętości zastępczych zbiorników retencyjnych.

Budujmy wały przeciwpowodziowe — lecz nie zwiększajmy grozy powodzi.

Rozbudowa dorzecza Tennessee

(Ciąg dalszy)

C Z Ę Ś Ć II.

D. Problemy finansowe.

1. Sprawa zbytu energii i stawek.

Sprawa sprzedaży energii stanowiła, w okresie dyskusji nad prawnymi podstawami działania Zwierzchności Doliny Tennessee, jedną z głównych trudności, o którą przez kilkanaście lat rozbiły się wszelkie usiłowania, zmierzające do ukonstytuowania tej instytucji. W zagadnieniu tym ogniskowały się od strony bezpośrednio praktycznej różnice poglądów przedstawicieli prywatnego kapitału i tych postępowych działaczy, dla których jasnym było, że pewne zadania społeczno-gospodarcze o skali państwowej nie dadzą się rozwiązać przy pomocy inicjatywy prywatnej. Obrońcy kapitalistycznych interesów w kategorięczny sposób zwalczali wszelkie próby występowania państwa w roli przedsiębiorcy, uprzywilejowanego, bo korzystającego z funduszy publicznych i nie płacącego podatków; usiłowania zmierzające do tego celu zwalczane były jako niekonstytucyjne. Postępowcy, nie wkraczając na teren niepopularnej w Stanach Zjednoczonych kolektywizacji, ani też etatyzacji, szukali rozwiązań kompromisowych. Ich też zasługą było stworzenie modelu prawnego T. V. A., zrealizowanego w uchwalonym przez Kongres Akcie. W konkretnym przypadku kompromis wyraził się w formie ograniczenia swobody działania T. V. A. jako producenta energii głównie w dwóch punktach: po pierwsze T. V. A. płacić ma rządowi Stanów, na których terytorium sprzedawać będzie energię, 5% od wpływów brutto, co ogólnie uważane jest jako odłata wzamian podatków¹⁾ (Fritchett); powtóre T. V. A. nie może dokonywać transakcji sprzedaży energii bezpośrednio prywatnym konsumentom, z wyjątkiem własnych pracowników. Pierwsze z tych ograniczeń nie było zbyt uciążliwe dla T. V. A., zważywszy, że podatki obciążające prywatnych producentów energii wynoszą w St. Zjednoczonych łącznie 12,5% od wpływów brutto. Wydawało się natomiast, że zakaz bezpośredniej sprzedaży wpłynie ujemnie na przyszły rozwój przedsięwzięcia. Tu jednak życiowa praktyka doprowadziła do nieoczekiwane go rozwiązania, które — jak to już dziś stało się widocznym — kryje w sobie załazek nowego systemu organizacji rynku zbytu. Mianowicie prywatni konsumenci, pragnąc korzystać z energii po stawkach możliwie niskich, zaczęli się organizować w spółdzielniach, które zakupywały energię od T. V. A. według taryfy ustalonej dla prywatnych producentów a sprzedawały ją bez zarobku swym członkom. Z końcem 1942 r. zakontraktowane były dostawy dla 45 takich spółdzielni elektryfikacyjnych w stanach Tennessee, Mississippi, Alabama i Georgia; sprzedaż wyniosła ponad 282 miliony kWh, wpływ 1.589.000 \$.

TABELA V.

Dostawy energii przez T. V. A. wg klas odbiorców i wpływy ze sprzedaży za okres 1934—1942.

Rok operacyjny	Miasta	Spółdzielnie	Elektr. zakłady użyt. publicznej	Przemysł	Sprzedaż bezpośrednia	Wpływ całkowity
	tys. kWh	tys. kWh	tys. kWh	tys. kWh	tys. kWh	tys. dolar.
1934	2.913	**)	386.964	—	**)	826
1935	12.814	4.251	2.903	—	3.934	369
1936	21.363	12.609	296.038	—	4.497	828
1937	44.724	22.020	514.067	5.548	15.842	1.243
1938	63.914	34.026	62.337	358.075	12.661	2.306
1939	253.028	48.483	192.166	901.509	26.977	4.933
1940	1.539.563	141.930	523.232	1.169.058	27.566	14.517
1941	2.038.211	223.826	626.654	1.809.664	10.325	20.254
1942	2.327.449	282.171	679.489	2.409.931	8.500	24.308

Jak wynika z tabeli V, która obrazuje rozwój produkcji i rynku zbytu, spółdzielnie do 1942 r. partycypowały w stosunkowo małym procencie w zakupie energii z T.V.A. (ok. 5% ogólnej produkcji¹⁾). Niemniej jako eksperyment w tej skali sam system zasługuje na uwagę, zwłaszcza, że wprowadzenie go zapoczątkowało szeroko zakrojoną akcję rozbudowy spółdzielczości wytwórczej (dla zwiększenia konsumpcji prądu), która w ostatecznym efekcie doprowadziła do głębokich przemian w strukturze gospodarczej regionu (por. rozdz. E, ust. 1).

Na ważniejszych odbiorcami T.V.A. były miasta oraz przemysł, następnie elektryczne zakłady użyteczności publicznej; pewne mniejsze kontyngenty odprowadzane były, zgodnie z Aktem, w sprzedaży bezpośredniej.

Ilość miast zaopatrywanych przez T. V. A. w prąd osiągnęła w lipcu 1942 r. liczbę 83; w tym roku operacyjnym wpływ za energię sprzedaną miastom wyniósł 9.556.000 \$. Elektrowni użyteczności publicznej i zakładów przemysłowych obsługiwała T.V.A. niewiele, ale byli to odbiorcy wielkich ilości energii, jak n. p. Monsanto Chemical Co. i Aluminium Co. of America.

Sprawa wysokości stawek, na tle wspomnianych na wstępie tarć między kapitalistami a reformatorami nabrała znaczenia problemu o zasięgu narodowym. Charakter ten nadał jej Roosevelt, gdy z chwilą objęcia przezeń władzy w 1933 r. tendencje postępowe zyskały mocne oparcie w rządzie Stanów Zjednoczonych. W jednej ze swych

¹⁾ Włącznie do dostaw dla miast.

²⁾ Danych dla lat późniejszych nie zdołano uzyskać.

mów o wielkich przedsięwzięciach energetycznych rządu, wysunął tezę, że przedsiębiorstwa te, ustalając godziwe stawki za energię „mają stworzyć narodową miarę porównawczą dla uniknięcia zdzierstwa wobec społeczeństwa i dla zachęty szerszego używania tej służki narodu — energii elektrycznej”. Roosevelt proklamował złamanie monopolu kapitalistycznych producentów energii przez przeciwstawienie im T.V.A. jako czynnika regulującego wysokość opłat za prąd, a to w imię podniesienia stopy życiowej i kultury szerokich mas drogą jak najszerzego rozpowszechnienia użytkowania energii.

Do czasu rozstrzygnięcia sprawy wypośredniczenia kosztów przypadających na inwestycje energetyczne w systemie zbiorników ustalanie stawek odbywało się w sposób dość dowolny, oparty raczej na studiach porównawczych kalkulacji rentowności innych podobnych przedsiębiorstw. W 1933 r. przyjęto n. p. tymczasowo dla gmin miejskich stawkę hurtową 0,7 ct. za 1 kWh, zaś dla odbiorców bezpośrednich przy zastosowaniu systemu blokowego 3,0, 2,0 i 1,7 ct za 1 kWh dla poszczególnych bloków. Były to zatem stawki niższe, niż przeciętne w Stanach Zjednoczonych w tym czasie, to też przeciętne zużycie energii na rodzinę na terenach T.V.A. osiągnęło wyższy poziom (ok. 100 kWh na miesiąc) niż średnio w Stanach (w 1933 r. ok. 55 kWh). Dla większych miast ustalono stawkę ok. 0,40 ct. dla innych średnio 0,5 ct za 1 kWh. Zakłady przemysłowe płaciły przeciętnie 0,43 ct, elektrownie użyteczności publicznej 0,38 ct wreszcie spółdzielnie 0,58 ct za 1 kWh. Racjonalna kalkulacja stawek stała się jednak możliwa dopiero wówczas, gdy ustalono ostatecznie zasady wypośredniczenia kosztów dla całego systemu zbiorników.

2. Wypośredniczenie kosztów.

Większość urządzeń wodnych w dorzeczu Tennessee służy jednocześnie kilku celom, a w szczególności trzem na ważniejszym: żegludze, ochronie przeciwpowodziowej i produkcji energii. Dla obliczenia kosztów eksploatacji tych urządzeń w zależności od ich różnych funkcji, co dopiero daje możliwość ustalenia wysokości frachtów żeglugowych, stawek za energię itd., konieczna jest znajomość kosztów inwestycji przypadających w ramach tych urządzeń, względnie całych ich systemów na poszczególne zakresy ich działania.

W przypadku pojedynczego zbiornika także wypośredniczenie kosztów przedstawia się stosunkowo prosto, jeśli się uwzględni, że koszt służy obciąża tylko żeglugę, koszty zakładu wodno-elektrycznego, stacji rozdzielczej itp. tylko produkcję energii koszty urządzeń przeciwpowodziowych — ten dział funkcji zbiornika, pozostałe zaś koszty rozkładają się równomiernie na wszystkie zakresy. Obliczenie takie wykonane dla zbiornika Pickwick Landing przedstawia się w zarysie następująco. Koszt całkowity zbiornika wyniósł 29.793.000 \$. W tym koszt służy wraz z regulacją koryta dla celów żeglugi: 5.813.000 \$. Służa jednak stanowi zarazem sekcję muru zaporowego, której

koszt wynosi 406.000 \$, zatem przypadający na żeglugę koszt służy redukuje się do kwoty 5.407.000 \$. Zakład wodno-elektryczny z kompletnym wyposażeniem kosztował 10.345.000 \$, od której to sumy na koszt związanej z zakładem sekcji muru zaporowego odpada 593.000 \$, zatem na inwestycje dla celów produkcji energii przypada 9.752.000 \$. Ustalono wreszcie, że na inwestycje dla celów obrony przeciwpowodziowej przypada 1.021.000 \$. Pozostałe 13.613.000 \$ rozkładają się po równych częściach na wszystkie trzy cele.

W przypadku systemu kilku współdziałających zbiorników schemat ten komplikuje się niepomieranie. W układzie takim operacje stanami wody na zbiornikach w górze rzeki mają wpływ na eksploatację wszystkich zbiorników położonych poniżej, cały system jest więc sprzężony funkcjonalnie i musi być traktowany jako nierozdzielna całość. W tej formie i w tej skali, jak w dolinie Tennessee, nie wystąpiło to zagadnienie dotąd nigdzie, to też specjaliści z T.V.A. stanęli wobec konieczności rozwiązania go od samych podstaw przez stworzenie odpowiedniej teorii. Praca ta zajęła szereg wybitnych umysłów również z poza T.V.A. i ma za sobą obfitą literaturę. Tu możliwym jest przedstawienie tej jedynie w najogólniejszym zarysie.

Zaczęto od zwykłego sumowania kosztów inwestycji przypadających na poszczególne zakresy działania poszczególnych zbiorników. Metoda ta dawała w wyniku zbyt małe procentowo obciążenie produkcji energii kosztami inwestycji, co powodowało, że obliczone według niej stawki za prąd nie mogły być stosowane jako zbyt niskie. Podobnie nierealne rezultaty dawała metoda polegająca na rozdziale kosztów proporcjonalnie do pojemności zbiorników. Racjonalny w założeniu sposób wypośredniczania łącznych kosztów według stopnia, w jakim poszczególne zbiorniki przyczyniają się do każdej z trzech funkcji, nie prowadził również do celu, gdyż określenie stopnia współdziałania mogło się odbywać tylko drogą dość dowolnej oceny, to też metodę tę zarzucono jako „spekulatywną”.

Ostatecznie po szeregu doświadczeń opracowana została przez T.V.A. tzw. „metoda oddzielnego (kolejnego) dającego się uzasadnić nakładu” („alternative justifiable expenditure”). Teoria ta opiera się na założeniu, że system zbiorników pozwala na dokonanie różnych zadań w sposób bardziej ekonomiczny, niż gdyby były one przeprowadzane niezależnie. Gdyby n. p. w przypadku pierwotnego systemu trzech zbiorników na Tennessee (Wilson, Wheeler i Hales Bar) osobno i niezależnie traktować żeglugę, to kanalizacja rzeki dla tego celu kosztowałaby 48 milionów \$; koszt urządzeń dla celów ochrony przeciwpowodziowej wyniósłby 33 miliony \$; wreszcie inwestycje dla wykorzystania energii sięgnęłyby sumy 79 milionów \$; razem zatem 160 milionów \$. Te same rezultaty daje wspomniany system trzech zbiorników, którego koszt wyniósł 94 miliony \$. Otóż wspomniana teoria opowiada się za podziałem wspólnych kosztów między żeglugę, ochroną przeciwpowodziową i wyzyskanie energii proporcjonalnie do kosztów, jakich wymagałoby teoretycznie niezależne wykonanie odpowiednich urządzeń dla każ-

dego z tych celów z osobna. Wyniki wypośredniczenia kosztów na podstawie tej teorii dla systemu trzech zbiorników uwidocznione są w tabeli VI.

TABELA VI.

Rozdział kosztów budowy systemu zbiorników.

Dział	Całkowite koszty oddzielne	Inwestycje bezpośrednie	Pozostałe koszty oddzielne	%
Żegluga	48.334	4.409	43.925	34,4
Melioracja	33.210	2.600	30.610	24,0
Energetyka	79.230	26.059	53.171	41,6
Razem	160.774	33.068	127.706	100,0

W praktyce przyjmowano na żeglugę 35%, meliorację 25%, zaś na energetykę 40%. Ta ostatnia cyfra atakowana była przez przeciwników T.V.A. jako zbyt niska. Jeśli jednak prócz kosztów bezpośrednich uwzględni się i koszty wspólne, to wówczas całkowity koszt systemu trzech zbiorników rozpada się według klucza: 28% żegluga, 20% melioracja i 52% energia. W przypadku systemu siedmiu zbiorników o ogólnym koszcie 210 milionów \$ przypada: 31% na żeglugę, 17% na meliorację i 52% na produkcję energii. Wreszcie jeśli uwzględni się również koszty urządzeń do przekazywania energii, sieci elektrycznej etc., to rozdział otrzymuje postać: 22% żegluga, 12% melioracja i 66% produkcja energii.

Metoda powyższa, iakkolwiek być może nie ostateczna utrzymała się¹⁾, a nawet od czasu gdy po rozbudowie Tennessee stosować ją zaczęto do systemu siedmiu zbiorników, przestała być kwestionowana przez przedstawicieli prywatnych producentów energii.

3. Kalkulacja rentowności.

Z chwilą ostatecznego ustalenia zasad wypośredniczenia kosztów możliwym stało się przeprowadzenie racjonalnej kalkulacji rentowności. W obliczeniu tym uwzględniono następujące pozycje:

a) Koszty operacyjne (operating expenses), w które wliczano koszty produkcji, transmisji i rozdziału energii, opłaty w miejsce podatków, rozliczenia z klientami, wydatki na ponieranie sprzedaży (propaganda), wydatki administracyjne, wydatki energetycznego oraz udział pro rata w kosztach ogólnej administracji.

b) Odpisy amortyzacyjne, w sprawie których zachodziła początkowo różnica poglądów między T.V.A. a rzecznikiem Komisji Kontroli Kongresu. Propozycja rzecznika Komisji sorowadzała się do przwiecia dla zakładów i urządzeń siłowni 30-letniego okresu amortyzacji, zaś dla pozostałych inwestycji okresu 50-letniego T.V.A. natomiast proponowała: 35 lat dla urządzeń maszynowych i wyposażenia, 85 lat dla zapór i konstrukcji z maszyn-

nego betonu, 75 lat dla budowli nadziemnych i budynków oraz 15 — 50 lat (w 6 klasach) dla urządzeń do przekazywania siły. Jako okres amortyzacji dla własności nie podlegających deprecjacji, jak n. p. grunty zbiorników oraz dla różnych nabytych praw, proponowano 85 lat. Jeśli chodzi o formę dokonywania odpisów, to po przeprowadzeniu pewnych studiów zdecydowano się ostatecznie na odpisy w równych ratach rocznych (metoda straight line).

c) Oprocentowanie sum przyznanych T. V. A. przez Kongres na wykonanie programu budowy stało się również przedmiotem dyskusji publicznej i ataków ze strony przedstawicieli prywatnej inicjatywy. Początkowo mianowicie T. V. A. nie płaciła żadnych odsetek, co dało asumpt do energicznych protestów, opartych głównie na argumentach, że w tej sytuacji podatkowicy płać niczym nieuzasadnione subsydia użytkownikom energii. W uznaniu słuszności tego argumentu Komisja Kontroli Kongresu ustaliła ostatecznie wysokość oprocentowania dotacji rządowych dla T. V. A. na 3%. Zestawienie sum, które w okresie od 1934 r. do 1943 r. wpłynęły do T. V. A. tytułem takich dotacji na wykonanie nakreślonego Aktem programu, zawarte jest w tabeli VII. Do 1945 r., w którym program budowy został ukończony, dotacje te wzrosły do ogólnej sumy 800 milionów \$.

**Dotacje rządowe dla T. V. A.
w latach 1934 — 1943.**

1934	—	50.000 000 \$
1935	—	25.000.000 „
1936	—	36.000.000 „
1937	—	39.900.000 „
1938	—	40 166.270 „
1939	—	40.000.000 „
1940	—	39.003.000 „
1941	—	66.500.000 „
1942	—	196 800 000 „
1943	—	136.100.000 „
Razem		669 469.270 \$

d) Podatki. Jak już wspomniano T. V. A. formalnie nie płaciła podatków, faktycznie jednak odprowadzała 5% od sum osiągniętych ze sprzedaży energii do kas tych stanów, na terenie których obroty zostały dokonane (głównie stany Tennessee i Alabama) co ogólnie uważano za ekwiwalent podatków.

Do kalkulacji nie wchodziły pewne, względnie małe koszty, których T. V. A. nie ponosiła, zgodnie z uznaną w Stanach praktyką. Tu należało np. oprocentowanie kapitału w czasie budowy i odszkodowania dla robotników, które ponosił bezpośrednio skarb państwa, opłaty pocztowe itp.

Finansowe wyniki transakcji energią pokonane przez T. V. A. na zasadach handlowych w okresie 1939—1941, przedstawia tabela VIII. Przed 1939 r. T. V. A. podlegała wyższym obciążeniom niż zazwyczaj przedsiębiorstwa publiczne w USA, a nadto znajdująca się w stadium rozbudowy, pracowała deficytowo.

¹⁾ Jak wynika z dostępnych źródeł do 1945 r. nie wprowadzono w tym systemie obliczania poważniejszych zmian.

TABELA VIII.
Finansowe wyniki transakcji energią.
(w dolarach).

Wyszczególnienie	1939 rok	1940 rok	1941 rok
Wpływ brutto za energię	5.507.548	15.285.074	21.187.371
Koszty produkcji energii	2.089.548	6.554.142	7.764.848
In-lieu podatków	243.056	527.593	1.499.394
Odpisy amortyzac. (straight-line)	1.731.593	3.615.623	4.546.547
Oprocentowanie obligacji T. V. A.	60.479	432.082	484.602
Razem	4.124.676	11.129.440	14.295.391
Zwrot netto inwestycji energ.	1.382.401	4.155.634	6.861.980
Inwest. energ. przy zamknięciu roku (z uwzględnieniem amortyzacji)	86.471.629	179.032.687	186.961.334
Oprocentowanie wyłożonego kapitału	1,6 %	2,3 %	3,7 %

Jeśli chodzi o rentowność transakcji z poszczególnymi klasami odbiorców (por. tab. V.), to najkorzystniej kształtowały się obroty z przemysłem, który konsumował energię w dużych ilościach w skupionych terytorialnie obiektach. Transakcje z miastami przyniosły w 1941 r. czystego zysku 15%; z 76 dystrybutorów municypalnych tylko 3 systemy pracowały deficytowo; wpływ całkowity przyniósł w tym czasie 27.372.000 \$, zaś czysty zysk 4.166.000 \$. Obroty ze spółdzielniami były najmniej rentowne, chodziło tu bowiem o duże ilości rozrzuconych, drobnych odbiorców (elektryfikacja wsł), przyczem sieć budowana była ze składek; 38 spółdzielni dało w 1941 r. dochód za ledwie 33.000 \$, wiele zaś miało deficyt.

Wprowadzone po usta'eniu metody wypośredniczenia kosztów stawki za energię były również niższe, niż średnio w Stanach Zj. (por. ust. 1.); w 1941 r. klient T. V. A. płacił przeciętnie 2,06 ct za 1 kWh (w Stanach średnio 3,75 ct) zaś średnie zużycie stałych odbiorców T. V. A. wynosiło 120 kWh na miesiąc i rodzinę (w Stanach w tym roku średnio 84 kWh). Społeczne rezultaty działalności T. V. A. czyniły zadość już w tym czasie postawionym przez Roosevelta wytycznym: dała ona narodową miarę wartości energii i przyczyniła się do jej rozpowszechnienia w interesie podniesienia poziomu życiowego ludności.

E. Opracowanie planistyczne.

1. Metody i środki działania.

Przed powstaniem T. V. A., a nawet jeszcze w 1933 r. na początku ery Roosevelta, opinia publiczna w Stanach Zjednoczonych odnosiła się do planistyki bardzo nieprzychylnie. Kiedy jednak okazało się, że metody gospodarcze i cała filozofia Hoovera nie doprowadziły do żadnych rezultatów, zaczęto znowu interesować się planowaniem, a w związku z tym największym przedsięwzięciem planistycznym w kraju, jakim była rozbudowa dorzecza Tennessee.

Powstanie T. V. A. otworzyło zasadniczo nowy etap w historii planowania przestrzennego. Dotychczas planowanie regionalne było niejako rozwinięciem czy rozszerzeniem planowania miast. Przedsięwzięcie w dolinie Tennessee, jako pierwsze na wielką skalę doświadczenie w tej dziedzinie, ukazało dopiero możliwości planowania regionalnego i doprowadziło do stworzenia nowego typu planistycznego traktowania integralnych jednostek geograficznych. W danym przypadku logicznym terenem operacyjnym było dorzecze rzeki, jako że głównym, przez naturalne warunki miejscowe wyznaczonym zadaniem T. V. A. było usprawnienie gospodarki wodnej.

Zasadniczo działalność T. V. A. polegała, zgodnie z postanowieniem Aktu, na projektowaniu i kontrolowaniu wykonania programu rozbudowy. W miarę jednak postępu prac, w miarę jak budowa o'brzymich zanór, zalewanie wielkich obszarów i „wstrząs wywołany włączeniem w region 2 milionów kW” powodował zmiany w przyrodniczych, ludnościowych i gospodarczych stosunkach w dorzeczu, stała się konieczną planowa ingerencja T. V. A. w różne dziedziny, pozornie odległe od jej właściwych, bezpośrednich zadań. Charakterystycznym jest że gdy ten problem się pojawił, T. V. A. nie posiadała gotowych rozwiązań; plan działania i metody akcji ustalano w miarę jak wyłaniały się sprawy wymagające interwencji. Prawna podstawę do takiego rozszerzenia swej działalności widziało kierownictwo T. V. A. w postanowieniach Aktu określających ostateczny cel tej instytucji jako „podniesienie poziomu życiowego ludności przez zwiększenie społecznych i gospodarczych możliwości na danym obszarze”. W rezultacie całe przedsięwzięcie, wyszło w swym rozwoju daleko nie tylko poza przewidywania, lecz — jak się zda — również i poza zamierzenia tych, którzy je zainicjowali. Ten ciekawy proces samorzutnego, niejako

organicznego rozrostu T. V. A., zilustrują najlepiej przykłady.

Zmiany poziomów wody na zbiornikach powodowały sporadyczne odstawianie obszarów zalanych normalnie wodą, co sprzyjało rozwojowi komarów i groziło epidemią malarii. Celem zwalczania tego niebezpieczeństwa T. V. A. zorganizowała aparat sanitarny, który z wolna objął swą działalnością przyległe do zbiorników, a później dalsze tereny, wsie i miasta. Zasługą służby sanitarnej T. V. A. było podniesienie stosunków zdrowotnych w dorzeczu do poziomu najwyższego bodaj w Stanach Zjednoczonych.

W częstych wypadkach, gdy sytuacja jakiejś osady, czy miasta uległa zmianie, wskutek powstania w jego bliskim sąsiedztwie jeziora zbiornikowego, „przeplanowywano” jego związki z zapleczem i przebudowywano je według nowego schematu funkcjonalnego. Pouczająca jest tu historia miasta Guntersville, znanego centrum handlu zbożowego w Alabamie. Po wybudowaniu w jego pobliżu zbiornika, miasto to znalazło się na wysuniętym w głąb jeziora półwyspie, odcięte od swych dotychczasowych dróg handlowych. Upadek miasta zdawał się być nieunikniony tak dalece, że — zanim T. V. A. wkroczyło z zapobiegawczą akcją — część mieszkańców zdołała je już opuścić. Całkowite przeplanowanie miasta (strefami), założenie portu, magazynów zbożowych, przebudowa połączeń drogowych i kolejowych, założenie parków i zieleńców itd. nie tylko unowocześniło je i asanizowało, lecz przede wszystkim spowodowało przestawienie jego handlu z dróg lądowych na wodne i umożliwiło mu lepszy rozwój, niż uprzednio. Specjalny wydział planowania osiedli w ramach T. V. A. przeplanował w podobny sposób ogółem 20 miast w dorzeczu, dotkniętych zmianami. Gdy w związku z tym pojawiła się konieczność zaprojektowania nowej sieci szlaków komunikacyjnych, przedsięwzięto w całych okręgach budowę nowych szos przystosowanych do zmotoryzowanego ruchu, w miejsce starych dróg „z epoki konia”. Akcja przebudowy osiedli scharmonizowana była z akcją przesiedlania rodzin, a nawet całych wiosek z terenów zalewowych. Każde takie przesiedlenie poprzedzało było skrupulatnym wywiadem co do potrzeb, dezyderatów, kwalifikacji itd. przesiedleńców, którzy dzięki temu „życiowemu” podejściu w większości przypadków zyskiwali w nowych warunkach lepsze możliwości egzystencji, niż je mieli poprzednio. W ramach tej akcji dokonywano również przenoszenia z obszarów zalewowych lub odciętych szkół i cmentarzy, które w nowym położeniu przystosowywano równocześnie do nowoczesnych wymogów.

Przy nowym planowaniu osiedli brano oczywiście pod uwagę nowe warunki wytworzone przez intensywną elektryfikację, projektując i budując piekarnie, mleczarnie, rzeźnie itd., a nawet cegielnie o napędzie wyłącznie elektrycznym. Przy niskich cenach prądu elektryfikowały się szybko gospodarstwa rolne i domowe, akcja rozszerzała się na cały obszar dorzecza, zmierzając rażno ku ostatecznemu celowi: elektryfikacji „do ostatniego kurnika”.

Działalność T. V. A. w zakresie planowania osiedli obejmowała również budowę nowych miast i osiedli, gdy stawało się to konieczne w związku z jej pracami technicznymi. Przykładem takiego „modelowego miasta” jest np. osada przy zbiorniku Norris, zbudowana — ze względów kalkulacyjnych zamiast zwykłego miasta baraków — dla załogi w czasie budowy tej zapory. Miasto stało się powodem ożywionej polemiki w kręgach fachowych. Krytykowano je ostro za „zdradę na żywej tradycji” (The Culture of Cities — L. Mumford, 1938), ale też i wychwalano entuzjastycznie (Gods's Valley — W. Whitman).

Ingerencja T. V. A. w sprawy szkolnictwa na terenach dorzecza datuje się od chwili zapoczątkowania akcji przenoszenia szkół odciętych przez zalewy, a z drugiej strony od czasu, gdy wzgląd na stosunki gospodarczo-wodne zmusił Zwierzchność do zorganizowania szkolenia farmerów w kierunku odpowiedniej uprawy i użytkowania gruntów, w szczególności zerodowanych i zdenurowanych. Wszedłszy w porozumienie z władzami szkolnymi, T. V. A. nie tylko budowała nowe szkoły według nowoczesnych wymogów, lecz również wpływała wydatnie na modernizację systemu nauczania. Kursy dla farmerów były prowadzone pod kątem widzenia wprowadzenia na obszarze dorzecza systemu uprawy, który by zadość uczynił głównemu postulatowi gospodarczo-wodnemu, jakim jest utrzymanie wody w gruncie. Rozwój tych kursów pozostawał w związku z rozszerzeniem się akcji farm doświadczalnych (por. rozdz. C, ust. 4).

Zwiększenie powierzchni wód w regionie w połączeniu ze zmianami w szacie roślinnej spowodowanymi przez zatrawienie i zalesienie nieużytków wywołały z kolei zmiany w faunie regionu. I w tym wypadku Zwierzchność wkroczyła z planową akcją, zapobiegając ewentualnym szkodom w zwierzostanie i popierając jego rozwój według określonych wytycznych. Osiągano ten cel przez zakładanie rezerwatów i wylęgarni ryb, żywienie zwierząt lądowych i ryb itp.; w tym dziale koncentrowała się też akcja walki z komarami sprzężona z pracami sanitarnymi.

Czynnikiem, za pośrednictwem którego Zwierzchność naślniej oddziaływała na stosunki gospodarcze i socjalne w regionie była zorganizowana sieć spółdzielni. Dążąc do ulokowania ogromnych produkowanych przez siebie ilości energii, T. V. A. rozbudowywała systematycznie sieć samowystarczalnych spółdzielni wytwórców. W tym celu utworzono Związek Spółdzielni Doliny Tennessee (Tennessee Valley Associated Cooperatives), którego zadaniem jest popieranie spółdzielczości przez inicjatywę i pomoc organizacyjną i finansową.

Na marginesie tych zasadniczych działań pracy T. V. A. wyłaniały się jeszcze uboczne zagadnienia, które wymagały planowego traktowania, zmuszając Zwierzchność do wnikania w coraz dalsze dziedziny życia w dolinie. Tak np. wobec konieczności ściągania informacji o potrzebach regionu i skutkach przedsięwzięć T. V. A. rozwinęto specjalną służbę reporterską; zadaniem tej służby było początkowo tylko zbieranie faktów, z bie-

giem czasu jednak zaczęła ona odgrywać rolę swego rodzaju rzecznika regionu w stosunku do rządów stanowych, pobudzając je do ingerencji w różnych sprawach, do prowadzenia badań statystycznych we wszelkich dziedzinach itp. Podobnie samorządnie rozwinęła się propagandowo-turystyczna działalność T. V. A. wywołana samym faktem powstania malowniczych łańcuchów jezior w przepięknych okolicach najbliższych łańcuchów górskich (Great Smoky Mountains) wschodnich Stanów USA. Na tym tle również rozwinęło się „planowanie krajobrazu”, polegające na umiejętnym wkomponowaniu wielkich budowli wodnych, osiedli, linii komunikacyjnych itp. w przyrodnicze otoczenie.

Prace planistyczne Zwierzchności zaczęły wreszcie sięgać poza obręb jej właściwego terytorium, jak to miało miejsce np. w przypadku akcji farm doświadczalnych, które pod egdą T. V. A. i w oparciu o jej dostawy nawozów sztucznych rozszerzyła się na 27 stanów USA (por. rozdz. D. ust. 4). Podobnie studia Zwierzchności nad stawkami taryfowymi na drogach wodnych nie pozostały bez wpływu na politykę taryfową rządu w tej dziedzinie; raport T. V. A. do Prezydenta i Kongresu (1937) był bezpośrednią przyczyną uprzywilejowania wywozu surowców ze Stanów południowych oraz gotowych wyrobów ze Stanów północnych, co miało poważny wpływ na rozwój obrotów, zwłaszcza na drogach wodnych o kierunku południkowym.

W ten sposób drogą naturalnej ewolucji działalność T. V. A. objęła praktycznie wszystkie przejawy życiowe w regionie, powodując głębokie przemiany zarówno w przyrodzie dorzecza, jak i w strukturze gospodarczej i społecznej regionu aż do trybu życia i spraw codziennych jego mieszkańców włącznie. Zjawisko to tak dalece rzucało się w oczy, że badacze i obserwatorzy tych przemian, a nawet laicy zwiedzający dolinę, coraz częściej zaczęli dopatrywać się w nim załączków „nowej cywilizacji”.

2. T. V. A. jako zwierzchność regionalna.

Jedną z najbardziej niezwykłych cech całego rozwoju T. V. A. jest jej sytuacja jako urzędu federalnego (zależnego bezpośrednio od rządu centralnego) zorganizowanego na zasadzie geograficznego regionu. Inne organy rządu federalnego w Stanach Zjednoczonych, jak np. Departamentu Skarbu, czy Spraw Wewnętrznych, lub wreszcie Spraw Wojskowych, zorganizowane są według jednostek terytorialnych administracyjnych i mają cele czysto administracyjne. T. V. A., poza tym że działa w ramach jednostki geograficznej, ma nadto bardzo różniczkowane funkcje i cele, nawiązujące do różnych organów urzędowych stanowych i federalnych (sprawy techniczne, żeglowne, sprawy sanitarne, rolnictwo, szkolnictwo itd.). Stanowi ona faktycznie „wielo-funkcyjny organ rządowy z prawnym zakresem ograniczonym do określonego regionu” (C. H. Pritchett), a więc zupełnie nowym w historii nowoczesnych organizacji państwowych. „Po raz pierwszy Prezydent i Kongres potraktowali problem jednego regionu...

jako tkaninę bez szwów, w której nie można zerwać jednego pasma bez naruszenia wszystkich pozostałych”. (D. E. Lilienthal). Jest to więc traktowanie integralne w pełnym sensie tego słowa.

Przeciwnicy idei zwierzchności regionalnej wskazywali przede wszystkim na nieokreślonosc samego pojęcia regionu, które może mieć różne znaczenia choćby w zależności od przyjętego kryterium podziału na regiony, jak np. kultura ludności, geografia, naturalne źródła zasobów, typ kultury rolnej itp. Ponadto wielkość i stopień różniczkowania poszczególnych regionów z natury rzeczy muszą znacznie się różnić, od tych zaś cech zależy stopień względnie możność przewidzenia z góry ilościowej i jakościowej analizy ważnych czynników. Krytykowano wreszcie przyjęcie obszaru dorzecza jako „jednostki funkcjonalnej”. Ukuto przy tym termin „seksjonalizm” (od podziału Aktu T. V. A. na sekcje), które to nowe pojęcie przeciwstawiano regionalizmowi, „który traktuje naród na pierwszym planie, przyjmując kulturę narodową jako ostatecznie decydujący czynnik, podczas gdy seksjonalizm obserwuje najpierw region, a potem dopiero naród” (H. W. Odium).

Twórcy, a zwłaszcza kierownicy T. V. A. wyciągnęli z tych obiekcji jeden przede wszystkim wniosek, że wszystkie one świadczą o istotnej konieczności rozwinięcia nowych zupełnie form rządowej zwierzchności administracyjnej. Potrafili oni ściągnąć w tworzoną przez siebie organizację iscie misjonarskiego ducha i dzięki tej atmosferze gładko pokonywali trudności w miarę jak one się zjawiały, nie ustalając z góry sztywnych programów, do których trzeba by nagiąć rzeczywistość. Na tym tle zrozumiałą stała się względna łatwość z jaką zdołano rozwiązać przede wszystkim niezliczone problemy współdziałania z trzema sektorami rządowym, komunalnym i społecznym.

We współpracy z organami rządowymi główne zagadnienie polegało na umiejętnym uzgadnianiu interesów grup regionalnych i administracji państwowej, przy równoczesnym unikaniu dublowania funkcji przez T. V. A. i te organy na poszczególnych odcinkach. Tak np. w sprawach oświatowych weszła Zwierzchność w porozumienie z władzami szkolnymi; na zasadzie tego porozumienia T. V. A. wyznaczyła swego delegata do spraw szkolnictwa, zaś władze szkolne utworzyły specjalne komitety dla terenów przeplanowanych. Koordynacja wysiłków obu tych czynników doprowadziła do integralnego rozwiązania spraw oświatowych przy zaspokojeniu zarówno potrzeb regionu, jak i wymogów administracji.

Na odcinku samorządowym główną trudność polegała na uzgadnianiu z reguły sprzecznych interesów poszczególnych gmin. I tu również Zwierzchność osiągnęła rozwiązanie zdobywając szybko pozycję superarbitra, głównie dzięki do mistrzostwa rozwiniętej „sztuce opowywania zgromadzeń”, dzięki „sztuce konferowania” i umiejętnego stosowania kompromisu. Były to zatem metody nie mające nic wspólnego z podejściem biurokratycznym.

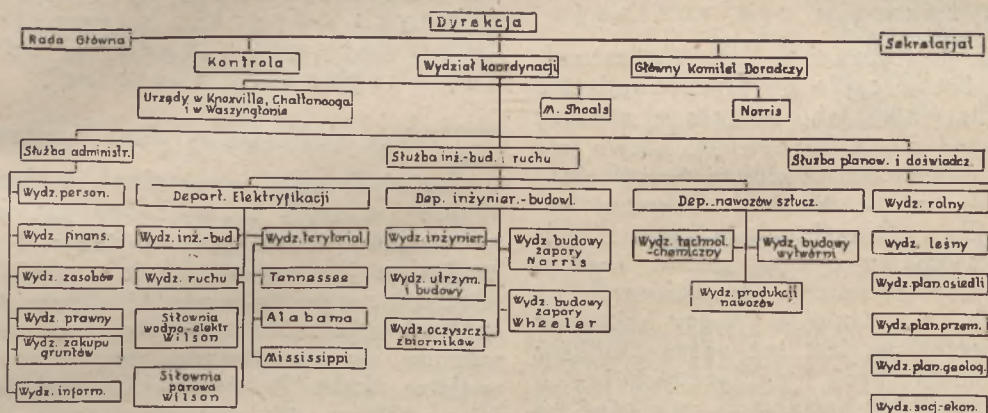
Współpraca z czynnikiem społecznym dokonywała się zarówno za pośrednictwem całej sieci instruktorów (sprawy techniki uprawy

roli, sprawy sanitarne itp.), jako też na terenie wzbudzonego przez T. V. A. ruchu spółdzielczego, a wreszcie w kontakcie z kapitałem prywatnym. Organizowano współdziałanie okręgów (county) w grupach po 3, przez wspólne czytelnice publiczne, lub po 8 okręgów ujętych w nadokręgi zdrowotne. Charakterystyczny jest tu stosunek Zwierzchności do Związku Spółdzielni Doliny Tennessee (TVAC): podtrzymuje się fikcję odrębności obu tych instytucji, choć dyrektorami obu są ci sami ludzie. Formalnie uwalnia to TVAC od wszelkich wydatków administracyjnych, faktycznie zaś świadczy o całkowitym stopniu się ruchu spółdzielczego w regionie z T. V. A. Niemniej pomyslnie kształtowała się współpraca Zwierzchności z przedsiębiorstwami prywatnymi; cały szereg zadań T. V. A. wykonany został przy umiejętnym wykorzystaniu inicjatywy prywatnej.

Dzięki temu wszechstronnemu współdziałaniu obejmującemu wszystkie aktywne czynniki regionu, dzięki metodom pracy dyktowanym bezpośrednio celowością działania, a nie liczącym się z biurokratycznym szablonem, T. V. A. doprowadziła

Jak wynika z dotychczasowych uwag, organizacja T. V. A. nie została z góry narzucona przez kierownictwo, lecz formowana była ewolucyjnie pod ciśnieniem narastających w miarę rozbudowy dorzecza praktycznych konieczności. W wyniku tych procesów powstała organizacja tak dalece zdecentralizowana, że jej najniższe komórki terenowe, jak ośrodki planowania, komisje ekspertów itp. przenikały się niejako z organami rządowymi, samorządowymi i grupami społecznymi działającymi w zakresie elektryfikacji, żeglugi, rolnictwa, szkolnictwa, zdrowotności publicznej itd.

Podobnie i schemat organizacyjny kierownictwa nie był sztywny, lecz przystosowywał się do zmiennych warunków. Tak np. miał on postać zupełnie inną w okresie, gdy w toku była budowa wielkich zbiorników i gdy w administracji przeważały momenty techniczne (rys. 3), zupełnie zaś inną w późniejszej fazie prac T. V. A., gdy po ukończeniu zasadniczych robót wodnych, na pierwszy plan zaczęły się wybić motywy gospodarcze (eksploatacja stworzonego systemu) i ogólnoadministracyjne, dyktowane przez nowe



Rys. 3. Schemat organizacyjny T.V.A. z września 1934 r.

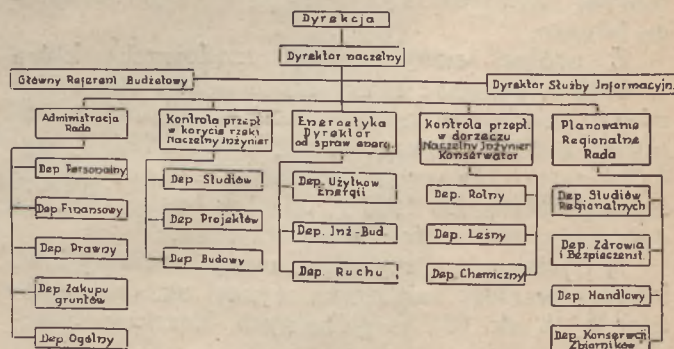
do powstania na obszarze regionu nowego typu gospodarki, dalekiego zarówno od etatystycznych i socjalistycznych, jak i kapitalistycznych wzorów. Główną cechą tej nowej dynamicznej gospodarki, która czeka dopiero na swą nazwę, jest to, że naczelną jej dewizą jest interes ogółu, najważniejszym zaś, być może, efektem to, że doprowadziła do przemiany samego człowieka.

3. Administracja.

Sprawa administracji zorganizowanej przez T. V. A. stanowi bardzo obszerne zagadnienie, które stało się przedmiotem specjalnych studiów, mających dziś za sobą wcale pokątną literaturę. Na tym miejscu ograniczyć się wypada do ogólnej tylko charakterystyki.

Zgodnie z Aktem Zwierzchność podlega bezpośrednio Prezydentowi Stanów Zjednoczonych i odpowiedzialna jest wyłącznie przed Kongresem. Działa ona na zasadzie dyrektyw otrzymywanych od władz centralnych, ale posiada całkowitą autonomię nie tylko w zakresie wykonywania zaprojektowanego przez siebie a uchwalonego przez Kongres programu, lecz również w zakresie ustalania swych wewnętrznych form organizacyjnych.

wymogi przeplanowanego regionu (rys. 4). Jak widać z tych schematów, wcześniejszy z nich zbudowany był według podziału zarówno funkcyjnego, jak i terytorialnego, podczas gdy w drugim, odpowiadającym fazie późniejszej, zastosowano



Rys. 4. Schemat organizacyjny T.V.A. z sierpnia 1941 r.

wyłącznie podział według funkcji, co zresztą tłumaczy się logicznie charakterem zadań Zwierzchności w obu tych okresach.

Jeśli wreszcie chodzi o metody pracy poszczególnych wydziałów i biur w ramach kierownictwa,

to dostosowywały się one elastycznie do wymogów danego zakresu zadań. W ogólności kompetencje różnych jednostek organizacyjnych nie były pojmowane zbyt rygorystycznie. Tak np. istniała rada planowania i departament studiów, ale nazwy te niezupełnie odpowiadały czynnościom tych jednostek. Poszczególne wydziały pracowały tak autonomicznie, że faktycznie każdy z nich mógł brać udział w planowaniu, formułowaniu i wykonywaniu tego samego projektu.

Powyższe metody tak dalece odbiegają od uznanych zasad organizacji (np. ostry podział kompetencji i odpowiedzialności), że na pierwszy rzut oka budzą wątpliwości co do swej skuteczności, osiągnięte jednak przez T. V. A. wyniki świadczą najlepiej, że były one celowe, a w danych warunkach być może, jedynie właściwe. W każdym razie, jak to już podkreślano, T. V. A. okazała się jednym właściwym instrumentem do przeprowadzania zadań, których ani inicjatywa prywatna, ani też państwo przez swe biurokratyczne organy pokonać by nie mogły.

4. Bilans rozwoju regionalnego.

Zbilansowanie działalności T. V. A. nie jest rzeczą prostą, ani też w ogóle do przeprowadzenia w sensie buchalteryjnym, jako że całe jej zakresy wymykają się spod ujęcia liczbowego. Łatwo jest ustalić stopień rentowności produkcji energii, która jest samowystarczalna. Ale jak oszacować korzyści płynące dla regionu i całego kraju z uruchomienia 1000-kilometrowej drogi wodnej, z uchylenia raz na zawsze zniszczeń powodziowych na całych obszarach, z użyczenia tysięcy hektarów nieużytków? Niemowlęta jest też ocena skutków gospodarczych, społecznych i politycznych takich „deficytowych” akcji, jak kształcenie rolników na tysiącach farm eksperymentalnych, lub podniesienie potencjału przemysłowego państwa przez rozbudowę przemysłu na bazie „białego węgla”, lub wreszcie obronności kraju przez produkcję aluminium do budowy samolotów, czy też materiałów wybuchowych. To też cyfry wydatków, które jedynie zacytować można z pełną ścisłością, dają tylko wyobrażenie o wkładach nie ilustrują natomiast dostatecznie czynnej strony tego wielkiego bilansu.

Z ogólnej sumy dotacji rządowych, które w 1945 r. osiągnąć miały nieco ponad 800 milionów \$ największe kwoty pochłonęła kontrola odpływu, żegluga i energetyka. Z końcem 1941 r. wydatki na te cele wynosiły prawie 95% ogólnej sumy wydatków. Do 1945 r. odsetek ten wzrósł. Za ową sumę 800 milionów \$ otrzymano:

1) System energetyczny o mocy 2 miliony kW, którego wartość książkowa wynosi ok. 525 milionów \$, tj. ok. 65,3% globalnych kosztów inwestycji¹⁾.

2) Droga wodna dla statków ok. 750 t, o długości 1040 km; wartość jej wynosi ok. 175 milionów \$, tj. ok. 20% sumy inwestycji.

¹⁾ Cyfry szacunkowe, gdyż dla 1945 r., w którym zakończona została rozbudowa dorzecza, brak danych w dostępnej literaturze.

3) Urządzenia zapewniające pełną ochronę przeciwpowodziową i melioracje podstawowe, o wartości ok. 100 milionów \$, tj. ok. 12%.

4) Przemysł fosfatowy, którego wartość sięgnie do ok. 15 milionów \$. W 1941 r. doświadczenia, produkcja i demonstracje kosztowały ok. 2,25 miliona \$; sprzedano $\frac{3}{4}$ produkcji za 2 miliony \$, zaś między farmy pokazowe rozproszono bezpłatnie nawozów za 1 milion \$.

Wydatkowano wreszcie mniejsze sumy na liczne akcje pomocnicze.

Jeśli chodzi o wydatki bieżące, to poza działem energetycznym, który przynosi dochody, sągają one ok. 10 milionów \$ rocznie.

Tak się przedstawia strona finansowa przedsięwzięcia w dolinie Tennessee. W kategoriach tych nie mieści się najważniejsza ze stanowiska państwowego korzyść: uaktywnienie gospodarcze i kulturalne zaniedbanych obszarów w centrum kraju, wzbudzenie i uruchomienie nowych sił ekonomicznych, co w wysiłku wojennym Stanów Zjednoczonych odegrało niepoślednią rolę i odgrywa ją nadal w ich aktualnej ekspansji światowej.

F. Dalsze zamierzenia, plany i sugestie.

Doświadczenia, poczynione w dorzeczu Tennessee nie mogły pozostać bez wpływu zarówno na poglądy teoretyczne w zakresie planowania geograficznych regionów, jak i na politykę rządu w dziedzinie wielkich robót publicznych. Przeznaczeniem tego udanego eksperymentu było stać się wzorem dla podobnych zamierzeń na jeszcze większą skalę. Przewidział to zresztą Roosevelt już w 1933 r., gdy w swym orędziu do Kongresu w sprawie rozbudowy Tennessee mówił: „Jeśli osiągniemy tu powodzenie, to będziemy mogli rozpocząć krok za krokiem w podobny sposób aktywizację innych wielkich naturalnych jednostek terytorialnych wewnątrz naszych granic”.

Zanim też roboty w dolinie Tennessee zostały doprowadzone do końca, już uchwalony został Akt o rozbudowie dorzecza Missouri. Trudno tu wchodzić w szczegóły tego iście gigantycznego przedsięwzięcia, interesującym będzie jednak zacytować kilka cyfr ilustrujących jego rozmiary w porównaniu z rozbudową Tennessee. Powierzchnia dorzecza Missouri wynosi ok. 1.300.000 km², jest ono zatem ok. 13 razy większe od dorzecza Tennessee i ok. 4-krotnie większe od powierzchni naszego kraju. Rzeka Tennessee i jej dopływy oprowadzone zostały przy pomocy 29 zbiorników, w dorzeczu Missouri projektu się budowę 105 zbiorników, pięć z tych zbiorników ma posiadać wyjątkowo dużą pojemność. Całkowita pojemność zbiorników Tennessee wynosi ok. 20 miliardów m³, na 1 km² dorzecza przypada więc ok. 200 l zmagazynowanej wody; w dorzeczu Missouri akumulować będzie można w zbiornikach ok. 60 miliardów wody, a więc ok. 46 litrów na 1 km².

Jak widać z tego projektu dla uzyskania całkowitej kontroli nad zjawiskami odpływu w większym dorzeczu przewiduje się zmagazynowanie

mniej szej srodekowo iloŝci wody, co si ę tuma-
czy przede wszystkim mniejszym procentowo
udzia em w ca o ŝci zlewni g 6rzych teren 6w
o obfitych opadach i duzym sp 6czynniku odpły-
wu. Koszt rozbudowy dorzecza Missouri wynieŝ
ma ok. 1,5 miliarda \$ (wg danych z 1946 r. — cy-
fra, jak si ę zda je zbyt skromnie obliczona), zaŝ
ca o ŝ rob 6t ma by ę uko 6czona w 1960 r.

Przed kilku miesi 6cami wreszcie, jak donio-
sła prasa codzienna, przed o ŝony zosta ł Kongre-
sowi bill o rozbudowie dorzecza Mississippi.
Szczeg 6ły projektu nie s ę jeszcze znane (w do-
st 6pnych ŝr 6d tach w Polsce), jak mo ŝna jednak
przypuszcza ę postawienie gospodarki wodnej w
ca łym dorzeczu na poziomie takim, jak w dolinie
Tennessee, wymaga ę zmagazynowania da-
lszych ok. 75 — 85 milion 6w m³ wody. Powierzch-
nia zlewni Mississippi wynosi bowiem ok. 3,1 mi-
liona km², zaŝ po odliczeniu dorzeczy Missouri
i Tennessee, jako ju ŝ opracowanych, wzgl 6dnie
w trakcie rozbudowy, pozosta nie jeszcze ok. 1,7
milion km². O ileby prace w dorzeczu Mississippi
zosta ły uruchomione, to w okresie do 1960 r. by-
łyby w toku roboty wodne r 6wnoczeŝnie na ob-
szarach ok. 3 milion 6w km². Cyfry te daj ę wyo-
bra ŝenie o rozmiarach tego, po wszystkie czasy
najwi 6kszego dzieła in ŝynierskiego.

Na tym jednak nie zatrzyma ł si ę rozmach ame-
rykański e, techniki, jak niemniej i kapitału poszu-
kuj 6cego mo ŝliwoŝci korzystnej lokaty. Zacz 6to
wykracza ę z projektami poza granice Stan 6w
Zjednoczonych i przede wszystkim zwr 6cono uwa-
g ę na Ameryk ę Południow 6, naturalny teren
ekspansji USA oraz na na p 6t 6niejszy strumie 6n
tego kontynentu Amazonk ę. Wst 6pne studia nad
rozbudow 6 i mo ŝliwoŝciami eksploatacji tej naj-
wi 6kszej rzeki ŝwiata (zlewnia 6,5 miliona km²),
s ę ju ŝ w toku. Podobnie zainteresowano si ę naj-
wi 6ksz 6 arteri 6 chi 6nsk 6 Jang-Tse-Kiang. Proble-
my gospodarcze, a w nast 6pstwie i techniczne, s ę
w obu wypadkach zupe łnie r 6zne, jeŝli si ę

uwzgl 6dni, ŝe dorzecze Amazonki obe m uje pra-
wie niezamieszka łe pustkowia, podczas gdy obsza-
ry nad Jang-Tse-Kiang nale ŝ 6 do na g 6ŝcie, za-
ludnionych na kuli ziemskiej.

Dla Europejczyka jednak najciekawsze s 6
amerykańskie koncepcje planistyczne dotycz 6ce
naszego kontynentu. Amerykańscy planiŝci zwr 6-
ci li przede wszystkim uwag ę na Dunaj, drug 6 z
rz 6du pod wzgl 6dem wielkoŝci dorzecza (817.000



Rys. 5. Droga wodna Odra—Dunaj na tle region 6w
zacofanych gospodarczo.

km²) rzek ę Europy, kt 6rej gospodarczo-wodne roz-
pracowanie uwa ŝaj 6 za najbardziej piek 6ce. Za o-
ŝeniem jest tu, ŝe le ŝ 6ce w dorzeczu Dunaju, na bar-
dziej zacofane w rozwoju gospodarczym kraje
Europy (rys. 5), musz 6 by ę zaktywizowane w in-
teresie ju ŝ nie tylko w łasnym, ale bli ŝszego i da-
lszego otoczenia. Z jednej bowiem strony niŝki po-



Rys. 6. Obszar Zarz 6du Doliny Tennessee na tle
terytorium Rzeczypospolitej Polskiej.

ziom kultury materialnej i nędza są głębszą przyczyną fermentów w tych krajach („kocioł Bałkański”), z drugiej zaś strony państwa te są potencjalnym łupem potężnych sąsiadów. Brak równowagi politycznej prowadzi do konfliktów międzynarodowych, rozszerzających się łatwo na inne kontynenty, zwłaszcza, że Europa wciąż jeszcze dźwierży ideowo-kulturalną hegemonię nad światem. W ten sposób zagadnienie rozbudowy dorzecza Dunaju wiąże się ściśle ze sprawą pokoju światowego. Plany tej rozbudowy przewidują przede wszystkim budowę siłowni wodno-elektrycznych, a w szczególności największej z nich w rejonie katarakt Żelaznej Bramy (km 930 — 1016 od morza), które miałyby zaopatrywać w prąd Jugosławię, Rumunię, Bułgarię i Węgry. Ten system elektryfikacyjny, uzupełniony potężnym zakładem wodno-elektrycznym na wodospadach Edessy (na dopływie Warderu w północnej Grecji), obłączy całą południowo-wschodnią Europę. Podobnie jak na Tennessee zapewniona miała być pełna ochrona przeciwpowodziowa i przeprowadzone melioracje dla uzyskania nowych obszarów gruntów uprawnych. Wreszcie usprawniona była by żeglowność samego Dunaju

i jego dopływów, i rozbudowana sieć dróg wodnych, ze szczególnym uwzględnieniem wielkich arterii transkontynentalnych, łączących te rolnicze obszary z przemysłowym północno-zachodem Środkowej Europy (Dunaj—Odra i Dunaj—Menn—Ren).

Przeprowadzając dość bezkrytycznie analogię do stosunków w dolinie Tennessee, autorzy tych projektów planują utworzenie Zwierzchności Doliny Dunaju (Danube Valley Authority, skrót D. V. A.), której koncepcje, o podobnym zakresie jak T. V. A., rozciągałyby się na suwerenne obszary państw basenu dunajskiego. Koncepcja ta, opierając się na uproszczonych założeniach, nie uwzględnia oczywiście zasadniczych różnic jakie zachodzą między dorzeczami Dunaju a Tennessee pod względem ich struktury politycznej, gospodarczej i ludnościowej.

Niemniej projekt ten i jemu podobne świadczą o olbrzymim zasięgu idei palowania gospodarczo-wodnego w na odleglejsze dziedziny życia i społecznego współżycia ludzi. Nowa ta wiedza i gigantyczne dzieła z niej zrodzone, to niewątpliwie potężne czynniki podniesienia powszechnego dobrobytu i pokojowej współpracy narodów.

INŻ. ZYGMUNT SOCHOŃ

Woda wegetacyjna i jej poziom w korycie regulacyjnym

Przy regulacji stosunków wodnych w dolinie rzecznej dla potrzeb rolniczych jako zasadę przyjmujemy, żeby poziom wody normalnej (Q_2) znalazł się na odpowiedniej głębokości pod powierzchnią terenu, która warunkowałaby uzyskanie możliwie najlepszego efektu gospodarczego w przeciętnym roku hydrologicznym. Przy wyborze tej głębokości kierujemy się najczęściej intuicją, opartą na praktyce, na znajomości terenu, stosunków hydrologicznych, rodzaju gleb, roślinności i potrzeb gospodarczych.

Zachodzi tu pytanie, czy rzeczywiście woda normalna (a więc i jej poziom w ciekach) — wg dotychczasowego jej pojmowania w naszej hydrologii — jest wodą charakterystyczną z punktu widzenia potrzeb rolniczych, a ściślej biorąc, czy jest ona charakterystyczną dla okresu intensywnej wegetacji roślinności, bytującej w naturalnych warunkach, względnie przewidywanej w przyszłości?

Pojęcie wody normalnej, jako charakterystycznej dla okresu wegetacji roślinnej, moim zdaniem trafiło do melioracji drogą przypadku. Regulacja rzek mniejszych wzoruje się na regulacji rzek większych, żeglownych, gdzie woda normalna w większości wypadków była podstawą do ustalenia rozmiarów koryta ze względu na jego stałość oraz możliwości żeglowne i wypośredkowywana była na podstawie stanu, który w okresie żeglownym najczęściej się powtarzał, względnie który (na podstawie doświadczenia) trwał wraz z wyższymi stanami przez 210 dni (Wisła i dopływy) w okresie żeglugu (od I III do 30 XI).

Stan ten a więc i przepływ jest do pewnego stopnia charakterystycznym dla okresu wegetacji i możliwe, że dla pewnych dorzeczy odpowiada on warunkom stawianym przez rolnictwo.

Roślinność bytująca na glebie rozwija się m. in. w zależności od ilości wody w glebie, a ta znowu zależy w zasadzie od położenia zwierciadła wody pod powierzchnią gruntu. Położenie zwierciadła wody gruntowej uzależnione jest od stanów wody w cieku w okresie wegetacji a szczególnie w okresie intensywnej wegetacji. Stany wody w cieku są jednak zmienne i w zależności od tych zmian kształtują się procesy glebotwórcze oraz rozwija się ta czy inna roślinność.

Niewątpliwie w różnych stadiach rozwoju roślinności, szczególnie w okresie intensywnej wegetacji, zapotrzebowanie wody przez roślinę jest różne, a więc i położenie na korzystniejsze — „optymalnego” — stanu wody w cieku powinno być różne w tym okresie.

W warunkach naturalnych nie można sobie wyobrazić, żeby stosunki hydrologiczne układały się zgodnie z zapotrzebowaniem wody przez roślinność. Obserwuje się wręcz odwrotne zjawisko, że roślinność dostosowuje się do warunków wodnych w danym miejscu. Te czy inne gatunki roślin, względnie ich zespoły, są niejako wypadkową działania różnych czynników m. in. i czynnika wodnego, zmiennego w czasie, jako jednego z podstawowych w tworzeniu i ciągłym przetwarzaniu środowiska bytowania roślinności.

Zależnie od rozpiętości zmian tego czynnika i rozkładu tych zmian w czasie, w okresie wegetacji, będziemy mieli odpowiednie zbiory z łąki, na danej glebie.

Przy rozwiązywaniu zagadnienia regulacji stosunków wodnych w dolinie rzecznej będziemy starali się w sposób sztuczny, przy pomocy urządzeń wodno-melioracyjnych, tak zmieniać położenia zwierciadła wody w okresie wegetacji, żeby na da-

nej glebie, przy istniejącej lub przewidywanej roślinności, uzyskać maksymalny efekt gospodarczy — a więc możliwie jak największy i jakościowo wartościowy zbiór, bez miszczenia struktury gleby względnie jej ubożenia.

Jednocześnie rozbudowa urządzeń wodnych winna być możliwie najmniej kosztowna. W pierwszym etapie projektowania tych urządzeń, jak np. regulacji rzek, głównych cieków w dolinie, postawić musimy sobie za cel także zaprojektowanie systemu urządzeń melioracyjnych i takiego położenia zw. wody charakterystycznej dla okresu wegetacji pod powierzchnią terenu, żeby przy istniejących zmianach przepływów w tym okresie zaistniały korzystne dla roślinności poziomy wod w ciekach i w gruncie, żeby uzyskać maksymalny w danych warunkach efekt rolniczy i bez potrzeby stosowania zabiegów gospodarki rolnej wykorzystać w pierwszym rzędzie naturalne możliwości gleby, łąki i wody w rozpatrywanym obszarze.

W tym celu trzeba wypośrodkować przepływ charakterystyczny dla okresu intensywnej wegetacji i ustalić położenie i zw. w. tego przepływu pod terenem — na korzystniejsze dla istniejącej względnie przewidywanej roślinności na glebach znajdujących się w dolinie. Wymaga to przeprowadzenia badań glebowych, łąkowych i hydrologicznych na zainteresowanym obiekcie, gdyż wnioski z tych badań pozwolą na racjonalne wykorzystanie naturalnych warunków glebowych, roślinnych i hydrologicznych, poprzez zastosowanie odpowiednich rozwiązań technicznych.

W jaki sposób można wyznaczyć objętość charakterystycznego przepływu dla okresu intensywnej wegetacji? Jako przykład podam rozwiązanie zastosowane przy opracowaniu projektu regulacji rzeki Narwi, na odcinku od ujścia Biebrzy do ujścia Supraśli. W projekcie zostały uwzględnione potrzeby rolnictwa, żeglugi i spławu.

Dolina Narwi na tym odcinku ma powierzchnię ca 8.000 ha łąk przeważnie torfowych (ca 80%) i szerokość jej dochodzi do 5 km.

Przeprowadzone badania glebowe i łąkowe dały podstawę do określenia rodzajów gleb i typów łąk oraz ich zasięgu. Zasięgi gleb i typów łąk mniej więcej pokrywały się ze sobą. Okazało się, że najkorzystniejszym w tych warunkach z punktu widzenia gospodarczego naturalnym typem łąki jest łąka wiechlinowa na glebie mułowej. Wśród roślinności przeważał aspekt wiechlinowy z domieszką mozgi trzcinowatej, metlicy białej i różnych gatunków turzyc. Najlepsza łąka dawała przeciętne zbiory ca 60 q z ha siana w dwóch pokosach.

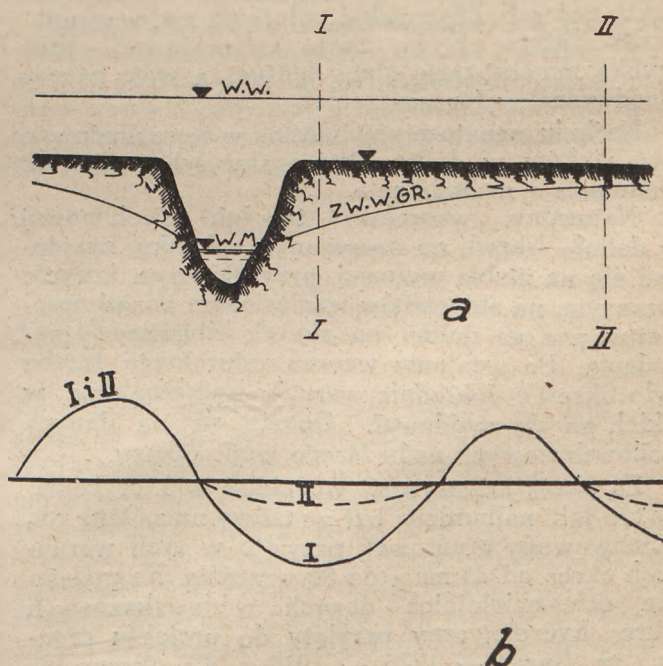
Podpatrzenie warunków, w jakich ten typ powstaje, może dać wskazówki, w którym kierunku winna pójść gospodarka wodna, zmodyfikowana i kierowana ręką ludzką, przy wykorzystaniu przede wszystkim zasobów naturalnych i możliwości terenowych i gospodarczych. Ten typ łąki znajduje się na glebach mułowych względnie mułowo-torfowych, położonych w sąsiedztwie głównego koryta lub jego bocznych ramion (t. zw. obrzeczaków). Gleby te podlegały zalewom i zamulanu zawiesinami mineralnymi a przede wszystkim organicznymi (obumarła, częściowo rozłożona roślinność zmyta z powierzchni łąk i niesiona przez wodę w

korycie rzeczonym) oraz silnym wahaniami poziomów wody gruntowej przy zmiennych poziomach zw. w. w korycie rzeczonym — a więc silnemu napowietrzaniu gleby. Takie położenie sprzyjało procesom naturalnego nawarstwiania gleby wskutek zamulenia, połączonych ze spalaniem się nagromadzone próchnicy i postępującą w danym wypadku korzystną mineralizacją gleby.

Gleby mułowe, mułowo-torfowe względnie torfowo-mułowe przeważały w dolinie. Kształtowały się one w granicach zasięgu rokrocznych zalewów wiosennych i były stosunkowo najżyźniejszymi glebami. Jednakże warunki hydrologiczne były różne w różnych miejscach doliny. Wpływało to na typy łąk, przy czym stwierdzono, że im trudniejsze były warunki naturalnego odwodnienia, t. zn. im mniejsze były wahania poziomów wody gruntowej, tym mniej wartościowe pod względem jakościowym i ilościowym uzyskiwano zbiory siana, tym uboższa była łąka, tym mniej żyzna była gleba. Te typy łąk spotykamy w obszarze dalej położonym od koryta rzecznego, względnie jego bocznych ramion.

Przy opadaniu poziomów wody koryto rzeczne i boczne „obrzeczki” pracują jako naturalne ciekły odwadniające, które umożliwiają stosunkowo łatwe i szybkie odprowadzenie nadmiaru wody powierzchniowej i gruntowej niejednokrotnie z najbardziej odległych zakątków doliny. I odwrotnie, z chwilą wylania się wody z brzegów na większą ilość zawieszin niesioną przez wodę zostaje w sąsiedztwie cieku.

System naturalnych cieków w zakresie gospodarki wodnej umożliwia wymianę wody powierzchniowej i gruntowej. Przy tym zwiększa się rozpiętość wahań poziomów wody w ich obrębie.



Rys. 1.

Rysunki przedstawiają poglądowo tę zmienność. Na rys. 1a przedstawiony jest przekrój terenu prostopadły do kierunku cieku ze zwierciadłem wody w okresie zalewów (w. w.) i w okresie niskich stanów (I i II).

nów (w. m.) oraz zwierciadłem wody gruntowej (zw. w. gr.).

Jeżeli byśmy badali zmiany poziomów wody w dwóch pionach I — I — przy cieku i II — II — w pewne, odległości od niego w terenie poziomym, to w okresie rocznym wahania te wyrażą się krzywymi przedstawionymi na rys. 1b, odniesionymi do poziomu terenu. Krzywe wahań poziomu wód ponad terenem w obu pionach się pokrywają, natomiast w gruncie będą różne. I tak krzywa wahań poziomów wody w gruncie w pionie II — II wykazuje mniejsze odchylenie od poziomu terenu, niż krzywa w pionie I — I.

W warunkach naturalnych, w glebach błotnych o nadmiernym uwilgotnieniu, większe wahania poziomów wody gruntowej są zjawiskiem korzystnym, bowiem przyczyniają się do przewietrzenia gleby, wzmożenia procesów oksydacyjnych, do wciągnięcia powietrza do warstwy korzeniowej roślin przy opadających poziomach wody i do wypierania gazowych produktów rozkładu materii organicznej w glebie błotnej przy podnoszeniu się stanu wody.

Badania glebowe i łąkowe w połączeniu z analizą zjawisk hydrologicznych doprowadziły do wniosku, że gdybyśmy w sposób sztuczny przy pomocy technicznych zabiegów zwiększyli w całej dolnej rozpiętość wahań poziomów wód gruntowych z zachowaniem zalewów, względnie stworzeniem zalewów na partiach doliny o glebach torfowych dotychczas niezalewanych, — stworzylibyśmy korzystniejsze warunki do kształtowania się gleb błotnych i do rozwoju pożądanych przez gospodarkę łąkową zespołów roślinnych. Oczywiście, obniżenie poziomów wód gruntowych musi być dostosowane do warunków naturalnych glebowych, łąkowych, hydrologicznych i gospodarczych potrzeb. Zbyt niskie położenie zw. w. grunt., przez dłuższe okresy, może spowodować zbyt szybką mineralizację gleby błotnej, a więc proces nieodwracalny (przesuszenie).

Naśladując naturę powinniśmy więc rozbudować sieć cieków w dolinie, które służyłyby dla odwodnienia i nawodnienia.

Naturalny, „wzorcowy” typ łąki wiechlinowej w dolinie Narwi, na omawianym odcinku, znajdował się na glebie mułowej, przy głównym korycie rzeczonym, na stanowisku wzniesionym ponad przeciętny poziom doliny na skutek silniejszego namulania. Po ustaleniu wzorca naturalnego trzeba było określić dokładnie warunki hydrologiczne, w jakich on się znajdował. Oparto się na danych wodowskazowych najbliższego wodowskazu.

Za okres intensywnej wegetacji, w którym dany typ łąki najbardziej był wrażliwy na zmiany poziomów wody gruntowej, przyjęto w tych warunkach okres od 15 maja do 30 września. Na podstawie dziesięcioletnich danych wodowskazowych (okres hydrologiczny przyjęty do projektu regulacji rz. Narwi — 1925 — 1934 r. dla okresu intensywnej wegetacji) wyznaczono w przecięciu rocznym krzywą czasów trwania stanów wód. Cel był taki, żeby znaleźć stan najczęściej się powtarzający w tym okresie i stan ten przyjąć jako podstawowy i decydujący o położeniu zw. wody wegetacyjnej pod poziomem terenu z punktu widze-

nia potrzeb rolniczych. Wyznaczona krzywa czasów trwania stanów w okresie intensywnej wegetacji miała jednak dwa maksima. Jedno maksimum znajdowało się około średniego rocznego stanu, drugie zaś około średniego niskiego stanu. Przyjęcie jednego z nich jako stanu optymalnego wegetacji nie było wskazanym z następujących względów.

Na górne maksimum miały wpływ stosunkowo długo trwające wysokie stany w. w. letniej, zdarzające się najczęściej po sianokosach oraz opóźnione stany w. w. wiosennej. Na dolne maksimum miały wpływ niskie stany w okresie sianokosów w drugiej połowie czerwca oraz w końcu września. I dlatego uzględniając okres silnego rozrostu roślinności i jego kwitnięcia, wyśrodkowano stan optymalny wegetacji pomiędzy średnim stanem rocznym a stanem wody normalnej. Ten ostatni stan (W. N.) znaleziono z krzywej sum czasów trwania stanów w przecięciu rocznym, jako stan trwający wraz z wyższymi przez 195 dni w okresie żeglugi, od 16 marca do 30 listopada (rzeka wolna od pokrywy lodowej — 260 dni).

Poziom wody odpowiadający zalezonemu w powyższy sposób stanowi optymalnemu wegetacji w miejscu wzorcowej naturalnej łąki wiechlinowej znajdował się w korycie rzeczonym na głębokości około 1 m pod powierzchnią terenu.

Stan ten i odpowiadająca mu wg krzywej konsumpcyjnej objętość przepływu wody wegetacyjnej (Q_w) były miarodajnymi do wyznaczenia głębokości systemu odwadniającego i regulacyjnego koryta rz. Narwi z punktu widzenia potrzeb rolniczych.

Ponieważ w dolinie Narwi, na rozpatrywanym odcinku, przeważały gleby mułowe względnie ich odmiany, a wśród roślinności znajdowały się gatunki traw, jakie były na łące wzorcowej, na podstawie studiów glebowych, łąkowych i hydrologicznych doszło się do wniosku, że przez odpowiednią zmianę dotychczasowych warunków hydrologicznych można wpłynąć na zmianę procesów glebowych w kierunku stworzenia jak na szerszego zasięgu typu łąki wzorcowej (wiechlinowej) bez specjalnych zabiegów gospodarczych.

Jeśli więc rozbudujemy sieć wodną w dolinie rz. Narwi w ten sposób, żeby na glebach mułowych, względnie ich odmianach, stworzyć warunki wodne takie, w jakich była łąka wzorcowa w stanie naturalnym, należy się spodziewać rozszerzenia zasięgu typu łąki wiechlinowej w dolinie, w obszarze gleb o podobnym charakterze i o roślinności, wśród której znajdowały się gatunki traw (choć i w nieznacznej ilości), charakterystyczne dla łąki wzorcowej. Jednocześnie trzeba przy pomocy urządzeń melioracyjnych spowodować zmienność poziomów wody gruntowej w okresie wegetacyjnym oraz zalewy wiosenne jako czynnik nawożący.

Dla różnych gleb torfowych zostały w podobny sposób wyznaczone pożądane przeciętne głębokości poziomów wody pod terenem w okresie intensywnej wegetacji.

Na planach sytuacyjno-niwelacyjnych doliny z wyznaczonymi zasięgami gleb i typów łąkowych można było zaprojektować sieć odwadniającą do-

linę do poziomu pożądanego. Poziomy zwierciadła wody wegetacyjnej koryta regulacyjnego (pożądane), u wylotu głównych rowów, naniesione zostały na przekrój podłużny koryta w celu wypośredkowania, przy ustalonym spadzie podłużnym (niwelety dna) koryta, położenia poziomu zwierciadła w. weg. w regulacyjnym korycie rzecznym.

Funkty tych wylotów oczywiście nie znalazły się w jednej linii wzdłuż przekroju podłużnego. W wielu wypadkach trzeba było zmienić kierunki głównych kanałów oraz miejsca ich wylotów, ażeby zbliżyć się z poziomem wylotu do przeciętnej głębokości pod terenem innych wylotów. Chodziło tu o to, żeby możliwie uniknąć zbyt głębokiego, względnie zbyt płytkiego, położenia zw. w. wegetacyjnej w korycie rzecznym i w kanałach głównych ze względu na możliwość przesuszenia, względnie nieodpowiedniego osuszenia gruntów nad rzeką i w zasięgu głównych kanałów. Przy wypośredkowaniu położenia zw. w. w przekroju podłużnym projektowanego koryta regulacyjnego, brano również pod uwagę wielkość obszaru obsługiwanego przez dany kanał oraz znaczenie i możliwości gospodarcze tego obszaru.

Po ustaleniu lustra wody wegetacyjnej, w przekroju podłużnym koryta, odliczono w dół głębokości tej wody w korycie regulacyjnym (o ustalonym przekroju poprzecznym) i otrzymano w ten sposób niweletę dna projektowanego. Od niej odmierzano głębokości wody małej, normalnej, średniej rocznej i w. w. letniej. Lustro wody wegetacyjnej — jak już wspomnieliśmy wyżej — znalazło się między lustrem wody średniej rocznej i normalnej.

W ten sposób wykonano projekt zasadniczej konstrukcji, na której się oprze cała gospodarka wodna w dolinie. Przewidziano rozbudowę jazów piętrzących, które obsługiwały system nawadniający nie tylko w okresie niskich stanów letnich ale i podczas wysokich stanów wiosennych i jesennych dla rozszerzenia zasięgu zalewów użytkowa-

nych na torfy niskie słabo- względnie niezamulone i przejściowe, które znajdują się na skrajach doliny.

Podaliśmy tutaj przykładowo, w jaki sposób można ustalić w pewnych warunkach objętość wody wegetacyjnej (w danym wypadku dla okresu intensywnej wegetacji) i pożądaną pozycję lustra tej wody w cieku projektowanym, z punktu widzenia potrzeb rolniczych. Oparto się tutaj na istniejącym w naturze wzorcowym typie łąki wiechlnowej, korzystnej z punktu widzenia gospodarczego w tamtych warunkach, przy założeniu, żeby sama rzeka i system melioracyjnych urządzeń — możliwie prosty i niekosztowny — zmodyfikowały istniejącą gospodarkę wodną w kierunku przez nas pożądanym i spotęgowały jej korzystne działanie w oparciu o jej naturalne cechy, z uwzględnieniem środowiska przez nią tworzonego i na nią oddziałującego oraz wszystkich czynników, które z nią współdziałały i żeby — o ile to będzie możliwe — uniknąć większych nakładów na zagospodarowanie łąk.

W innych warunkach mogą być inne założenia. Niezawsze znajdziemy na zainteresowanym obiekcie wzorcowy typ łąki, który będzie miał gospodarcze znaczenie. Wtedy możemy podpatrzeć taki wzorzec na innym obiekcie, na glebie tego samego rodzaju, jak i w prowadze spotykamy na badanym obiekcie i w podobnych warunkach.

Wnikliwe badania i studia szczegółowe pozwolą na racjonalne zaprojektowanie systemu urządzeń melioracyjnych na danym obiekcie i wykorzystanie możliwości naturalnych w myśl zasady, że nie wolno marnować tych dóbr, które nam może dać sama natura przez odpowiednie zabiegi.

Zagadnienie wyżej poruszone wymaga przeprowadzenia odpowiednich studiów hydrologicznych w celu ustalenia metod czy też wzorów do określania objętości przepływu wody charakterystycznej dla okresu wegetacji względnie intensywnej wegetacji.

INŻ. JERZY OSTROWSKI

W sprawie Żuław Województwa Gdańskiego

W Nr 6 — 1947 „Gospodarki Wodnej” wydrukowany został artykuł inż. Z. Rafalskiego, pod tytułem „Żuławy”. W artykule tym autor poddaje ostrej krytyce niemiecką gospodarkę wodną na Żuławach oraz daje kilka wskazówek w sprawie prac niezbędnych, jakie należy tam wykonać, po zakończeniu pierwszego etapu prac pionierskich, polegających na odpompowaniu wody z zalanych polderów i renowacji rowów. Z niektórymi opiniami wygłoszonymi w powyższym artykule przez inż. Rafalskiego zgodzić się nie mogę.

Zastanawiając się nad sprawą gospodarki wodnej na Żuławach autor stwierdził, że Niemcy rozwiązały ją bardzo źle, a że mieli duże efekty gospodarcze, nie było to ich zasługą, lecz gleby, wody i klimatu. Ze zdaniem tym melioratorowi zgodzić

się trudno, gdyż znana jest rzecz, że najlepsza gleba, w najlepszych warunkach położona, plonować i to bardzo dobrze plonować nie będzie, o ile nie będzie miała należycie uregulowanych stosunków wodnych. Chyba, że tej regulacji w ogóle nie wymaga, a w takim razie wszelka melioracja na Żuławach jest zbędna, czego przypuszczam inż. Rafalski twierdzić nie chce i co zresztą nie wynika z dalszej części artykułu, zawierającego szereg wskazówek co do konieczności dalszych prac w drugim etapie. Nie będę oczywiście twierdził, że Niemcy rozwiązali sprawę gospodarki wodnej na Żuławach bardzo dobrze; doskonałości tam niema, a zresztą to co było bardzo dobre w latach ubiegłych, obecnie lub w przyszłości stawać się będzie mniej doskonałe. Od tego jednak daleko do opinii

wyłoszonej przez inż. Rafalskiego o niemieckiej gospodarce wodnej, które to opinie przeczą właściwie bardzo duże efekty gospodarcze.

W dalszym ciągu autor pisze: „jeśli się spojrzy na plan sytuacyjny któregośkolwiek polderu, to rzuca się w oczy przede wszystkim chaotyczność i bezplanowość usytuowania rowów, ich rozstaw i kierunku spływów”. Istotnie tak jest, jeśli się spojrzy na plan sytuacyjny polderu, a tylko sytuacyjne plany kol. inż. Rafalski widział. Bowiem żeby ocenić celowość usytuowania sieci rowów, ich rozstaw i kierunków spływów, do tego trzeba mieć plan sytuacyjno - niwelacyjny, z warstwicami i z naniesionymi sondowaniami gruntu. Plan wyłącznie sytuacyjny da tylko wrażenie oparte na nieistotnych przesłankach. Profesor Skotnicki mówił często, że znacznie trudniejszą rzeczą jest sporządzenie dobrego projektu melioracji rowami otwartymi, niż sporządzenie drenażu, który wówczas polegał na pocięciu pola regularnymi, równoległymi, w równych odstępach biegnącymi sączkami. A z melioracją rowami otwartymi bywa i tak, że na bardziej przemysłany i technicznie dobrze rozwiązany projekt nie da zupełnie dobrych wyników i dopiero po pewnym czasie, na zasadzie doświadczenia z uprawami rolnik już sam wykonuje korekturę, dodając lub kasując jakiś rów. Stwierdzenie, że na polderze w jednej części są rowy co 100 — 150 metrów, a w drugiej części, jakoby w tych samych warunkach rozstawa wynosi kilkanaście metrów, — również nie przekonuje: nie wiemy jakie tam było uwarstwienie gleby, nie wiemy również jakie tam były kultury (bardzo rozmaite na Żuławach). Stwierdzenie że dwa rowy równoległe mają spadki odwrotne również nie jest dowodem chaotyczności i bezplanowości, zwłaszcza w terenie tak równym jak Żuławy. Jeden z tych rowów mógł być doprowadzalnikiem do nawodnienia, a zresztą częsta zmiana kierunków spływów w terenie płaskim bywa stosowana zarówno w rowach jak i w krecim drenowaniu (vide „Gospodarka Wodna” Nr 6 — 1947, str. 346, rys. 12).

Słuszny jest stwierdzenie, że przy gęstej sieci rowów trudną jest mechaniczna uprawa. Nie wiemy jednak, czy rozszerzenie zbyt gęstej jakoby sieci rowów nie uniemożliwi w ogóle uprawy rolniczej. Dopiero doświadczenie, przynajmniej dwuroczne może to okazać.

Słuszny jest również twierdzenie, że gleby Żuław wymagają nawodnienia. Natomiast niezrozumiałym jest twierdzenie, że trudnym do wytłomaczenia jest rozwiązanie nawodnienia drogą wstrzymywania działania pomp w czasie wegetacji, aby woda opadowa nie odpływała, lecz pozostawała w rowach, nawadniając teren przyległy przez podsiak. Bo przecież pierwszym zabiegiem przy podsiaku jest zatrzymanie odpływu w okresie wegetacji. I nie wyobrażam sobie, aby można było inaczej postępować. Inna jest sprawa, czy zabieg ten będzie dostateczny dla nawodnienia; w niektórych wypadkach jednak na Żuławach zabieg ten jest wystarczający, przynajmniej dla małych polderów, lub dla dolnych części średnich i większych polderów.

Twierdzenie inż. Rafalskiego, że Niemcy nie wykorzystali zupełnie możliwości doprowadzenia wody z głównych recypientów, w których lustro wody normalnej jest wyższe od przyległego terenu, nie odpowiada rzeczywistości. Nie byłem na wszystkich polderach, widziałem jednak dużo urządzeń nawadniających tego rodzaju, szczególnie na Żuławach w pow. elbląskim i malborskim. Inna sprawa, że przy robotach renowacyjnych w 1947 roku urządzenia nawadniające nie były restytuowane. Założeniem tych robót było zabezpieczenie jak największej przestrzeni przed zalewem zimowym i wiosennym. Dlatego też roboty szły w kierunku uruchomienia jak na większej ilości pompowni i renowacji jak największej ilości bardzo zamulonych kanałów i rowów odwadniających. Na roboty restytuujące nawodnienie nie było możliwości, czasu i sił technicznych. Staną się one aktualne dopiero pod koniec roku bieżącego, a wykonywane będą w roku przyszłym.

Zakładanie przepustów ponad dnem rowów jest również, moim zdaniem, zabiegiem niezasługującym na bezwzględne potępienie. Automatyczne wstrzymanie warstwy 30 — 50 cm wody na dnie rowu jest nie tylko zabiegiem pomocnym przeciwko przesuszeniu gruntu, lecz również wpływa na mniejsze zarosnięcie dna rowu, zazwyczaj trudnego do wykoszenia. I jest pewniejsze niż zastawki, manipulowanie którymi jest uzależnione często od zgody lub niezgody sąsiadów i od psoty chłopaczków pasących bydło. Inna rzecz, że podniesienie dna przepustów wpływa na szybsze zamulenie dna rowów.

Nie spotkałem na Żuławach studzienek artezyjskich, które zasilać wodę najbliżej rowów, nawadniają w pewnym stopniu przyległy teren. Na Żuławach były i są w pasie południowym i środkowym studnie (nie studzienki) artezyjskie, o dużej głębokości i często o dużej wydajności, pobudowane w obojętnych gospodarczych. Zazwyczaj jedna studnia była na kilka gospodarstw, które pobierały z niej wodę pitną za pomocą rurociągów. Widziałem w kilku miejscach te rurociągi poprzerywane i woda z nich wyciekała na teren lub do rowów jak również w jednym miejscu rurociąg wyprowadzony był od studni w pole, wdocznie do polewania ogroduwizny. Studnie artezyjskie były jednak na Żuławach budowane dla otrzymania wody pitnej i użytkowej dla celów gospodarczych; że nadmiar wytryskującej wody, szczególnie w noc, szedł do rowów, nawadniając pośrednio pole i łąkę — to już było użytkowanie poboczne.

Przechodzę do drugiej części artykułu inż. Rafalskiego, zawierającej szereg zaleceń co do potrzeb melioracyjnych Żuław w drugim etapie prac. Zdaniem moim, zalecenia te, za wyjątkiem punktu 5, omawiającego drenowanie Żuław — są słuszne, jednakże nie sposób je wszystkie, za wyjątkiem sprawy nawodnienia, stawiać na pierwszym planie. W hierarchii potrzeb i możliwości muszą one zejść na drugie miejsce za sprawą daleko pilniejszą, jaką jest modernizacja i przebudowa prawie wszystkich pompowni. Pompownie te nie tylko obecnie, ale już przed wojną były przestarza-

le i Niemcy rozpoczęli na jednym odcinku w pow. gdańskim projektowanie ich przebudowy.

Na czym polegają braki pompowni? Abstrahując od daleko posuniętego zużycia pomp i motorów, od braku części zamiennych, łożysk, których dostać obecnie jest bardzo trudno — najważniejszymi przeszkodami w działaniu uruchomionych pompowni są: 1) brak gwarancji stałego ich funkcjonowania, 2) wysoki koszt ich eksploatacji.

Na 123 pompownie w powiatach: gdańskim, elbląskim i malborskim, z czego 115 elektrycznych i 8 parowych, mamy: 101 pompowni jednozespołowych, posiadających po jednym agregacie (pompa i motor), 20 dwuzespołowych i zaledwie 2 trzyzespołowe. Z powyższych pompowni dwie ostatnie, trzyzespołowe, dają pełną gwarancję stałego funkcjonowania: posiadają one po dwa agregaty z napędem elektrycznym i jeden agregat z motorem Diesla. Pozostałe pompownie gwarancji tej nie dają: mogą one stanąć w czasie powodzi bądź to z powodu zepsucia części składowych pojedynczego agregatu, bądź to wskutek bardzo częstych, niestety, przerw w dostarczaniu prądu elektrycznego bądź też wskutek niedostatecznego jego nasilenia. Że twierdzenie to nie jest gołosłowne, dowiodły tego ostatnie lokalne powodzie na Żuławach w miesiącach grudniu i styczniu, które tak głośnym echem odbiły się w prasie. Nawiasem dodam, że zalewy te były na polderach „nieodwodnionych”, tj. takich, na których pompownie nie były jeszcze uruchomione, lub też na polderach „nieosuszonych”, tj. takich, na których pompownie były czynne ale na których nie była jeszcze wykonana renowacja kanałów i rowów. Zalewy te nie obciążają zatem sumienia służby wodno-melioracyjnej lecz z przebiegu ich należy wyciągnąć wnioski, które zresztą i przedtem same się narzucały. Przytoczę tu dwa charakterystyczne wypadki (było ich więcej): 1) zalew w gminie Marzęcino, pow. gdański, 2) zalew na trzech niewielkich polderach położonych w pow. pasłęckim, w województwie olsztyńskim, na południe od jeziora Drużno.

W gminie Marzęcino renowacja kanałów i rowów nie była jeszcze przeprowadzona. Odwadniająca pompownia „Panna” posiada trzy zespoły pomp, dwie o napędzie elektrycznym, jeden z motorem Diesla. Odremontowane i uruchomione były tylko dwa zespoły elektryczne. Diesel nieczynny. W tym samym rejonie Żuław Wielkich znajduje się druga, również potężna pompownia „Chłodniewo”, posiadająca takie same agregaty, z których również uruchomione były tylko dwa elektryczne. Otóż w czasie powodzi nie mogły równocześnie razem pracować wszystkie cztery zespoły elektryczne „Panny” i „Chłodniewa”, gdyż prąd elektryczny w lini wysokiego napięcia był za słaby. Okoliczność ta łącznie z brakiem renowacji kanałów i rowów w gm. Marzęcino wystarczała na zupełnej, aby zaistniała powódź.

Na trzech polderach pow. pasłęckiego odwadnianych małymi pompowniami o pojedynczych elektrycznych agregatach nastąpił zalew wskutek przerwania wału naruszonego przez piżmowce. Przerwanie wału zostało przyspieszone przez wysoki poziom wody, spowodowany bardzo silny-

mi wiatrami od morza, które podniosły poziom wody w jeziorze Drużno i dopływających rzeczkach tak dalece, że woda przelewała się przez wały polderowe, jeszcze przed ich przerwaniem. Wały zostały szybko zatkane, lecz wody z polderów od razu wypompować nie można było, gdyż pompownie w ciągu pięciu czy sześciu dni, bezpośrednio po wylewie, stały beczynnymi, wskutek braku prądu.

Z przykładów takich wysnuć należy wniosek: dla zabezpieczenia polderów przed zalewami pompownie winny mieć przynajmniej po dwa zespoły, z tego jeden na napęd elektryczny, drugi z motorem Diesla.

Dzieląc powierzchnię wszystkich polderów przez ilość pompowni, otrzymamy średnio około tysiąca hektarów odwadnianych przez jedną pompownię. W rzeczywistości jest jednak inaczej. Rozpiętość powierzchni polderów, z których każdy odwadniany jest przez osobną pompownię jest olbrzymia i wynosi od kilku hektarów do dwudziestu kilku tysięcy hektarów. Ponieważ każda pompownia obsługiwana być musi przez przynajmniej dwóch pomiarzy, którzy pełnią służbę na przemian po dwanaście godzin każdy, przeto różnica kosztów w obsłudze małych i dużych pompowni jest bardzo poważna. Poza tym wydajność pomp na małych polderach musi być stosunkowo większa niż na dużych polderach. Okoliczności te powodują, iż eksploatacja dużych pompowni jest znacznie tańsza niż małych.

Najbardziej odpowiadające naszym wymaganiom zabezpieczenia przed zalewem i warunkom ekonomicznej eksploatacji są duże pompownie o trzech zespołach „Panna” i „Chłodniewo”, obsługujące każda po przeszło dwadzieścia tysięcy hektarów. Należy więc dążyć do komasacji kilku lub kilkunastu polderów w jeden, przy czym kalkulacja inżynierskiego projektu wykaze gdzie można umieścić trzy agregaty, a gdzie porzucić na dwóch zespołach, z czego jeden elektryczny i jeden Diesel. Przebudowa taka wymaga studiów przedwstępnych, następnie przebudowy głównych kanałów i będzie pracą kosztowną, lecz rentującą się. Zdawali sobie sprawę z tego i Niemcy, którzy przed wojną rozpoczęli projekt komasacji kilkunastu polderów w pow. gdańskim.

Zanim przejdę do szczegółowego omówienia zaleceń dalszych robót na Żuławach, podanych przez inż. Rafalskiego, zaleceń, które nieświadomie może wywołują wrażenie, że nęcelowa jest zupełna renowacja urządzeń melioracyjnych pozostałych po Niemcach, bez ich uprzedniej korektury i uzupełnień, muszę omówić w kilku słowach warunki, w jakich odbywa się praca wodno-melioracyjna na Żuławach. Inż. Rafalski zalecenia swe podaje jako prace, które winny być wykonane po zakończeniu prac pionierskich, polegających na odpompowywaniu wody z polderów i przeprowadzeniu renowacji kanałów i rowów. Jednak ze strony inżynierów mniejszości zorientowanych w ilości i jakości prac na Żuławach słyszy się czasami zarzut - zapytanie: dlaczego jednocześnie z renowacją odpływów nie przeprowadza się od razu poprawek i przebudowy sieci kanałów i rowów, dlaczego jednocześnie nie wykonuje się nawod-

nienia? Na pytanie to również należy się odpowiedzieć.

W 1945 r. wszystkie pompownie były przez Niemców unieruchomione drogą częściowego zdemontowania, bądź prawie całkowitego zniszczenia; w wielu miejscach również linie wysokiego napięcia były zniszczone, wały poprzerywane, Żuławy zalane. Pierwszym zatem zadaniem była odbudowa pompowni i linii wysokiego napięcia, uruchomienie pompowni i spompowanie wody z polderów, tak zwane „odwodnienie” Żuław. Praca ta jest na ukończeniu. W dniu 1.I.1948 r. czynnych było 90 pompowni, częściowo czynnych (czynne dwa zespoły na trzy, lub jeden na dwa dane pompowni) — 8, nieczynnych 25. W roku bieżącym uruchomionych zostało lub zostanie dalszych 22 dotychczas nieczynnych pompowni, całkowicie uruchomionych zostanie 8 dotychczas tylko częściowo czynnych, przebudowanych zostało z napędu parowego na elektryczny 6 pompowni. Na 1.I.1949 r. pozostaną nieczynne 3 pompownie, całkowicie zniszczone, odwadniające ca 1000 ha, z których zresztą około 400 jest obecnie odwadniane przez pompownie sąsiednich polderów.

Samo jednak odwodnienie, t. uruchomienie pomp i wypompowanie wody nie było zabiegiem wystarczającym dla uczynienia z polderu gruntu nadającego się do uprawy. Trzeba było jeszcze przywrócić funkcjonowanie całej sieci kanałów i rowów które zamulone i zarośnięte przestały działać. Roboty te rozpoczęto w 1947 r. i przy dużym nakładzie pracy „oddano pod uprawę rolną”, t. osuszono drogą renowacji kanałów i rowów około 33.000 ha.

Jednocześnie z odpompowywaniem wody z polderów, a czasami i wcześniej, szło ich zasiedlanie. Zasiedlanie to nie było jednak zsynchronizowane z robotami melioracyjnymi: osadnik, który szedł na Żuławy samorzutnie, samorzutnie również znajdował budynki gospodarcze pozostałe po Niemcach. Ponieważ na Żuławach były duże gospodarstwa, po kilkanaście, kilkadziesiąt i więcej hektarów każde, a osadnik posiadał b. skąpy inwentarz, przeto objawwszy budynki, brał on pod uprawę tylko część ziemi przynależnej do tych budynków. Osiedliwszy się, osadnicy brali pod uprawę wyniosłości na terenach polderów odwodnionych, lecz często jeszcze nieosuszonych, a w 1947 r. złudzeni wiatkową suszą, zaczęli oni nawet uprawiać suchsze kawałki na polderach, gdzie jeszcze pompownie nie zostały uruchomione, lecz gdzie woda częściowo spłynęła, odciągnięta przez pompownie uruchomione na sąsiednich polderach, częściowo zaś wyschła wskutek suszy. Na jesieni 1947 r. sytuacja przedstawiała się następująco: część polderów nadawała się do rolniczego zagospodarowania jako odwodniona i osuszona (ca 33.000 ha), większa część polderów tylko częściowo i to z pewnym ryzykiem nadawała się do uprawy jako odwodniona, lecz nie osuszona, wreszcie najmniejsza część polderów (około 12.000 ha) w ogóle nie nadawała się do zagospodarowania, gdyż posiadała jeszcze unieruchomione pompownie. Osadnicy zaś siedzieli rozrzućeni po całej rozstrzeżonej Żuław, wszędzie tam, gdzie były bu-

dynki i na wszystkich polderach orali i siali naokoło swych sadyb. Na skutek powyższego, teren osuszony w 1947 r. nie został w całości uprawiony, a jednocześnie poletka ozimin zieleniły się na polderach nieposiadających czynnych pompowni. Rezultaty takiej pracy nie zawsze były dodatnie. W grudniu 1947 r. i styczniu r. b. oziminy zasiane na polderach „nieodwodnionych” zostały zalane, zasiane zaś na polderach „odwodnionych”, lecz jeszcze „nieosuszonych”, zostały w poszczególnych wypadkach zalane bądź podtopione. Nie były to rzeczy wielkie, tym niemniej unaocznili one konieczność jeszcze większego wzmocnienia wysiłków pracy nad doprowadzeniem do porządku sieci kanałów i rowów odwadniających tam, gdzie tego dotychczas zrobić nie zdążono. W 1947 r. osuszono 33.000 ha w tym roku obszar objęty renowacją kanałów i rowów ma być znacznie większy. Tego domaga się chłop osiadły na Żuławach, który nie może latami czekać na przygotowanie melioracyjne gruntu pod uprawę rolną, tego domaga się Ministerstwo Ziemi Odzyskanych, które chce w roku bieżącym wzmocnić napływ nowych osadników na Żuławy, tego domagają się Państwowe Nieruchomości Ziemskie, które objęły na Żuławach obszar przeszło czterdziestu tysięcy ha. Przy takim nasileniu wymagań i obowiązków trudno jest obecnie wykonywać jakiegokolwiek ulepszenia i uzupełnienia, a cały wysiłek trzeba skierować w tym kierunku, aby renowację istniejących kanałów i rowów przeprowadzić na jak największej powierzchni.

Oczywiście, że posiadanie planów sytuacyjno-niwelacyjnych wraz z sondowaniem gruntu ułatwiłoby nam ulepszenie sieci rowów odwadniających, która może mieć i bezsprzecznie ma pewne mankamenty. Takich planów jednak nie posiadamy, jak również nie mamy możliwości technicznej (brak sił technicznych), jak i czasu do ich wykonania, jeszcze przed zastosowaniem i wykorzystaniem w czasie renowacji. Zaś bez planu sytuacyjno-niwelacyjnego wraz z sondowaniem rzeczą bardzo trudną i mozolną jest badanie celowości układu i kierunku rowów. Teren jest często tak zarośnięty trzciną i szuwarami, że wątpliwe czy zdjęcia z aeroplanu zobrazowałyby nam układ sieci odpływów.

Najbardziej newralgicznym punktem w organizacji robót na Żuławach było wykonanie na czas niwelacji i obliczenia profilów podłużnych odpowiedniej ilości kilometrów odpływów, aby robota nie zatrzymywała się i robotnicy nie stali z braku przydzielonej roboty. Z powodu nieprzeżytości terenu wypalikowanie i niwelacja rowów pochłaniała ogromną ilość pracy technicznej. Praca ta zaś musiałaby ulec dużemu zwielokrotnieniu jeśli technik po za samą niwelacją musiałby jeszcze badać celowość układu sieci rowów. W tym celu musiałby on cały teren polderu obejść, wykonać szkic sytuacyjny, przemierzwszy przedtem choćby krokami odstępy pomiędzy poszczególnymi rowami, wypalikować rowy i zaniwelować je wszystkie, lub przynajmniej całe systemy na polderze, nanieść obliczoną niwelację na sporządzony szkic sytuacyjny. Dopiero w ten sposób wykonana pra-

ca, długa i mozołna w terenie mało przejrzystym, dałaby możliwość i to możliwość bynajmniej niezupełnie pewną do zorientowania się w celowości układu sieci rowów. Na robotę tę, niestety, obecnie czasu nie ma. Oczywiście, że technik zdolny i szybko orientujący się może w trakcie roboty, bez uprzednich, wyżej opisanych przedwstępnych studiów, spoznać jakiś mankament i wprowadzić jakies ulepszenia w sieci rowów. Będą to jednak tylko drobiazgi.

Z tych samych powodów, wyżej wyłuszczone, nie mogła być jednocześnie z renowacją osuszenia wykonana restytucja nawodnienia, które istniało na Żuławach, i, sądząc z jakości i ilości zbiorów rolniczych, należycie spełniało swe zadanie. Dla restytucji oraz ewentualnego rozszerzenia i ulepszenia nawodnienia, użyte zostaną plany sytuacyjne polderów, sporządzane po zakończeniu robót osuszeniowych na tych polderach; na plany te naniesie się niwelację odpływów, zrobioną przed ich renowacją. W ten sposób sporządzone plany podobne będą do normalnych melioracyjnych planów sytuacyjno-niwelacyjnych i umożliwią renowację urządzeń nawadniających i ewentualne ich ulepszenie, jako też umożliwią przedwstępny generalny projekt komasacji polderów.

Zalecenie inż. Rafalskiego stworzenia specjalnego aparatu technicznego, który nadzorowałby nawodnienie i praktycznie przeszkoliłby osiadłych tu rolników — uznać należy za słuszne. W tym celu za pomocą kursów zorganizowanych przez Wydział Wodno-Melioracyjny w Gdańsku i kursów korespondencyjnych przy Muzeum Przemysłu i Rolnictwa szkoli się konserwatorów wodno-melioracyjnych.

Zalecenie inż. Rafałskiego, aby w pierwszym etapie były poddane renowacji jedynie kanały i rowy pierwszo- i drugorzędne, a trzeciorzędne dopiero w miarę zagospodarowania terenu i w miarę potrzeby, nie przemawia mi do przekonania. Zalecenie to wychodzi z założenia, że rowy trzeciorzędne mogą się okazać niepotrzebne. Byłem niedo czasu styczniowych roztopów na Żuławach i widziałem na poszczególnych polderach na gruntach całkowicie „osuszonych” rowy różnego kalibru przechodzące przez pola orne, całkowicie wyczerpnięte wodą, pomimo że pompy pracowały. Gdyby tam nie było pocyszczonych rowów trzeciorzędnych, woda stałaby na łożyskach. Poza tym rozkładanie robót renowacyjnych na rowach

odwadniających na dwa etapy, powodować będzie większe koszty i pochłaniać będzie więcej czasu.

Również nie widzę możliwości zastąpienia na Żuławach rowów otwartych drenowaniem. Spadki terenowe są minimalne, wykonane zaś ze sztucznym spadkiem i w dodatku w podłożu przeważnie piaszczystym drenowanie rurkowe okaże się zbyt drogie, zarówno w wykonaniu, jak i ze względu na duże koszty konserwacji. Próby oczywiście zrobić można, lecz wyciągać wnioski z doświadczeń drenowania rurkowego na Żuławach należy nie wcześniej, jak po dziesięciu latach trwania próby.

Niemieckie melioracje były wykonywane pod względem technicznym gorzej niż melioracje w Polsce. Mając na uwadze produktywność melioracji i ich rentowność, Niemcy wszędzie starali się unikać rowów otwartych, zajmujących sporą powierzchnię gruntu, zastępując je kanałami krytymi i drenowaniem rurociągami z rur o bardzo dużym świetle. Jeżeli jednak na Żuławach w stu procentach odstąpili od swej zasady i teren odwodnili tylko rowami otwartymi, to prawdopodobnie byli przeświadczeni, lub mieli dane na to, że drenowanie rurkowe na glebach żuławskich popłacać nie będzie. W tym wypadku, zdaje mi się, mieli rację.

Sprawą otwartą zostaje zastosowanie na Żuławach drenowania kreciego. Brak w tym kierunku doświadczeń, jako też dokładnej znajomości uwarstwienia gleby. Wbrew ogólnemu przekonaniu, warstwa urodzajnej mady na Żuławach jest dość cienka, za cienka nawet dla drenowania kreciego, zaś pod warstwą mady znajduje się przeważnie piasek. Poza tym istnieją tu oczywiście bardzo małe spadki terenowe.

Żuławy przy bliższym ich poznaniu wydają się problemem poważnym i zagadnieniem zupełnie specyficznym. Wprowadzenie zmian w melioracji tego obszaru uznać można za przedwczesne i za ryzykowne, podobnie jak wprowadzanie zasadniczych zmian w jego zagospodarowaniu rolniczym. Próby i doświadczenia można i trzeba wykonywać, nie należy jednak prób i doświadczeń jeszcze niewykonanych i niezakończonych generalizować i stosować na dużych obszarach. A z wnioskami co do zmian systemu melioracji na Żuławach poczekać trzeba do wyników z uprawy rolniczej, gdyż melioracja nie może się opierać na przesłankach tylko technicznych.

DR INŻ. JAN WIERZBICKI

Wrocław — P. I. N. G. W.

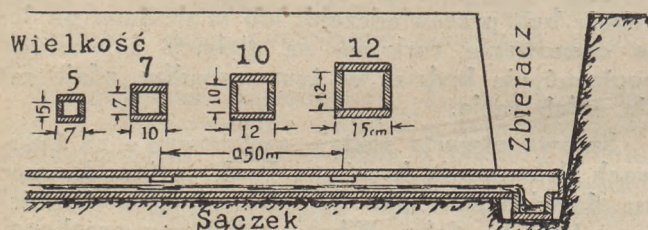
Dreny skrzynkowe

Drenowanie gleb torfowych za pomocą pospolicie używanych rurek ceramicznych, gdy poziom wody gruntowej jest wysoki, torf ma luźną budowę i spodziewać się należy dużego osiadania, może mieć miejsce jedynie przy zastosowaniu dość kłopotliwych i kosztownych w użyciu środków zabezpieczających. Tańsze i bardziej dogodne w użyciu będą drewniane dreny skrzynkowe.

W kilka lat po wynalezieniu prasy dla masowego wykonywania drenów rurkowych przez Whitehead'a (1844 r.), angił Stephens poleca dla drenowania gleb torfowych skrzynki z desek modrzewiowych, 5 cm w świetle, zaopatrzone dla osączania wody w okrągłe otwory w bocznych ściankach i nakrywie.

Pierwowzorem nowszych typów drenów skrzynkowych były dreny z opołów, które znalazły zastosowanie przy drenowaniu niektórych szwedzkich i w okolicach Królewca położonych gleb torfowych.¹⁾ Ze względu na duży rozchód drewna problematyczną trwałość, — dreny tego rodzaju nie znalazły szerszego zastosowania. Również dreny z odpadków tartacznych (cienkie opoły = orszasty) łączone gwoździami w przewody o przekroju trójkątnym, zalecane przez G. Schewior'a²⁾ dla drenowania wysokich torfowisk, nie weszły w użycie. C. G. Elliott przytacza zastosowanie (1903 r.) drenu skrzynkowego o długości 1400 m, o świetle 23 i 50 cm z desek 4 cm dla osuszenia kotliny bez odpływu. Skrzynki bez dna spoczywały na żwirowym podłożu.

W 1911 r. Andrzej Butz, austriacki inżynier melioracji rolnych, (Klagenfurt — Karyntia) zaproponował dla osuszania torfów założenie sieci drenarskiej przy zastosowaniu sączków i zbieraczy wykonanych jako skrzynki o kwadratowym przekroju z desek 1 — 2 cm grubych (rys. 1).



Rys. 1.

Dreny skrzynkowe Butz'a zostały opatentowane; w porównaniu z ceramicznymi rurkami dreny te posiadają wiele zalet: osiadanie torfowiska nie niszczy przewodu, zakładanie jest łatwe, zadawała się małymi spadami (1.5 — 2.0%), są trwałe i działają nienagannie parę dziesiątków lat. Deseczki o długościach 4 m na dno i wierzch są szersze, dla bocznych ścianek węższe i połączone w skrzynkę za pomocą gwoździ. Woda osącza do drenu przez wycięcia 0.5 — 1.0 cm głębokie, 5 — 10 cm szerokie wykonane w ściankach bocznych w odstępach 50 cm. Odpływ do zbieracza odbywa się bądź górnym połączeniem, bądź bocznym, gdy małe spadki wymagają połączenia tego rodzaju. Jako sączki służą skrzynki 5 cm w świetle; zbieracze: 7, 10, i 15 cm. Przekroje poprzeczne drenów są tak dobrane, że ścianki boczne skrzynki o większym przekroju, służąc mogą jako deseczki na dno lub wierzch skrzynki mniejszej. Dzięki temu dla budowy drenów wyżej wymienionych 4-ch rodzaj. potrzebne są deseczki 5, 7, 10, 12 i 15 cm szerokie.

Dreny skrzynkowe Jensen'a, podobne do drenów Butz'a, zostały zastosowane w Danii. Skrzynki z 4-ch desek całówek, o świetle 7.5 cm, o długości parumetrowej, są zakończone nierówno: dwie deski dłuższe, a dwie krótsze. Takie nierówne zakończenie pozwala na dość sztywne po-

łączenie poszczególnych części drenu, za pomocą dodatkowego zbijania gwoździami lub powiązania drutem ocynkowanym. Dren był układany w rowki na warstwie wrzośca (*Erica vulgaris*); również deski z wierzchu zostały okryte wrzoścem, a następnie luźnym torfem. Jak stwierdzają badania Stacji Doświadczalnej Studsgaard, obok Herning (Środkowa Jutlandia), dreny skrzynkowe tego typu mają lepsze działać od drenów rurkowych: nie zapychają się, są trwałe, gdyż drewno w torfie konserwuje się b. dobrze. Pomimo wysokiej ceny drewna w Danii, zaś sprawnie działającego przemysłu ceramicznego, użycie sączków skrzynkowych, choć droższych, jest jednak dla gleb torfowych zalecane.

W Szwajcarii są w użyciu dreny skrzynkowe o budowie podobnej do drenów Butz'a. Zamiast wcięć prostokątnych dla osączania wody do drenu, zakładane są paski papy dachowej pod gwoździe. Utworzone szpary są dostateczne, dla dopływu wody. Skrzynka jest trwalsza, gdyż nie jest osłabiona przez żadne wykrocie, 2 — 3 mm pozostające szczeliny wystarczają dla osączania, a dają mniejsze niebezpieczeństwo zamuwienia drenu niżli wykroje 1 × 10 cm, jak w drenach Butz'a. Poza tym budowa jest prostsza i tańsza.³⁾

Stosownie do ilości odprowadzanej wody dreny skrzynkowe typu szwajcarskiego otrzymują przekrój kwadratowy w świetle: 5 × 5, 7 × 7, 10 × 10, 12 × 12, i 15 × 15 cm. Większe rozmiary: 16 × 18, 20 × 20 i 25 × 25 stosowane są w rzadkich wypadkach. Deski muszą mieć krawędzie dokładnie przycięte, pod prostym kątem i posiadać długość 4 m grubość desek zależy od światła drenu i dla głębokości do 1.8 m wystarcza:

światło cm	grubość desek mm
5 × 5 — 7 × 7	15
10 × 10 — 12 × 12	18
15 × 15 — 18 × 18	21 — 24
20 × 20 — 25 × 25	27 — 33

Deski o jednakowych wymiarach mają być ułożone w tartaku w wiązki związane, aby sortowanie na miejscu budowy nie zabierało czasu. Ramser⁴⁾ radzi zbijanie desek dla drenu skrzynkowego przeprowadzić na kozłach zaopatrzonych w klocki odpowiadające światłu drenów (rys. 2), co ma zapewnić szybkie i dokładne wykonanie.

Ponieważ zazwyczaj rowek drenarski w torfowym gruncie utrzymuje się dobrze, przeto można sporządzić sączki na całą długość (do 100 m), które układa się początkowo na brzegu rowka. Elastyczność drenu skrzynkowego jest zapewniona przez połączenie poszczególnych desek na stykach jak w drenie sarnieńskim. Zalecane przez wielu meliorantów zbijanie skrzynki gwoździami pocynkowanymi, Ramser radzi zastąpić gwoździem miedzianymi lub ze stali nierdzewnej, podkreślając, że gwoździe galwaniczne pocynkowane

¹⁾ Brüne (5) str. 61.

²⁾ Schewior G. (17) str. 14 i 15.

³⁾ Elliott (8) str. 43.

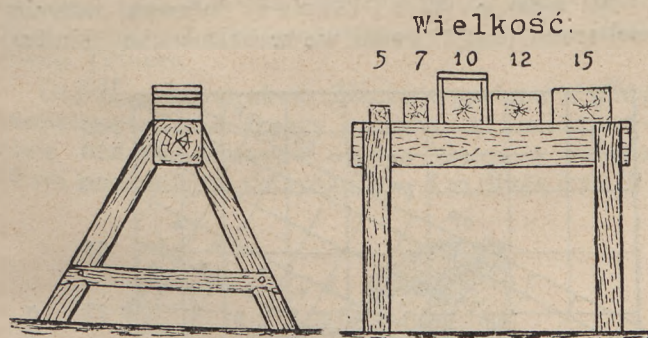
⁴⁾ Jagmin J. (11) str. 194.

⁵⁾ Ramser (16) str. 55.

⁶⁾ Ramser (16).

już w krótkim okresie czasu zostają zniszczone przez rdzę.

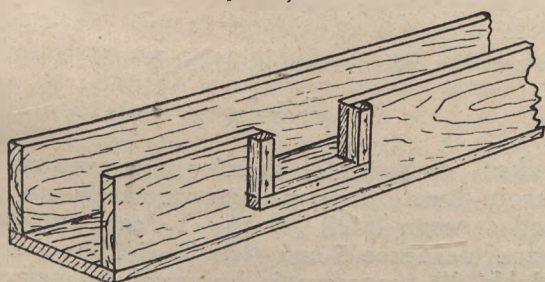
Gdy grunt jest niestały i gdy można oczekiwać zarwisk, rowek winien być wykonany partiami.



Rys. 2.

Wówczas dreny skrzynkowe mogą być wykonane w odcinkach po 4 m, które łączy się wzajemnie za pomocą krótkich (30 cm) skrzynek opaskowych. Ten sposób budowy Ramser zaleca dla drenów o większym świetle (15 × 15 cm i więcej). W gruntach wyjątkowo niestabilnych, długość skrzynek 4 m należy zmniejszyć.

Połączenie sączka ze zbieraczem jest podobne do połączenia w drenach rurkowych: w bocznej ścianie zbieracza zostaje wycięty otwór dla połączenia z sączkiem (rys. 3).



Rys. 3.

Aby zapewnić lepsze połączenie, otwór w ścianie bocznej zbieracza obija się listewkami. Autorowie szwajcarscy⁷⁾ zalecają aby we wszystkich miejscach w których drewno jest narażone na niszczące działanie powietrza, skrzynki z drewna zostały zastąpione korytem z betonu (o kwadratowym przekroju) lub płytkami z kamienia.⁸⁾ Ci sami autorowie podkreślają z całym naciskiem, że drewniane dreny skrzynkowe stosować należy jedynie w gruntach o dużej i stałej zawartości wilgoci, — więc np. w torfach. Natomiast w glebach mineralnych, w których zawilgocenie i wysychanie często po sobie następuje trwałość drewnianych drenów skrzynkowych jest mała.

Zalecane w Szwajcarii układanie drenu skrzynkowego⁹⁾ przy udziale jak największej ilości ro-

⁷⁾ Ramser (16) str. 59.

⁸⁾ Zakaszewski Cz. (26) str. 95 — podaje znacznie prostszy i bardziej praktyczny dla naszych warunków sposób: wyloty wykonywać w postaci skrzynek z grubszych desek, przesyconych karbolineum (lub innym środkiem dostatecznie utrwalającym drewno).

⁹⁾ Ramser (16) str. 60

botników, którzy w równych odstępach zawieszają przewód na sznurach i na komendę opuszczają na dno rowka (rys. 4), przy czym opuszczanie ma być równomierne, aby przewód zbyt się nie wygiął



Rys. 4.

i nie pękł. — ustępuje znacznie sposobowi układania tego rodzaju sączków w Zakładzie Doświadczalnym Uprawy Torfowisk (Z. D. U. T.) pod Sarnami, opisanemu poniżej (rys. 4a).

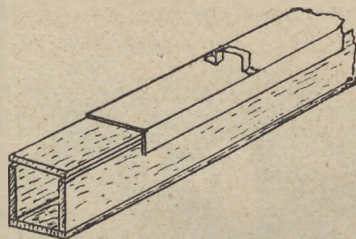


Rys. 4a.

Według zalecenia wyżej wymienionych autorów szwajcarskich, zasypywanie rowka winno odbywać się w nast. sposób: przede wszystkim bardziej zwężonym materiałem starannie zasypać boki drenu skrzynkowego i ubić do wysokości skrzynki. Aby zabezpieczyć szczeliny przed zatkanem ubijanym torfem, należy pokryć wierzch skrzynki ochronną blachą, której brzegi sięgają o parę cm niżej szczeliny. Ochrona ta winna być

ok. 3 m długa, a dla łatwiejszego przesuwania wzdłuż drenu, zaopatrzone jest w uchwyty (rys. 5).

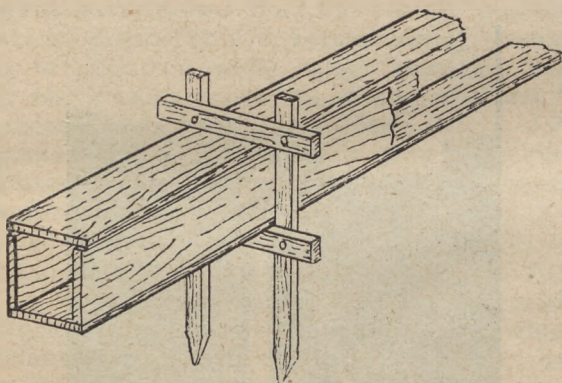
Przy zasypywaniu potrzebna ilość torfu jest zestrugiwana z bocznych skarp rowka i blacha ochronna zostaje przesuwana wzdłuż spad, w miarę ubijania gruntu u boków skrzynki. Dopiero po ubiciu gruntu przy ściankach skrzynki zapełnia



Rys. 5.

się resztę rowka i ubija się grunt warstwami, aż do zakończenia zasypywania rowka. Dzięki starannemu ubiciu gruntu wzdłuż bocznych ścianek sączka, warstwa gruntu tuż poniżej szczelin dla osączania wody ma być mniej przepuszczalna i deski sąsiadujące z tą warstwą, zawsze wilgotną, lepiej się konserwują.

W szczególnie niestabilnym gruncie płytkiego torfowiska oraz przy większych spadach dna rowka, zaleca się unieruchomić dren skrzynkowy za pomocą jarzma opartego na dwóch palikach sięgających stałego gruntu (rys. 6). Odstęp zabezpieczeń tego rodzaju zależy od jakości gruntu i wielkości spadu.



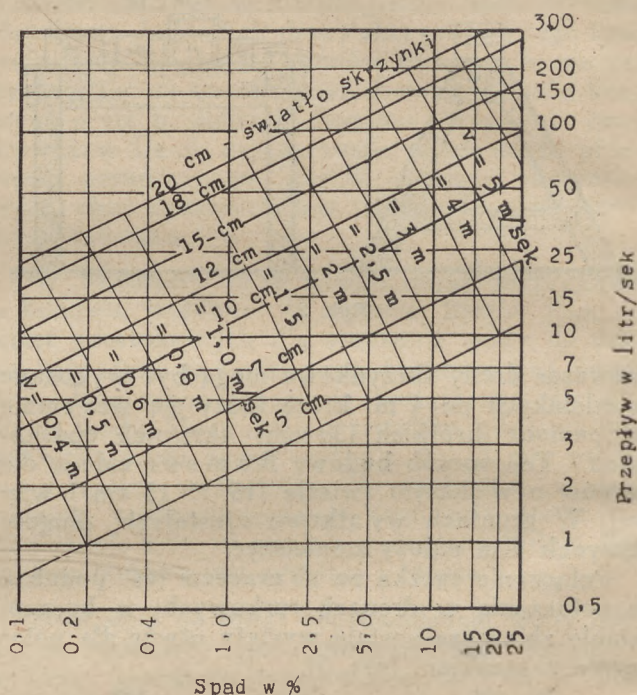
Rys. 6.

Wielkość przekroju drenu skrzynkowego zależy od ilości odprowadzanej wody, spadu i szorstkości ścianek przewodu. Wprawdzie heblowane, wewnętrzne ścianki zmniejszają szorstkość i ułatwiają przepływ, to jednak doświadczenie¹⁰⁾ wykazało, że nieheblowane deski już w krótkim czasie, dzięki utworzeniu się kolonii wodorostów (= alg) stają się zupełnie gładkie. Aby zwiększyć trwałość drenów skrzynkowych, wskazane jest by woda odpływała całym przekrojem. Światło tych drenów może być obliczone według wykresu¹¹⁾ (rys. 7).

Inni konstruktorzy zalecają solidniejsze połączenie ścianek drenów skrzynkowych (np. za po-

mocą wyrębów) o przekroju kwadratowym, prostokątnym, trapezowym lub trójkąnym, gdyż jak twierdzą wada drenów Butz'a jest, że jedynie gwoździe zapewniają połączenie ścianek.

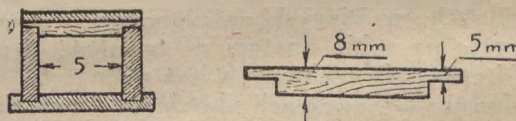
W 1928 r. W. Tillner, łotewski inżynier melioracji (Ryga) podał we wrocławskim „Kultur-



Wykres dla określenia światła drenów

Rys. 7.

techniker“ swój model drenów skrzynkowych, o przekroju kwadratowym wypróbowany na Łotwie od szeregu lat.¹²⁾ Dreny Tillnera posiadają w dennej deseczce 5 mm głębokie i 13 mm szerokie żłobki dla umocowania bocznych ścianek, które z kolei górną rozparte są w 2 m odstępach listewką 8 mm grubą, której 3 mm końce opierają się na bocznych deseczkach, tworząc podłużne szczeliny. Wynalazca poleca zwiększyć te szczeliny do 5 mm w żelazistych glebach torfowych, gdzie zachodzi niebezpieczeństwo utrudniania osączania wskutek obfitych osadów. Dreny Tillnera mogą być wykonywane w dowolnej długości, z zachowaniem znacznej sztywności, podobnie jak dreny sarneńskie. Budowa jest prosta, zużycie materiału: 0,27 m² desek o grub. 1 cm na 1 mb sączka (rys. 8).



Rys. 8.

Schroeder,¹³⁾ zalecając dreny Tillnera, podaje że zniszczenie gwoździ kwasami występującymi w glebie, nie prowadzi dla drenu tego ty-

¹⁰⁾ Ramser (16) str. 62.

¹¹⁾ Ramser (16) str. 62.

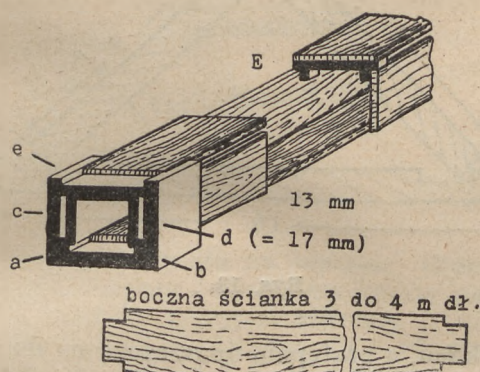
¹²⁾ Tillner (21) str. 267.

¹³⁾ Schroeder (18) str. 192.

pu tak łatwo do zapadnięcia się przewodu, jak w drenach Butz'a.

Rogner, inżynier melioracji (Koszalin, Pomorze Zachodnie), przed 20 laty opatentował dreny skrzynkowe o przekroju prostokątnym, bardzo wytrzymałe na zachowanie swej postaci niżli dreny Tillnera.

Oto opis konstrukcji: Złącza wypalane z gliny zaopatrzone są w szpary i wręby, które zapewniają stałość skrzynce. Jedno złącze o świetle 10 cm przypada na skrzynkę 3 — 4 m długą (rys. 9).



Rys. 9.

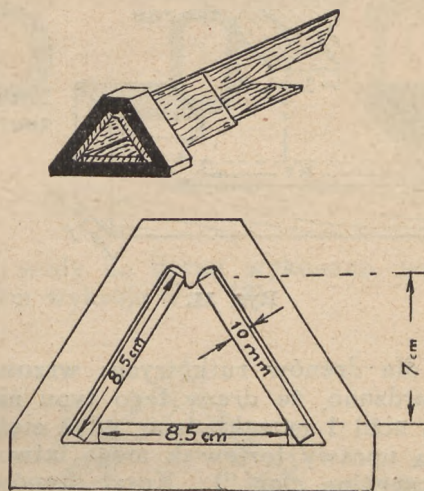
Dno zachodzi we wręby a i b, co zabezpiecza je przed wyparciem w górę. W szpary c i d wstawia się deski ścianek bocznych. Wreszcie deseczkę wierzchnią utrzymuje gniazdo e. Dzięki temu można po odkopaniu rowka w łatwy sposób usunąć tę deseczkę i dren oczyścić z osadów. Umieszczona w odstępach 1 m podpórka E zabezpiecza osączanie wody do drenu przez szczelinę ok. 1 cm wysoką oraz rozpira boczne deseczki, których krawędzie opierają się na deseczce tworzącej dno. Taka konstrukcja ma nie dopuścić do zgniecenia skrzynki przez parcie gleby torfowej. Światło szpar w złączach wynosi 17 mm, jednak grubość desek winna wynosić tylko 13 mm. Składanie deseczek w dreny skrzynkowe przy pomocy opisanych złączy ma być proste. Dreny Rognera mogą być stosowane jako sączki, zbieracze, lub kryte rowy. Koszt 1 złącza wynosił — 1,00 Mk (= 2,14 zł). Wysunięte obawy przez Stahlschmidt'a, że deseczki drenu skrzynkowego Rogner'a napęcznieją i rozsądzą złącza ceramiczne, — praktyka nie potwierdziła¹⁴⁾.

Rogner oraz inni konstruktorzy w ostatnim piętnastolecu przed wojną zalecają użycie drenów skrzynkowych o trójkątnym przekroju, jako tańszych i prostszych w budowie.

Trójkątny dren Rogner'a zbudowany jest z trzech 1 cm grubych deseczek o jednakowej 8,5 cm szerokości, usztywnionych za pomocą ceramicznych złączy (rys. 10).

Piętka u szczytu wnętrza złącza utrzymuje deseczki w prawidłowym położeniu oraz tworzy szczelinę w szczycie (kalenicy) drenu 9 — 10 mm

szeroką dla ułatwienia osączania wody. Aby zabezpieczyć dren przed zamułeniem, zaleca się pokrycie go warstwą materiału ochronnego: wrzosu, trzciny i t. p.



Rys. 10.

Podkreślić należy, że ścianki boczne drenu wskutek parcia gruntu łączą się, dzięki czemu szczytowa szczelina sięga tylko ok. 1 m poza złącze. Długość deseczek (tj. odstęp złączy) wynosi 3 — 4 m. Jednakowa grubość i szerokość deseczek upraszcza budowę drenu. Deseczki na złączach łączą się stykiem, bądź też sięgają poza złącze i zachodzą jedna na drugą. Drugi sposób łączenia deseczek w luźnych torfach wydaje się lepszy, ze względu na skuteczniejsze przeciwdziałanie nierównomiernemu osiadaniu. Torfowa stacja doświadczalna w Bremie¹⁵⁾ zaleca wyrób ceramicznych złączy o podwójnej szerokości przy drenowaniu luźnych torfów. Koszt zwykłych złączy wynosił 0,12 Mk (= 26 gr), szerszych 0,16 Mk (= 35 gr). Zastosowanie szerszych złączy umożliwia budowę drenu na brzegu rowka w dłuższych odcinkach, dla następnego opuszczania w całości na dno rowka. Koszt 1 mb drenu skrzynkowego trzysciankowego Rogner'a wynosił 50 fen. (= 1,07 zł).

W 1929 r. Rogner dodatkowo opatentował inny rodzaj złącza złożonego z dwu części, z twardego drewna (rys. 11).

Koszt 1 złącza (25 cm długiego) wynosił 16 — 17 fen (= 35 gr) już z kosztami licencji. Koszt drenu skrzynkowego tego typu (materiał, robocizna i roboty ziemne) wynosił 65 — 70 fen (= 1,45 zł) za 1 mb i był nieznacznie wyższy od kosztu drenu o ceramicznych złączach.

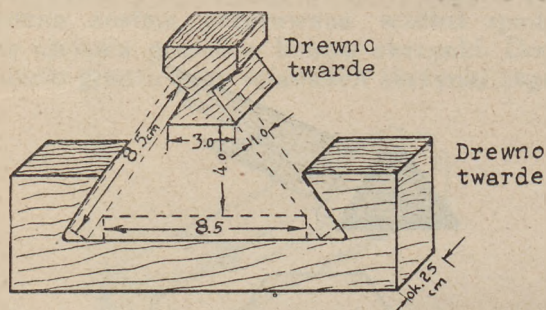
Stahlschmidt, radca budownictwa (Berlin) zaleca opatentowany przez siebie (ok. 1926 r.) dren skrzynkowy, w dwumetrowych odcinkach. Podkłady zaopatrzone są w „drewniane gwoździe” (g), które obejmują boczne ścianki drenu na 10 cm przed końcem (rys. 12).

¹⁴⁾ Brüne (5) str. 63.

¹⁵⁾ Brüne (5) str. 65.

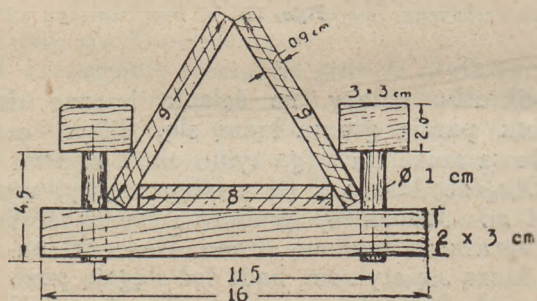
¹⁶⁾ Brüne (5) str. 71.

Niektóre torfowiska w ówczesnych Prusach Wschodnich zostały wydrenowane skrzynkami Stahlschmidt'a, w szczególności gdy było brak



Rys. 11.

podkładu dla drenów rurkowych: wrzosu, trzciny. Stwierdzono, że dreny tego typu nie mogą być płycej niż 1 m zakładane, gdyż ciężkie narzędzia dla uprawy torfowisk mogą łatwo uszkodzić poszczególne ciągi¹⁷⁾. Koszt drenów Stahl-



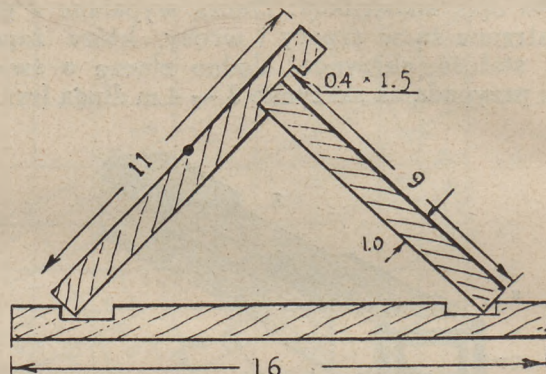
Rys. 12.

schmidt'a zależy od ceny tarcicy i w 1923 r. w Prusach Wschodnich wynosił 43 fen (= 92 gr) za 1 mb, podczas gdy rurkowe dreny kosztowały 52 fen (= 1,11 zł).

Zunker (profesor, Wrocław)¹⁸⁾ poddaje rzeczowej krytyce dreny Stahlschmidt'a: skrzynka może ulec łatwo zniekształceniu, gdyż deseczki w szczycie nie są związane; poszczególne 2-metrowe odcinki drenu składają się z 9 części i 2-ch rodzajai drewna (deseczki są sosnowe, listwy poprzeczne i „gwoździe” z buczyny, przy czym ostatnie winny być wykonane w zakładach przemysłu drzewnego). Przy zakładaniu w luźnych torfach łatwo o wzajemne przesunięcie poszczególnych odcinków drenu; zalecane przez Stahlschmidt'a deseczki na podkład na złączach niewiele pomagają.

Dren skrzynkowy Zunker'a wad tych ma nie posiadać¹⁹⁾. Deseczka tworząca dno zaopatrzona jest w 2 żłobki (15 x 4 mm), jedna z deseczek bocznych ma jeden taki żłobek. Wszystkie deseczki mają jednakową grubość, — 1 cm, szerokości — 9, 11, 16 cm (rys. 13).

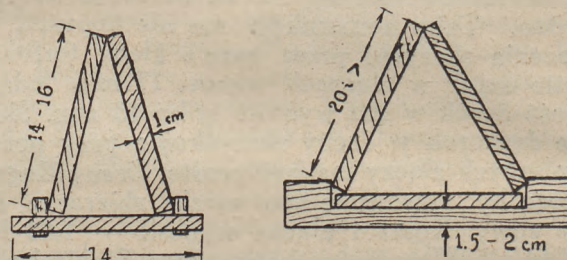
Długość deseczek może być dowolna lecz styki winny się wzajemnie mijać. Wykonanie szczelin Zunker uważa za zbyt ciężkie — wystarcza osączenie za pośrednictwem podłużnych połączeń. Dren może być zestawiony na brzegu rowka, deseczki z mocowane w 1 m odległościach cienkimi



Rys. 13.

gwoździkami, a następnie opuszczony na dno rowka. Późniejsze przerdzewienie gwoździ jest bez znaczenia. Koszt drenów tego rodzaju (nieopatentowanych), przy dostawie co najmniej 10 000 mb. Zunker w 1927 r. obliczał na 28,5 fen. (= 62 gr) za 1 mb (materiał loco tartak).

Dren pomysłu Hinz'a (mistrz łakarski, Kilonia) z 1928 r. wolny jest od kłopotliwych w wykonaniu żłobków podłużnych w deseczkach, natomiast zaopatrzony jest w małe drewniane dyble Ø 1 cm, ok. 22 cm długie, zabijane w dennej deseczce. Drugie rozwiązanie zaleca stosowanie podkładów (rys. 14).



Rys. 14.

Dla wzajemnego związania deseczek przy układaniu, drenu, użyć należy cienkich gwoździ lub wiązaadeł z drutu²⁰⁾. Żaden z drenów pomysłu Hinz'a nie znalazł zastosowania w praktyce²¹⁾.

W 1928 r. Stahlschmidt²²⁾ zgłosił do opatentowania 2 nowe typy drenów utworzone przez rozpiłowanie po przekątnej łat 5 x 6 cm. Rysunek 15 podaje szczegóły.

Sączek o trójkątnym przekroju ma zapewniać dobre oczyszczanie dna z osadów. Przekrój tra-

¹⁷⁾ Brüne (5) str. 66.

¹⁸⁾ Zunker (27) str. 194.

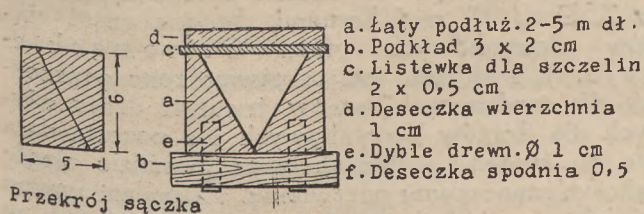
¹⁹⁾ Zunker (27) str. 195.

²⁰⁾ Brüne (5) str. 68.

²¹⁾ Bohn (4) str. 33.

²²⁾ Brüne (5) str. 69.

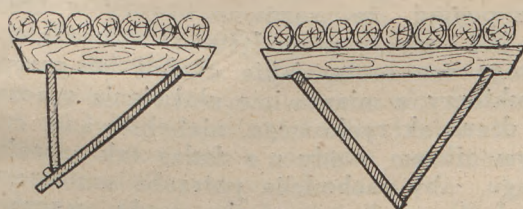
pezowy jest przeznaczony dla zbieraczy. Dreny tych typów bezwarunkowo posiadają znaczne zalety, jednak większe zużycie drewna, konieczność



Rys. 15.

przygotowania materiału na tartaku, skomplikowany sposób budowy — zwiększa koszty i nie pozwala na użycie w szerszym zakresie.

Kohlschütter (Berlin, 1925 r.) poleca²³⁾ stosowanie drenów o przekroju trójkątnym, złożonym z dwóch deseczek związanych listewkami, nakrytymi żerdziami, czy też faszyną lub wrzosem (rys. 16).



Rys. 16.

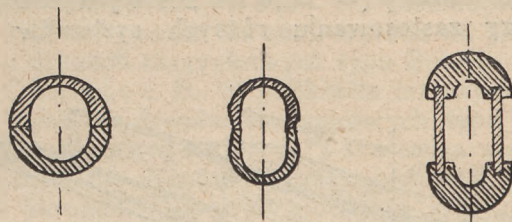
Zastosowanie przekroju trójkątnego ma być celowe ze względu na dobre spłukiwanie drenu nawet przy małym napelnieniu. Turczynowicz St.²⁴⁾ uważa tego rodzaju dreny za godne polecenia, podkreślając, że przedzwierzenie gwoździ łączących deseczki dla łatwiejszego układania, nie zmniejsza trwałości drenu.

Köster w 1931 r. zaproponował drenowanie torfowisk drenami utworzonymi z dwóch połówek wyżłobionych żerdzi²⁵⁾ (rys. 17).

Dreny układane są w 2—5 m odcinkach. Na złączach zakładane są nasadki z drewna. Wykonane jest kłopotliwe, wymaga znacznych ilości materiału i nie wnosi nowych idei; podobne rury od wielu lat w krajach obfitujących w drewno są użytkowane z dobrym wynikiem²⁶⁾.

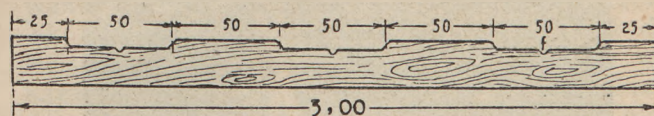
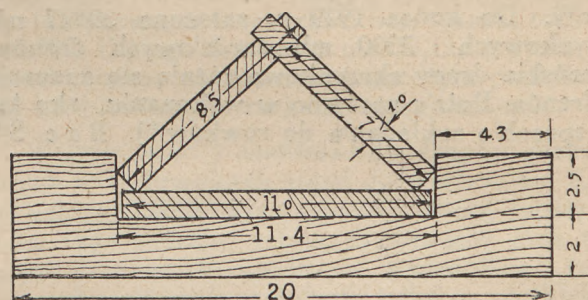
Bardziej oryginalnym i nowszym (1934 r.) jest typ drenu skrzynkowego Kölscha²⁷⁾; na drewnianych kłamrach, ułożonych w odstępach 1,5 m

leży deska spodnia. Na niej 2 boczne deski są w ten sposób ustawione, że górną krawędzią zaopatrzoną w wykroje wzajemnie się zazębiają. Dla



Rys. 17.

osączania wody do drenu wykonano wgłębienie f w każdym wykroju (rys. 18).



Rys. 18.

Wszystkie części wykonane są w warsztacie i gotowe dostarczone na miejsce robót. Koszty wykonania drenów Kölscha, szczególnie gdy wchodzi w grę większe przekroje, mają być niższe od kosztu drenów rurkowych.

Wreszcie podam opis drenów skrzynkowych stosowanych w Zakładzie Doświadczalnym Uprawy Torfowisk pod Sarnami. Miały one przekrój kwadratowy: 7 x 7 cm w świetle. Grubość desek (sosnowych) 1,5 cm, dno i wierzch 10 cm szerokie, ścianki boczne, po 7 cm. Osączanie wody do drenu zabezpieczone jest szczelinami, jakie powstają przez założenie listewek 1,5 x 0,5 cm, w odległości co 50 cm, — na ściankach bocznych, pod wierzch skrzynki. Dren zbitý jest gwoździami pocynkowanymi, przy czym deski 4 m długie łączy się w ten sposób (w kierunku podłużnym), że styki poszczególne odległe są o 1 m od siebie (rys. 19).

Połączenie także zapewnia ciągłość drenu i ułatwia zakładanie: wystarcza 2-ch ludzi, aby przygotowany na brzegu rowka dren skrzynkowy ułożyć na dno. Początkowo dren zostaje przesunięty na ułożone nad rowkiem ok. 1,5 m żerdki w odstępach ok. 5 m, po czym stopniowo opuszczany na dno rowka (rys. 20).

²³⁾ Bohn (4) str. 34.

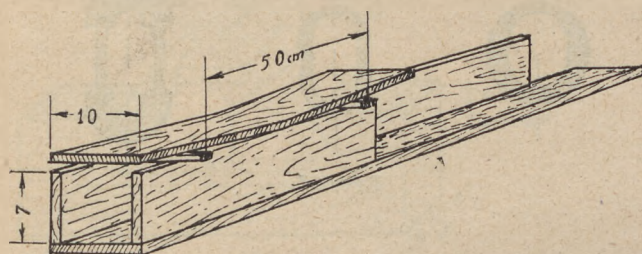
²⁴⁾ Turczynowicz St. (22) str. 115.

²⁵⁾ Köster (14) str. 148.

²⁶⁾ Bohn (4) str. 35.

²⁷⁾ Sprawozdanie (20).

W Z. D. U. T. pod Sarnami²⁸⁾ w latach 1925 — 1930 zastosowano dla melioracji gleb torfowych dreny skrzynkowe na terenie 26 działów (= 117,01 ha) oraz 4 działły (= 35,26 ha) zostały wydrenowane przy zastosowaniu różnych systemów dre-



Rys. 19.

nów²⁹⁾. Do końca 1929 r. założono 39827 mb skrzynkowych i 2300 mb żerdziowych drenów. Sarnieńskie dreny skrzynkowe różnią się znacznie od drenów Butz'a zarówno w wykonaniu, jako też i w sposobie zakładania do rowków³⁰⁾. B a c S t.



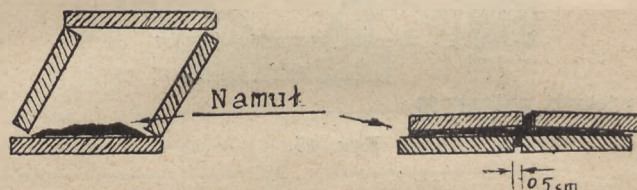
Rys. 20.

porównując intensywność odwadniania za pomocą rowów i drenów, dochodzi do wniosku, że pomimo przewagi w skuteczności działania rowów nad drenami, należy oddać pierwszeństwo drenom, bowiem: wykopanie rowów 1) połączone jest z dużą stratą powierzchni, 2) daje złą figurę pól przeznaczonych do uprawy rolnej, 3) nie pozwala na uprawę motorową.

Głębokość drenowania na torfowisku pod Sarnami wynosiła 0,7 — 0,8 — 1,0 — 1,1 m wyjątkowo mniej. Rozstawa 10 — 25 m, wyjątkowo więcej. Drewno w glebie torfowej zachowuje się dobrze. W 1930 r. odkopano w Z. D. U. T. pod Sarnami dreny żerdziowe zakładane w 1912 r. Po 17 latach działania tych drenów okazało się, że żerdzie zachowały się w doskonałym stanie, tak że

mogły być użyte na płot³¹⁾. Natomiast w niektórych ciągach został zatamowany odpływ, wskutek nagromadzenia się obfitych związków żelazowych.

W 1938 r. po 13 latach działania, została w Z. D. U. T. pod Sarnami zbadana część ciągów skrzynkowych przez Ostromięckiego J.³²⁾. Podobnie, jak to stwierdzono poprzednio dla żerdziowych drenów, trwałość desek użytych dla drenów skrzynkowych nie pozostawiała nic do życzenia. Pocynkowane gwoździe uległy tylko nieznacznemu rdzewieniu. Natomiast pewne odcinki drenów uległy znacznym deformacjom w poprzecznym przekroju, przyjmując kształt rombu, a nawet zostały zupełnie spłaszczone (rys. 21).



Rys. 21.

Ostromięcki J. przypuszcza, że przyczyna powyższych deformacji leży w niestarym układaniu i zasypaniu drenu: „w prawidłowo założonym i starannie zasypanym drenie w torfie, gdzie nie ma wstrząsów, nie może mieć miejsca opisane zniekształcenie, które zachodzi już podczas niestarymego układania”. Następnie, autor wyraża pogląd, że „zarówno otwory w drenach Butz'a, jak i szpary w modyfikacji sarnieńskiej, nie mają tego znaczenia, jakie chcieli im przypisać konstruktorzy, a mianowicie ułatwienie osączenia. Deski drenu skrzynkowego, nieheblowane, często z małym offlisem, nigdy nie dadzą tak szczelnego rurociągu, aby zachodziła potrzeba umieszczenia osobnych szpar dla przecięcia wody osączającej z torfu, której ilości na mb/sek są bardzo małe. Szpary te mogą raczej działać szkodliwie, gdyż przez nie przedostają się bryłki torfu powodując zamulenie”.

Pogląd powyższy wyraża również B a c S t. podkreślając, że wykonanie drenu skrzynkowego bez szczelin dla osączenia wody zyska na szybkości, prostocie, wytrzymałości i będzie tańsze.

Tenże autor zaleca użycie drenów skrzynkowych w torfowisku ze względu na elastyczność i trwałość drewna w tym środowisku. Zbieraczy skrzynkowych drenowych B a c S t. nie zaleca. Odnośnie kosztu, to jakkolwiek „materiał i robocizna są droższe przy drenach niżli dla rowów, to jednak brak kosztów konserwacji i możliwość wyzyskania całej powierzchni pod uprawę łąk, okopowych czy kłosowych, a zwłaszcza pastwisk, stanowią ich pewne zalety”³³⁾.

Koszt drenów skrzynkowych w Polsce przed 1939 r. był niższy od kosztu drenów ceramicznych. Przy użyciu $\frac{1}{2}$ " (= 12,5 mm) desek dla sączka o świetle 5 cm (= 25 cm²) rozchód desek na 1 mb sączka wyniesie 0,25 m², czyli 1 m² desek o potrzebnej szerokości (5 i 7,5 cm) wyda 320 mb

²⁸⁾ Chamiec B. (7) str. 708.

²⁹⁾ B a c S t. i Ostaszewski W. (2) str. 3.

³⁰⁾ B a c S t. (1) str. 245.

³¹⁾ B a c S t. i Ostaszewski W. (2) str. 14.

³²⁾ Ostromięcki J. (15) str. 193.

³³⁾ B a c S t. (3) str. 39, 40.

sączka. Na 1 km sączka tego wymiaru potrzeba zatem 3,15 m³ desek.

Gwoździe-półgontale nierdzewne, zabijane co 25 cm, tj. 16 sztuk na 1 mb, przy 700 szt. w 1 kg, dadzą zużycie 25 kg na 1 km sączka.

Robocizna (zbijanie skrzynki): 10 mb na 1 godzinę.

Koszt 1 km sączka skrzynkowego:

Desek 3,15 m ³	po 70,— zł	220,— zł
Gwoździe 25 kg	po 2,— „	50,— „
Robocizna 100 godz.	po 0,50 „	50,— „
Razem		320,— zł

Koszt 1 km sączka rurkowego, ceramicznego:

Drenów 2" (= 19,6 cm²) 3500 szt. po 95,— zł. 332,— zł. Dowóz sączków rurkowych (koleją i furmankami), wysoki koszt zabezpieczeń w torfowej glebie (ruszt z łąt drewnianych lub wyściółka z wrzosu, trzciny itp.), większy koszt układania, — zwiększają wydatnie różnicę w kosztach obu rodzajów sączków, na korzyść sączka skrzynkowego.

Wojciechowski B.³⁴⁾ obliczył w 1933 r. koszt drenowania 1 ha przy zastosowaniu drenów skrzynkowych (= 141,65 zł), oraz rowów (= 61 zł). Rozstawa drenów wynosiła 30 m, głębokość drenowania 1 m; rowy wykonano przy rozstawie 50 m, głębokości 1 m, szerokości dna 0,3 m i nachyleniu skarp 1:0,5. Wprawdzie osuszenie rowami, jak podaje powyżej zestawiony jednostkowy koszt na 1 ha, wypada 2,3 razy taniej, to jednak korzyści zastosowania drenów przemawiają za zmeliorowaniem gruntów drenami.

Dreny skrzynkowe przyjęte przez Wojciechowskiego dla porównawczego obliczenia są większe: 7 cm w świetle, grubość desek 1,8 cm, cena 35 zł/1 m³ desek; rozchód gwoździ ok. 22 kg na 1 km sączka, przy cenie 1,30 zł/kg. Koszt drenów rurkowych, wypalanych z gliny, w porównaniu z powyższymi danymi, wypadnie co najmniej dwukrotnie większy.

Opinie o użytkowej wartości drenów skrzynkowych poszczególnych typów i modeli są podzielone. Kornella A.³⁵⁾ wypowiada się za drenowaniem zwyczajnymi rurkami ceramicznymi, które mogą być stosowane we wszystkich wypadkach, gdy torf stanowi jednostajny pokład. „Rurociągi drenowe w torfach należy wykonać bardzo starannie. Narzędzia do kopania rowków, w szczególności łyżki do ustalania dna winny być ostre, ażeby przy wyrównaniu dna nie niszczyć włóknistej struktury torfu, który ma dźwigać ciężar drenów”. Jeżeli struktura jest niejednostajna, autor radzi dać pod dreny warstwę piasku 2 — 5 cm grubą. W braku piasku sączki układać na cienkich łątach z drewna. Autor przytacza wydrenowanie w latach 1913—1914 ok. 25 ha torfowiska w Dmytrowie pow. Radziechów, przez Biuro Melioracyjne we

Lwowie. Drenowanie to do 1926 r. funkcjonowało bez zarzutu.

Stanowisko Kornelli A. jest odosobnione i w 1929 r.³⁶⁾ autor ten sam, wyraża się przychylnie o drenach skrzynkowych typu Butz'a i Zunkera. Chamięc B.³⁷⁾ podkreśla intensywne i dobre działanie drenów skrzynkowych typu sarnieńskiego. Ostromięcki J.³⁸⁾ stwierdza zadawałające działanie drenów skrzynkowych w Z. D. U. T. pod Sarnami. Turczynowicz St.³⁹⁾ zaleca stosowanie w torfowiskach drenów skrzynkowych, uważając, że dreny rurkowe w tych warunkach nie nadają się, będąc narażone w różnych częściach rurociągu na różny stopień osiadania, wskutek czego może ulec przerwie ciągłość odpływu. „Torfy są najczęściej niejednolite i będą osiadać nierównomiernie; inaczej reagują na odwodnienie torfy turzycowe, inaczej trzcinowe, inaczej torfowcowe⁴⁰⁾”. Dlatego też autor uważa, że jedynie torfy spoczywające na równym jednolitym podłożu mogą być drenowane rurkami ceramicznymi.

Przytaczając⁴¹⁾ zastosowanie drenów skrzynkowych w torfowiskach stacji doświadczalnej Komarowskiej (ZSRR) oraz opisując szereg typów drenów tego rodzaju, zaleca drenowanie gleb torfowych drenami skrzynkowymi, podkreślając, że dreny rurkowe „mają rację bytu tylko na płytkich torfowiskach, kiedy rurki mogą być ułożone na podłożu mineralnym”. Schröder zaleca⁴²⁾ stosowanie drenów skrzynkowych typu Butz'a, które jak wykazało dziesięcioletnie (1927—1937) doświadczenie na Pomorzu działała sprawnie i wykazały dostateczną trwałość. Dla zbijania skrzynek należy bezwarunkowo używać gwoździ nierdzewiających (np. ze stali nierostal).

Bac St., Skotnicki Cz. i Zakaszewski Cz. również uważają za celowe użycie drenów skrzynkowych dla drenowania gleb torfowych.

Instrukcja drenarska⁴³⁾ Min. Rolnictwa Rzeszy Niemieckiej z 1934 r. poleca dla drenowania głębokich luźnych torfów użycie drenów skrzynkowych o przekroju prostokątnym, trapezowym lub trójkątnym. W glebie torfowej dreny z deseczek pozostają wilgotne i nie gniją. Dreny te muszą posiadać trwałe wiązanie i móc dostatecznie osącać wodę.

Instrukcja niemiecka z 1941 r. podaje powyższe zalecenia bez zmian⁴⁴⁾. W okresie od kwietnia 1934 r. do maja 1938 r. w Zakładzie Doświadczalnym Uprawy Torfów w Nowym Kamieniu (pow. Słupsk, woj. Gdańskie)⁴⁵⁾ zostały przepro-

³⁶⁾ Kornella A. (13) str. 445.

³⁷⁾ Chamięc B. (6, 7) str. 332 i 694.

³⁸⁾ Ostromięcki J. (15) str. 203.

³⁹⁾ Turczynowicz St. (22) str. 115.

⁴⁰⁾ Turczynowicz St. (23) str. 208.

⁴¹⁾ Turczynowicz St. (24) str. 643.

⁴²⁾ Schröder (18) str. 191.

⁴³⁾ Instrukcja (9) str. 43—44.

⁴⁴⁾ Instrukcja (10) str. 46.

⁴⁵⁾ Sprawozdanie (20).

³⁴⁾ Wojciechowski (25) str. 6.

³⁵⁾ Kornella A. (12) str. 145.

wadzone doświadczenia nad sprawnością 8 różnych typów drenów skrzynkowych, obok drenów rurkowych i faszynowych.

Zostały wypróbowane:

1. Dren skrzynkowy Hinz'a,
2. " " Stahlschmidt'a,
3. " faszynowy,
4. " skrzynkowy Tillner'a,
5. " " prostok. Rogner'a,
6. " 2½ rurkowy, ceramiczny,
7. " skrzynkowy Zunker'a,
8. " " Kolscha,
9. " " trójkątny Rogner'a,
10. " 2½ rurkowy, ceramiczny.

Dreny założono w głębokości 1,0 m, przy rozstawie 25 m, spadzie 1,5‰. Poszczególne sączki: 75 m długie. Wyloty skierowano do 1,5 m głębokiego rowu odpływowego. Sączki otrzymały tak mały spadek, aby w związku z istniejącym odpływem można było uzyskać potrzebną wysokość dla założenia pomiarowych aparatów.

Parcela przeznaczona dla doświadczeń była zupełnie płaskim torfowiskiem (torf trzcinowo-turzycowo-rokietowy), w którym sporadycznie występowały resztki drewna brzoźowego, olchy i wierzb. Głębokość torfowiska 1,5 m i więcej.

Doświadczenie wykonano bez powtórzeń z powodu braku środków. Tym nie mniej doświadczenie to posiada swą wartość, gdyż daje ogólny pogląd na działanie rozmaitych typów drenów. W celu zwiększenia dokładności badań i aby móc lepiej uchwycić różnice w ilości odprowadzanej wody przez poszczególne dreny, wiosną 1937 r. założono dodatkowe 4 cm dreny rurkowe. Rozstawa zmniejszała się z 25 m na 12,5 m i każdy próbny sączek znalazł się w środku 2 jednakowych sączków rurkowych.

Dren faszynowy Ø 25 — 30 cm wykonany został z dosyć równych pręci i był wiązany miękkim drutem w 1 m odstępach.

Przeprowadzone pomiary stwierdziły, że niektóre dreny po silnych opadach odprowadzały początkowo znaczne ilości wody, następnie jednak ilość ta szybko malała. Podczas letnich miesięcy stwierdzono znaczne różnice w intensywności i w zaprzestaniu odprowadzania wody przez poszczególne dreny.

Pierwszy dren faszynowy przestał odprowadzać wodę, następnie skrzynkowe ostatnie Rogner'a prostokątny i dreny rurkowe. Dreny faszynowe ulegają częściowemu zatkanie wskutek tworzenia się osadów z wypłukanych cząstek gleby, tlenków żelaza itp. Wydajność drenów tego rodzaju po paru latach zmniejsza się znacznie i w trzecim roku osiągnęła 50% wydajności drenów rurkowych. W szczególności wydajność tego drenu podnosi się wraz z ilością odpływu: przy 150 litr/godz wynosi 75% odpływu drenu rurkowego, zaś przy 30 litr/godz. zanika prawie całkowicie.

Jeżeli pominąć małe odpływy, a więc małe dzienne i godzinowe wydatki, które mają nieznacz-

ny wpływ na ogólne działanie drenów, gdyż chodzi głównie o ujęcie i szybkie odprowadzenie dużych i nagle pojawiających się ilości wody, otrzymamy zestawienie wydajności w początkowym okresie, jako % wydajności drenu rurkowego Ø 2½":

Dren skrzynkowy Hinz'a	114%
" " Stahlschmidt	110%
" " Tillner	115%
" " Zunker	110%
" " Kolsch	108%
" " Rogner prost.	203%
" " Butz	143%
" " Rogner trójk.	149%

Odpływ od drenów skrzynkowych w porównaniu z odpływem od drenu rurkowego po 1½ roku znacznie się zmniejszył: o 6 — 10%. Doświadczenia w Nowym Kamieniu stwierdziły ponadto, że niema podstaw dla uprzywilejowywania drenów 3-ch ściankowych na rzecz 4-o ściankowych i odwrotnie.

Dla poszczególnych typów drenów sprawozdanie zawiera wnioski:

Dren skrzynkowy Hinz'a w 1-ym roku miał wydajność przeciętnie taką jak dren rurkowy; po 3-ch latach jeszcze 86%, po 4-ch — 75%. Przy zmniejszaniu się ilości wody, odpływ z tego drenu zmniejsza się szybciej niżli z drenów rurkowych. Natomiast przy dużym napływie wód gruntowych wydajność początkowa jest większa.

Dren Stahlschmidt'a. Według danych z doświadczeń 1934—1938 r. dren ten można ocenić jako równoważnościowy z drenami rurkowymi. Dren Stahlschmidt'a po założeniu 2-ch sąsiednich pośrednich 4 cm drenów rurkowych podlegał w stosunkowo największym stopniu wpływowi tych drenów, co przypisano warunkom lokalnym.

Dren Tillner'a posiadał od początku doświadczenia wydajność nieco większą od wydajności drenu rurkowego, jednak przy małej ilości wody (poniżej 50 litr/godz — wydajność drenu rurkowego), dren ten stosunkowo znacznie zmniejsza odpływ. Po założeniu drenów pośrednich dren Tillner'a działał tak samo jak sąsiednie dreny rurkowe.

Dren Rogner'a 4-o ściankowy odprowadzał najwięcej wody (w dwójnasób w porównaniu z drenem rurkowym) przy stosunkowo dużej równomierności. Z pośród drenów skrzynkowych przyjętych dla doświadczeń, dren Rogner'a posiadał największe szczeliny pomiędzy deseczkami. Wynalazca zaleca szczeliny pokryć przed zasypaniem ziemią wrzosem, trzciną lub słomą. Jakkolwiek zatykanie szczelin nie pokrytych ochronnym materiałem było prawdopodobne, to jednak po założeniu 4 cm drenów pośrednich wydajność drenu Rogner'a była również w dwójnasób większa niżli drenu rurkowego (tj. po 4-ch latach czynności).

Dren rurkowy 2½" (= 6 cm) służy jako podstawa dla porównania wydajności innych drenów. Ogólnie, odpływ z tego drenu był bardziej

równomierny niżli z drenów skrzynkowych, które, szczególnie przy mniejszych ilościach wody w glebie dawały stosunkowo zbyt mały odpływ, względnie nie dawały żadnego. Woda spływająca drenem rurkowym przy opadaniu poziomu wody gruntowej, nie może tak łatwo wsiąkać w podłoże, jak to się dzieje w drenach skrzynkowych lub faszynowych.

Dren Zunkera dawał dość równomierny odpływ zbliżony do odpływu z drenu rurkowego. Po 2½ latach dren ten w porównaniu z drenem rurkowym zmniejszył znacznie swój odpływ. Po założeniu pośrednich drenów rurkowych, odpływ z drenu Zunkera w dalszym ciągu mocno się zmniejszył, nie bacząc na to, że wilgotność gleby w tej części parceli doświadczalnej była największa.

Dren Kölsch'a miał przeciętną wydajność odpowiadającą wydajności drenów rurkowych. Przy zmniejszaniu się odpływu, stosunkowa wydajność tego drenu bardzo się zmniejszała. Inne własności — jak drenu Zunkera.

Dren Butza odprowadzał wodę dość równomiernie i ok. 40—50% lepiej niżli dren rurkowy. Po 2-ch i 3-ch latach zanotowano tylko mały spadek wydajności. Po założeniu pośrednich drenów rurkowych stosunkowa procentowa wydajność osiągnęła poprzednią wysokość.

Dren Rogner'a 3-ój ściankowy dawał dość równomierny odpływ i do wiosny 1937 r., gdy założono pośrednie dreany rurkowe, odpływ ten był o 40—50% większy niżli z drenu rurkowego. Po założeniu drenów pośrednich odpływ zmniejszył się i wynosił tylko 90% odpływu z drenu 2½" rurkowego.

Dren Rogner'a 4-o ściankowy podczas posuchy letniej prowadził wodę najdłużej — podobnie jak dren rurkowy. Sprawozdawca z Nowego Kamienia przypuszcza, że łatwość osączania wody do drenu jest główną przyczyną dużych wydatków i że w wielkości szczelin i możliwości należytego ich zachowania, tkwi głównie przyczyna rozmaitej wydajności poszczególnych typów drenów skrzynkowych.

Przeprowadzone w Nowym Kamieniu czteroletnie doświadczenia z drenami skrzynkowymi, stwierdzają, że dreany tego rodzaju nie ustępują drenom rurkowym, a niektóre typy tych drenów nawet przewyższają pod względem wydajności dreany rurkowe. Dla ostatecznego osądzenia wartości poszczególnych typów drenów skrzynkowych w stosunku do drenów rurkowych, przeprowadzone doświadczenie nie wystarcza i winno być powtórzone w szerszym zakresie, przy uwzględnieniu zebranych już dostrzeżeń.

Wyniki doświadczeń w Nowym Kamieniu stwierdzają znaczne różnice w wydatkach pośrednich 4 cm drenów rurkowych, w pozornie jednolitym torfowisku. Dreany te miały jednakową długość (75 m), jednakowy spadek i rozstaw. Stwierdzone różnice w wydatkach zgadzają się z wypowiedzianą jeszcze w 1929 r. opinią przez Cham-

ca B., że różnice glebowe na samym torfowisku są tak znaczne, że ściśłość dostrzeżeń nie będzie prawdopodobnie nigdy tak wielka, jak w doświadczalnictwie na gruntach mineralnych⁴⁶⁾.

Na podstawie wyników drenowania drenami skrzynkowymi w Z. D. U. T. pod Sarnami oraz wyników doświadczeń w Nowym Kamieniu, a również zaleceń wielu znanych melioratorów, można wypowiedzieć wniosek, że dla obecnych naszych warunków są najbardziej godne polecenia dla drenowania gleb torfowych dreany skrzynkowe, 4-o ściankowe, typu sarneńskiego, względnie typu stosowanego i polecanego, również w obecnym czasie, w Szwajcarii.

Dreany te należy zwać związane nierdzewnymi gwoźdźmi, układane według sposobu stosowanego w Z. D. U. T. pod Sarnami, przy zasypywaniu według metody stosowanej w Szwajcarii (wyżej podanej), odpowiadać będą swemu celowi, a jednocześnie będą trwałe i stosunkowo tanie.

LITERATURA PRZYTOCZONA W TEKŚCIE.

1. Bac St. — Nieco o rowach i drenach na torfowisku — Inż. Rolna 1930, str. 245.
2. Bac St. i Ostaszewski W. — Sprawozdanie z działalności działu hydrotechnicznego Z.D.U.T. pod Sarnami — Inż. Rolna. 1931.
3. Bac St. — Melioracja techniczna i gospodarka wodna w torfowisku — praca zbiorowa: Zarys uprawy torfowisk niskich. Warszawa. 1935.
4. Bohn R. — Das Dränrohr (Mitteilungen des Reichsverbandes d. D. Wasserwirtschaft) — Berlin. 1939.
5. Brühne Fr. — Grundsätze für die Regulung des Wasserhaushalts in landwirtschaftlich genützten Moorboden u. ihre technische Durchführung — Berlin. 1929.
6. Chamiec B. — Wyniki doświadczeń w Z.D.U.T. pod Sarnami — Inż. Rolna. 1929, str. 332.
7. Chamiec B. — Sprawozdanie z działalności Z.D.U.T. pod Sarnami za 1928 r. — Inż. Rolna. 1929, str. 708.
8. Elliot C. G. — Report on drainage investigations — Washington. 1903.
9. Instrukcja drenarska Min. Roln. Rzeszy Niemieckiej z 1934 r.
10. Instrukcja drenarska Min. Roln. Rzeszy Niemieckiej z 1941 r.
11. Jagmin J. — Doświadczenia związane z melioracją murszów wysokich i niskich w Danii — Inż. Rolna. 1926, str. 194.
12. Kornella A. — Drenowanie torfów — Inż. Rolna. 1926, str. 145.
13. Kornella A. — Sprawa użytkowania torfowisk w Polsce i zagranicą — Inż. Rolna. 1929, str. 445.
14. Köster — Neue Wege in der Moordrängung — Kulturtechniker, 1931, str. 148.
15. Ostromecki J. — Obserwacje nad działaniem różnych typów drenów w torfowiskach — Przegląd Melioracyjny. 1938, str. 193.
16. Ramser—Schnyder—Tanner — Landwirtschaftliches Meliorationswesen — Bern (Szwajcaria). 1943.
17. Schewior G. — Bodenmelioration II tom — Lipsk. 1910.

⁴⁶⁾ Chamiec B. (7) str. 694.

18. Schroeder G. — Landw. Wasserbau — Berlin, 1937.
19. Skotnicki Cz. — Nauka melioracji — Warszawa, 1925.
20. Sprawozdanie z doświadczeń nad działaniem rozmaitych drenów skrzynkowych na torfowisku niskim w Zakładzie Doświadczalnym Uprawy Torfów w Nowym Kamieniu (pow. Słupsk). 1934 — 1938.
21. Tillner W. — Neue Bauweise von Holzkastendrains, KLT, 1928, str. 267.
22. Turczynowicz St. — Drenowanie torfowisk — Inż. Roln. 1926, str. 115.
23. Turczynowicz St. — Jeszcze w sprawie drenowania torfowisk — Inż. Roln. 1926, str. 208.
24. Turczynowicz St. — Drenowanie torfowisk — Inż. Roln. 1929, str. 643.
25. Wojciechowski B. — Opłacalność upraw na torfach — Wilno, 1933.
26. Zakaszewski Cz. — Podręcznik melioracji rolnych — Warszawa, 1931 i 1935.
27. Zunker F. — Neue Bauweisen von Holzkastendrains für Moorboden — KLT, 1927, str. 192.

PROF. DR KONSTANTY STECKI

Uniwersytet Poznański

Zarastanie dna zbiornika retencyjnego zakładu wodno - elektrycznego w Dychowie nad Bobrawą

Około 25 km od zachodniej granicy Polski w uroczysku okolicy nad rzeką Bobrawą, o 8 km od ujścia tej rzeki do Odry, położona jest miejscowość Dychów, gdzie w 1936 r. został pobudowany zakład wodno-elektryczny, zwany obecnie „Bobrowa Góra”. Od najbliższego miasta powiatowego, Krosno nad Odrą, oddalony jest o 8 km, dokąd prowadzi dobra szosa, wysadzana starymi pęknymi drzewami.

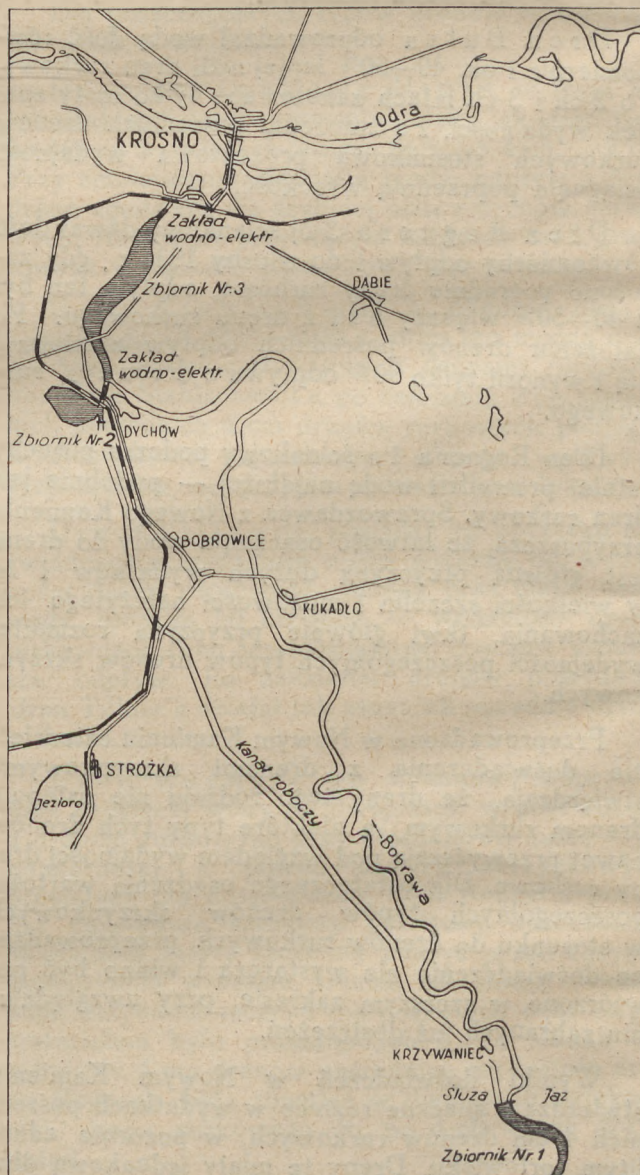
Woda na rzece Bobrawie, zwanej także Bobrem, została o 2 km wyżej, w miejscowości Krzywaniec, spiętrzona jazem i skierowana w odpowiedniej ilości do kanału roboczego, który biegnąc w kierunku północno-zachodnim, doprowadza ją do Dychowa (rys. 1). Tutaj zbudowano zbiornik retencyjny wodny o powierzchni 1 km² oraz zespół zasuwn, tzw. zamek wodny, kierujących wodę na turbiny sprzężone z generatorami, wytwarzającymi energię elektryczną. Przed wojną prąd z zakładów dychowskich zasiliał duży obszar wschodnich Niemiec aż po Słubice (Frankfurt), a częściowo był doprowadzany do Berlina. Zbiornik, o którym mówimy oznaczony jest na rys. 1 Nr 2 w odróżnieniu od zbiornika Nr 1, znajdującego się przed słuzami w Krzywaniecu i od zbiornika Nr 3, znajdującego się na Bobrawie poniżej zakładu w Dychowie i zasilającego elektrownię wodną w Krośnie.

W chwili obecnej zakład wodno-elektryczny w Dychowie jest nieczynny, gdyż słuzы powyżej zbiornika Nr 2 zostały uszkodzone przez cofających się Niemców. Słuzы zamykające zbiornik również częściowo są unieruchomione, a turbiny i urządzenia elektrowni w czasie działań wojennych wywiezione.

Na wiosnę 1946 r. zbiornik Nr 2 został opróżniony z wody z powodu prac technicznych związanych z naprawą uszkodzeń dna zbiornika, kanału, słuzы mostu kolejowego, rurociągów i innych urządzeń.

W dniu bowiem 14.III 1945 r. podczas działań wojennych, dno zbiornika zostało poważnie uszkodzone w kilku miejscach przez bomby lotnicze, od których powstały głębokie leje. Uszkodzeniom od pocisków uległ również kanał słuzowy i hała maszyn właściwego zakładu wodno - elektrycznego. Na skutek tego już od 1945 r. wody w zbiorniku było mniej i na wiosnę 1946 r. po częściowym

opróżnieniu zbiornika, na całym jego terenie zasiały się wierzby oraz roślinność zielna, wodna i bagienna, tak że w krótkim czasie, już na wiosnę

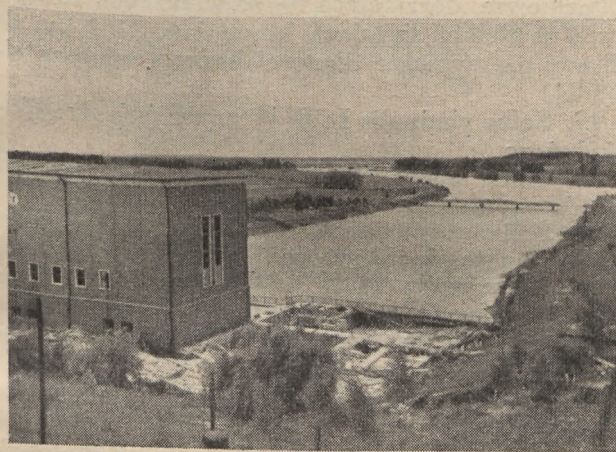


Rys. 1. Plan sytuacyjny zbiornika w Dychowie i kanału roboczego.

1947 r., całe dno zbiornika przedstawiało się jak wielka płaszczyna zarośnięta łanem wierzb i roślinności zielnej.

Zachodziła obawa, że korzenie wierzb poprzebijają uszczelnioną gliną dno zbiornika i spowodują przez to zniszczenie zdolności jego zatrzymywania wody na odpowiednim poziomie.

Zbiornik bowiem był zbudowany na terenie zupełnie przepuszczalnym o glebie piaszczystej,



Rys. 2. Widok na budynek turbinowy i kanał odpływowy.

która z natury swej nie byłaby w stanie utrzymać tak wielką ilość wody. Pojemność zbiornika wynosiła 4 miliony m³ wody, zwierciadło wody było podnoszone do 4.60 m ponad najniższym miejscem dna zbiornika. To też dno zbiornika zostało uszczelnione w ten sposób, że na piaszczyste rodzime podłoże nawieziono w 1936 r. 20 cm łu, który w dwóch warstwach został ubity tankami; na to dano 60 cm piasku (żwiru). W dzisiejszym stanie na dnie zbiornika stwierdzić można obecność warstwy 2—3 cm namułu powstałego zarówno przez naniesienie wodami kanału doprowadzającego, jak i z resztek roślinności i fauny żyjącej



Rys. 3. Krater ziemi wyrzucony przez bombę z dna zbiornika.

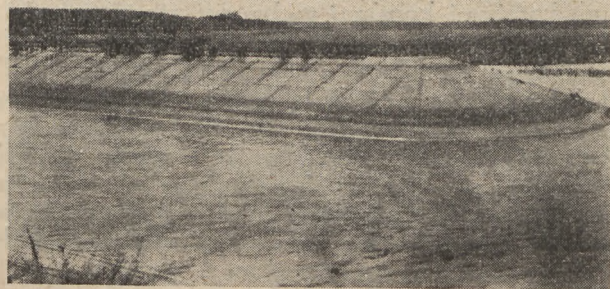
w zbiorniku. Wały zbiornika są uszczelnione warstwą łu 40—60 cm grubą, następnie pokryte warstwą żwiru, podobnie jak dno zbiornika, a na war-

stwie uszczelniające; znajduje się tu jeszcze narzut kamienny — tłuczeń (30 cm).

Dla zorientowania się w szczegółach podajemy następujące rzędnę:

korona wałów	75,30 m n. p. m.
normalne piętrzenie wody	73,30 m n. p. m.
maksymalne obniżenie wody do poziomu	69,75 m n. p. m.
do zbiornika według projektu	69,60 do 69,50 m n. p. m.
dno zbiornika mierzone w jednym miejscu 1947 r.	68,72 m n. p. m.
warstwa namułu	2 — 3 cm
warstwa piasku	60 cm
warstwa łu	20 cm.

W lipcu 1947 r. Zarząd zakładu wodno - elektrycznego „Bobrowa Góra” w Dychowie w osobie Dyrektora Inż. A. Hoffmanna, doceniając niebezpieczeństwo, jakie zagraża dla dna zbiornika ze strony licznie osadzaących się wierzb i roślin, zwrócił się do profesorów Wydziału Rolniczo-Leśnego Uniwersytetu Poznańskiego, a mianowicie: prof. hodowli lasu Dra Kazimierza Sucheckiego i prof. botaniki ogólnej i leśnej Dra Konstantego Steckiego, o obezrzenie zbiornika, stwierdzenie



Rys. 4. Ujście kanału roboczego do zbiornika Nr 2.

charakteru roślinności i określenie stopnia niebezpieczeństwa przebiccia dna korzeniami roślin. Na skutek tej propozycji wymienieni profesorowie przeprowadzili w dniu 13.VII.1947 r. badania orientacyjne flory dna zbiornika a następnie od 18.VII do 1.VIII.47 r. z ramienia Zakładu Botaniki Leśnej Wydz. Roln.-Leś. U. P. przebywał w elektrowni w Dychowie celem przeprowadzenia szczegółowych studiów i zebrania materiału roślinnego asystent Zakładu Julian Karoliński.

Rezultatem badań było stwierdzenie, że niewątpliwie na skutek pozostawiania zbiornika bez wody, względnie z bardzo płytkim stanem wody w ciągu tak długiego okresu czasu, tj. od kwietnia 1946 r. do połowy grudnia tegoż roku, co zresztą było spowodowane koniecznością naprawy dna zbiornika, uszkodzonych wałów, kanału i słuz oraz podnoszenia mostu kolejowego, wysiała się i rozwinęła na dnie zbiornika bogata roślinność złożona zarówno z gatunków drzewnych, krzewiastych jak i zielnych, która istotnie poważnie zagroziła

zniszczeniem nieprzepuszczalności dna. Zwłaszcza niebezpiecznymi pod tym względem są liczne gatunki drzewiaste, przede wszystkim wierzby, masowo i w wielkim bogactwie gatunków tu występujące. Jak stwierdzono, korzenie tych roślin sięgały już (w dn. 20.VII 1947 r.) głębokości, wystarczającej do przebicia warstwy uszczelniającej dno, a nawet znacznie głębiej. Korzeń palowy podczas próbnego wyrywania okazów wierzby sięgał do wymienionych niżej głębokości, przy czym przypominamy, że warstwa uszczelniająca dno nie przekracza 80 cm, ta więc wielkość jest krytyczna; długość korzeni poszczególnych okazów wynosiła: 45 cm, 48 cm, 50 cm, 57 cm, 60 cm, 63 cm, 65 cm, 69 cm, 70 cm, 75 cm, 78 cm, a dalej: 81 cm, 85 cm, 87 cm, 91 cm, 93 cm, 95 cm, 97 cm, 99 cm, 102 cm, 105 cm, 107 cm, 108 cm; z liczb tych wynika jasno, że warstwa uszczelniająca dno została przebita w wielu miejscach, co tym samym zaгрозиło poważnie zniszczeniem retencyjnej zdolności zbiornika.

Specjalnie niebezpieczną jest roślinność drzew i drzewiastych krzewów, jakimi są wierzby, a także drzewiaste częste tu topole oraz roślinność innych drzew, które zresztą tutaj pojawiły się w znacznie mniejszej liczbie niż wierzby.

Zarastanie dna zbiornika przedstawiało się w ten sposób, że na każdym m² wilgotnego i czasem bagnistego gruntu rosły liczne egzemplarze młodych wierzby, dorastających zwykle jeden do dwu metrów wyjątkowo nawet trzy metry wysokości. Pomiedzy tymi krzakami gleba mulista przeważnie pozostawała naga, a tu i ówdzie, zwłaszcza gdzie wierzby było mniej, osiedlały się pojedynczo rośliny zielne, czasem zresztą większych rozmiarów i tworzące bujne i rozłożyste egzemplarze. Wymieniamy poniżej spis roślin, występujących w zbiorniku, podając obok charakter ich występowania. Wierzby przeważnie wyrastały jako batorowate nierozgałęzione pędy, wyjątkowo spotykały się okazy bardziej rozkrzewione i wyższe.

Rośliny krzewiaste.

1. *Salix pentandra* L. Wierzba laurowa; miejscami do 5 szt. na 1 m².
2. *Salix fragilis* L. Wierzba krucha; miejscami do 15 szt. na 1 m².
3. *Salix amygdalina* L. Wierzba migdałowa; miejscami 3—5 szt. na 1 m².
4. *Salix triandra* L. Wierzba trójęćikowa; miejscami 4—5 szt. na 1 m².
5. *Salix triandra* L. *S. fragilis* L. Sporadycznie tylko w zachodniej części zbiornika.
6. *Salix alba* L. Wierzba biała; 20—25 szt. na 1 m², pospolita.
7. *Salix alba* var. *vitellina*. Ser. Złotocha; nie wszędzie, do 6 szt. na 1 m².
8. *Salix Ruselliana* (*S. alba* L. *S. fragilis* L.). Bardzo pospolita. 28—30 szt. na 1 m².
9. *Salix cinerea* L. Wierzba szara, łosa; 2—3 szt. na 1 m², rzadsza.
10. *Salix caprea* L. Iwa; miejscami 1—2 szt. na 1 m², nielicznie w zachodniej części zbiornika.
11. *Salix caprea* L. *Salix viminalis* L. Rzadka, nielicznie w zachodniej części zbiornika.

12. *Salix aurita* L. Wierzba uszatka; nie wszędzie, do 8 szt. na 1 m².

13. *Salix aurita* L. *S. triandra* L. Sporadycznie, 6 szt. na 1 m².

14. *Salix rosmarinifolia* L. Wierzba rokita; rzadka.

15. *Salix nigricans* Sm. Wierzba czarniawa; sporadyczna.

16. *Salix viminalis* L. Wierzba konopianka; na liczniejszą, dorastającą do największych rozmiarów i na głębiej sięgającą korzeniami, 102 cm do 108 cm; maksymalne długości korzeni odnoszą się do niej.

17. *Salix viminalis* L. *S. incana* Schrk. Rzadko, pojedynczo.

18. *Salix incana* Schrk. Wierzba siwa; podobnie jak poprzednia.

19. *Salix purpurea* L. Wierzba purpurowa; dość pospolita, do 12 szt. na 1 m².

20. *Salix purpurea* L. *S. nigricans* Sm. Rzadka.

21. *Populus alba* L. Topola biała, białodrzew; rzadko występująca, dorasta 0,5 m wysokości i o korzeniach do 35 cm długości.

22. *Populus tremula* L. Topola osika; sporadycznie.

23. *Populus nigra* L. Topola czarna; podobnie nieliczna.

24. *Tilia parvifolia* Ehrh. Lipa drobnolistna; znaleziono tylko 5 niewielkich okazów.

25. *Betula verrucosa* Ehrh. Brzoza brodawkowata; znaleziono kilka sztuk.

Prócz powyższych znaleziono jeszcze na obszarze całego zbiornika:

26. *Symphoricarpos arboreolatus* Moench. Śnieguliczka okragłolistna; znaleziono 6 szt.

27. *Spiraea chamaedrifolia* L. Tawuła; znaleziono 4 okazy.

28. *Pinus silvestris* L. Sosna zwyczajna; znaleziono 4 okazy.

Rośliny zielone aczkolwiek dość liczne jeżeli chodzi o ilość gatunków (41), nie występowały jednak tak masowo jak wierzby i były to albo skromne okazy mało rzucające się w oczy, rosnące tu i ówdzie na dnem mulistym albo też większe rozłożyste okazy flory bagiennej jak *Oenanthe aquatica*, *Alisma plantago*, *Typha latifolia* i *angustifolia*, *Rumex hydrolapathum*, *Lythrum salicaria*, wszystkie wytwarzające gęste pęki korzeni tkwiących w mule i piasku, nie sięgające zbyt głęboko, poniżej 60 cm. Korzenie ich nie wchodziły w warstwę iltu uszczelniającego i w ten sposób nie przedstawiały się niebezpiecznie dla całości dna zbiornika.

Dla ścisłości jednak podajemy pełną listę znalezionych w zbiorniku Nr 2 roślin zielonych.

Skrzypowe — Equisetaceae.

1. *Equisetum arvense* L. Skrzyp polny. Drobne okazy w nielicznych miejscach.

2. *Equisetum pratense* Ehrh. Skrzyp łąkowy. Podobnie drobny i jeszcze mniej liczny.

Jednoliścienne — Monocotyledones.

3. *Alisma plantago* L. Zabieniec pospolity (Babka wodna). Dorodne okazy, równomiernie częste w całym zbiorniku.

4. *Juncus acutiflorus* Ehrh. Sit ostrokwiatowy. Rzadko i nielicznie.
5. *Juncus lamprocarpus* Ehrh. Sit lśniący. Nieco częściej, nielicznie.
6. *Scirpus eupaluster* (L. db) Rac. Sitowie błotne. Bliżej brzegów, nielicznie.
7. *Scirpus lacustris* L. Sitowie jeziorne, oczer. Rzadko.
8. *Carex hirta* L. Turzycza owłosiona. Okazy nieliczne, nieowocujące; rzadko.
9. *Setaria viridis* (L.) P. B. Włośnica zielona. Bliżej brzegów zachodnich; nielicznie.
10. *Alopecurus fulvus* Sm. Wyczyniec czerwonożółty. Sporadycznie.
11. *Phragmites communis* Trin. Trzcina pospolita. Pod brzegiem północnym rozrzucona pasem obok rynny zbiornika.
12. *Phalaris arundinacea* L. Mozga trzcinowata. Sporadycznie.
13. *Poa trivialis* L. Wiklina zwyczajna. Drobną, częsta.
14. *Oryza clandestina* A. Br. Ryż skrytokwiatowy. Sporadycznie.
15. *Sparganium ramosum* Court. Jeżogłówka gałęzista. Nielicznie.
16. *Typha latifolia* L. Pałka szerokolistna. Nielicznie, gdzieś niegdzie owocująca.
17. *Typha angustifolia* L. Pałka wąskolistna. Nielicznie.

Dwuliścienne — Dicotyledones.

18. *Rumex hydrolapathum* Huds. Szczaw bąnkowy. Dość pospolicie.
19. *Polygonum hydropiper* L. Rdest ostrogorzki. Niezbyt liczny.
20. *Polygonum nodosum* Pers. Rdest kolankowaty. Sporadycznie.
21. *Chenopodium album* L. Komosa biała, znaleziono kilka okazów.
22. *Ranunculus Flammula* L. Jaskier płomieńczyk. Nieliczny.
23. *Sisymbrium officinale* Scop. Stulisz lekarski, kilka okazów.
24. *Nasturtium palustre* D. C. Rukiew błotna. Liczniejsza w części północnej.
25. *Viola tricolor* L. Fiołek trójbarwny. Sporadycznie.
26. *Lythrum salicaria* L. Krwawnica pospolita. Często bujne i obficie kwitnaca.
27. *Samolita latifolia* L. Marek szerokolistny. Sporadycznie.
28. *Oenanthe aquatica* Lk. Kropidło wodne. Często w dużych okazach obficie kwitnaca.
29. *Volulus sepium* (L.) Beck. Kielisznik zaroslowy. Sporadycznie. W miejscach suchych.
30. *Symphitum officinale* L. Żywokost lekarski. Niezbyt licznie, bliżej brzegów kwitnacy.
31. *Linaria vulgaris* (L.) Mill. Lnica pospolita. Sporadycznie. W suchszych miejscach słabe kwitnace okazy.
32. *Mimulus guttatus* DC (= *M. luteus* auct. non. L.). Kroplik żółty; znaleziono 2 okazy w kwiecie.
33. *Veronica scutellata* L. Przetacznik błotny. Nierzadka.

34. *Calamintha acinos* (L.) Clairv. Czyścica drobnokwiatowa. Rzadka.

35. *Lycopus europaeus* L. Karbienieć pospolity. Nieliczny i nieowocujący.

36. *Mentha aquatica* L. Mięta nadwodna. Nieliczna.

37. *Plantago media* L. Babka pospolita. Parę okazów kitnacych w miejscach suchszych.

38. *Bidens tripartita* L. Uczep dwuzębny. Tworzył gęsty i wąski pas, okalający brzeg zbiornika na narzucie kamiennym wałów.

39. *Achillea millefolium* L. Krwawnik pospolity. Dość częsty w suchszych miejscach.

40. *Tussilago farfara* L. Podbiał pospolity. Niezbyt częsty, nie kwitł i nie owocował.

41. *Senecio vulgaris* L. Starzec zwyczajny, dość częsty i drobny.

42. *Helichrysum arenarium* DC. Kocanki piaskowe. Dość rzadkie, w kwitnacych okazach.

Widzimy z tego spisu, że na terenie zbiornika znaleziono razem 70 gatunków roślinnych, w tym 28 drzewnych i 42 zielne. Drzewne jedynie, a zwłaszcza tak licznie rozrastające się wierzby, stanowią istotne niebezpieczeństwo dla zbiornika.



Rys. 5. Zarosła wierzb z kropidłem wodnym na pierwszym planie.

Ciekawym jest, że wierzby osiągnęły w niektórych swych okazach tak bujny rozwój (wysokość do 3-ch metrów), w czasie stosunkowo krótkim, gdyż zbiornik podlegał anormalnym warunkom wodnym dopiero od lata 1945 r., od zimy 1946 r. do 3.VII.1947 r. pozostawał pod wodą od 30 do 70 cm głęboko, a od tej ostatniej daty został zupełnie osuszony. Najwidoczniej więc płytki stan wody roku 1945—46 umożliwiał rozwój węgetacji.

Jakież więc środki możliwe są do zastosowania celem pozbycia się zarastającej dno zbiornika roślinności? Koszenie lub ścinanie roślin zupełnie minęłoby się z celem, gdyż jak wiemy wierzby posiadają wielką siłę odroślową i rosłyby nadal, tym bardziej, że narazie nie mogłoby być mowy o natychmiastowym spiętrzeniu wody do znacznej głębokości. Walka chemiczna w warunkach, gdzie się ma do czynienia z tak znaczną powierzchnią i częściowo w miejscach najgłębszych zawsze jeszcze pokrytą choćby płytką wodą, nie jest możliwą do

zastosowania, gdyż wymagałaby bardzo dużej ilości środków roślinobójczych i niewątpliwie nie dałaby pożądaných rezultatów. Takie preparaty, jak np. anforstan (tróchloran wapnia), dające efektowne wyniki przy walce np. z chwastami leśnymi, tutaj nie dałyby się zastosować i uzyskać niewątpliwie w tak wielkich ilościach. Pozostaje więc jedyny, aczkolwiek kosztowny, sposób wyrównania stosunkowo jeszcze młodych roślin z miękkiego dna i usuwania ich ze zbiornika. Dopokąd zbiornik nie zostanie naprawiony i zalany do pełnej przewidzianej głębokości wodą, to roślinność zawsze będzie się tu wysiewała, nasiona bowiem, roznoszone wiatrem lub przynoszone wodą z rzeki, stale będą znajdowały odpowiednie warunki dla wzrostu. Jedynie głęboka warstwa wody zabezpieczy od rozwoju szkodliwej roślinności. Specjalnie niebezpiecznym jest okres od połowy maja do końca czerwca, gdyż w tym czasie sięgają wierzby i topole. O ile stan wody będzie utrzymywany w maju i czerwcu możliwie na wysokim poziomie, to ponowny zasiew wierzb nie powinien nastąpić. Natomiast wysiew innych, a mianowicie



Rys. 6. Praca przy oczyszczaniu dna zbiornika.

zielnych roślin, dokonywa się w różnych porach roku w zależności od gatunku i przy płytkim stanie wody cały szereg roślin będzie się wysiewał, jak wymienione sity, trzciny, pałki, babka wodna, rdest, kropidło itp., dopokąd poziom wody nie będzie mógł być spiętrzony do 2—3 metrów.

To też zarząd zakładów przystąpił niezwłocznie jeszcze nawet przed zasięgnięciem opinii wymienionych profesorów, do jedynie racjonalnego wyrównania roślinności z dna. Jest to praca niesłychanie ciężka i kosztowna, wymagająca wielkiego wysiłku ze strony robotników. Przy wyrównaniu robotnicy kaleczą ręce, a zabezpieczenia w postaci rozdanych im rękawic szybko się zużywają, co tym samym zwiększa koszty pracy. Pracujący w wilgotnym gruncie robotnicy otrzymali do pracy buty gumowe, co zabezpiecza ich od przemakania. W pracach tych rozpoczętych dnia 3 VII 1947 r., brało udział przeciętnie 37 do 40 robotników. Jeden robotnik usuwał średnio w zależności od gęstości wierzb krzaki z powierzchni 190 — 300 m², przeciętnie z powierzchni około 250 m² w ciągu jednego dnia. W ciągu jednego dnia oczyszczano

faktycznie 10.000 do 11.000 m². Od 3.VII do 1.VIII 1947 r. oczyszczono około 230.000 m² dna, czyli około 1/4 część całej powierzchni. Zarząd przewidywał ukończenie robót w listopadzie. Ogólne koszty, związane z usuwaniem roślinności z dna zbiornika i jej niszczeniem, preliminowane są na około 2-ch milionów złotych.

Uszkodzenia powstałe przez wybuchy bomb, które sięgnęły poprzez warstwę uszczelniającą żwiru i ilu, aż do warstwy rodzimego piasku i tam, wybuchając i wyrzucając nazewnątrz pierścieniwate kratery ziemi, zniszczyły w miejscu wybuchu spistość warstw uszczelniających, musiały być rozkopywane i uszczelniane gliną, celem usunięcia powstałych szczelin w spistości dna.

Uzyskany przez karczowanie wierzb materiał nie przedstawia niestety, wartości handlowej i zupełnie nie nadaje się do celów koszykarskich, gdyż jest to mieszanina najrozmaitszych prętów częściowo rozgałęzionych różnej jakości pochodzących z tak różnorodnych gatunków, różnej grubości i wieku, na faszynę natomiast materiał ten jeszcze jest zbyt drobny, co również decyduje o nieprzydatności jego do celów opałowych. Pozostaje więc jedynie zniszczenie tego materiału przez spalanie go na miejscu.

Niestety, jeżeli ze względów technicznych w związku z dalszą naprawą uszkodzonych obiektów będzie konieczne utrzymanie zbiornika w stanie bezwodnym jeszcze przez czas dłuższy, to trzeba się liczyć z tym, że w najbliższych latach nastąpi ponowna inwazja roślinności szkodliwej i powtórzenie opisanego zabiegu oczyszczania zbiornika będzie znowu potrzebne, a w każdym razie musimy się liczyć z koniecznością ponownych uzupełnień i poprawek czyszczenia. Jedyną spiętrzenie wody do normalnej głębokości radykalnie zapobiegnie inwazji roślin.

Na zakończenie zwrócę jeszcze uwagę na wielką zaborczość, jaką wykazała tu roślinność przy zajmowaniu wolnego terenu, który wyłonił się na dnie zbiornika z pod taflí wodnej. W tak krótkim czasie, w 2 1/2 lat, powstał tu gęszcz roślinności, złożonej z gatunków doskonale przystosowanych do warunków specyficznych danego miejsca, a więc prawie wyłącznie gatunków wymagających dużej ilości wilgoci lub zgoła błotnych i bągniskowych. W spisie naszym wśród 70 gatunków widzimy prawie wyłącznie takie właśnie rośliny, a zaledwie 14 znaleziono tu roślin rosnących zwykle w miejscach suchszych. Są to: kocanki piaszkowe, starzec zwyczajny, krwawnik pospolity, babka pospolita, włósnica zielona, komosa biała, fiołek tróbarwny, kielisznik zarostowy, lnica pospolita, stulisz lekarski, wreszcie także sosna tawuła, śnieguliczka i brzoza brodawkowata. Rosły one jednakże wszystkie bliżej brzegów zbiornika, na terenie bardziej obeschniętym, z drugiej strony niewątpliwie w tych warunkach mogły się utrzymać tylko dzięki temu, że nie nastąpiło tu jeszcze zwarcie roślinności i duża część powierzchni dna jest od niej wolna. Stąd walka o byt pomiędzy roślinami nie toczy się w całej pełni. Niewątpliwie po pewnym czasie rośliny te musiałyby tu ustąpić miejsca bardziej przystosowanym do lokalnych warunków roślinom stanowisk wilgotnych i błotnistych.

W każdym bądź razie tak szybkie i gwałtowne opanowanie dna zbiornika przez roślinność świadczy o tej wielkiej zaborczości i pleności, jakimi się zawsze odznacza życie na powierzchni ziemi. Widzimy jak szybko roślinność może posuwać się i zajmować nowe tereny i jak odrazu znalazły się

i rozsiały te rośliny, dla których wolne środowisko stwarzało najlepsze warunki.

Z rzadszych roślin podkreślę tu jedynie pojawienie się kroplika żółtego, rośliny amerykańskie, dziczejacej czasami u nas i częstszej w zachodnich częściach Polski.

INŻ. LEONARD SKIBNIEWSKI

Zmiany stosunków hydrologicznych na rzekach uregulowanych lub skanalizowanych

Zbędne byłoby uzasadnienie twierdzenia, że regulacja lub kanalizacja rzeki powoduje w niej zasadnicze zmiany regime'u hydrologicznego. Z drugiej jednak strony tylko wyjątkowo prowadzi się badania mające na celu wyświetlenie kierunku i intensywności tych zmian, wskutek czego wiadomości w literaturze specjalnej, dotyczące się omawianych zagadnień są stosunkowo skąpe; dlatego też należałoby w większym niż dotychczas stopniu zwracać uwagę naszego świata technicznego na skutki projektowanych prac z zakresu uporządkowania cieków wodnych.

Z reguły można przyjąć, że po przeprowadzeniu regulacji wzrasta energia kinetyczna rzeki i następuje erozja dna aż do czasu, gdy wskutek zmniejszającego się spadku, ustali się pewien stan równowagi. Należałoby wyjaśnić intensywność przebiegu tego zjawiska i w celu zorientowania w zagadnieniu przytoczyć wyniki odnośnych obserwacji przeprowadzonych na kilku rzekach.

W 1840 r. po uregulowaniu Wezery zauważono obniżanie się poziomu jej dna, a w 1860 r. stwierdzono, że intensywność tego procesu zaczęła wzrastać. Przeprowadzone pomiary wykazały, że poniżej ujścia Aller pogłębienie dna w okresie od 1911 do 1932 r. osiągnęło 60 — 150 cm, a miejscami nawet 200 cm (3). W jakim stopniu obniżenie to wpłynęło na zmiany przepływu przy jednakowych stanach wodowskazowych, możemy wnioskować na podstawie danych przytoczonych w poniższej tabeli:

Rzeka Wezera Wodowskaz Intschede	Przepływ w m ³ /s		Przyrost %
	1886	1935	
1,40	62	192	210
1,75	115	229	100
2,40	189	322	70
3,36	338	468	38
3,96	430	572	33

Dno Odry poniżej Wrocławia w ostatnich stu latach pogłębiło się prawie o 2 m. Koryto Łaby również obniża się od czasu jej uregulowania, tj. od 1842 r.; stwierdzono, że w okresie 25 lat (1904 — 1929) poziom dna obniża się średnio o 8 mm rocznie (4). Na Wiśle w przekroju wodowskazowym Sandomierza, po przeprowadzeniu robót regulacyjnych w okresie 1881 — 1935 poziom średnich niskich wód wskutek erozji dna obniżył się o 80 cm, a na Sanie w Radomyślu w latach 1900 — 1914 o 1,25 m (1).

Poza wspomnianym już wpływem wzrostu energii kinetycznej, wywołanym uregulowaniem

rzeki, obniżanie się jej koryta może być spowodowane również niekorzystną stratygrafią terenu. W praktyce zdarzało się spotkać układ warstw, w którym poniżej ilastego dna rzeki występował piasek. Po przeprowadzeniu regulacji, cienka warstwa iłu stosunkowo długo opierała się zwiększonej energii rzeki, lecz gdy po wymyciu wierzchniej warstwy woda zaczęła erodować piasek — następowała katastrofa: pogłębianie się rzeki przyjmowało charakter żywiołowy, aż do czasu ustalenia się równowagi między siłą unoszenia i niewielkim oporem podłoża. Gdy mamy do czynienia z małymi ciekami, przeciwdziałanie nadmiernemu pogłębianiu się ich dna nie przedstawia większych trudności, natomiast na rzekach żeglownych w tym wypadku należy pokonać niepojemnie większe przeszkody techniczne.

Pogłębianie koryta może odbywać się i na ciekach, pozostałych w stanie naturalnym. Wzmógł się przebieg tego procesu zaobserwowano na Niemnie, Narwi (2) oraz kilku innych rzekach.

Obniżanie się zwierciadła wody na rzekach żeglownych wpływa ujemnie na stosunki rolnicze nie tylko przyległej doliny, lecz i dalszych obszarów, gdyż dopływy, tracąc podstawę erozyjną, pogłębiają się również, co powoduje systematyczne obniżanie się poziomu wód gruntowych w całej zlewni. Wywołuje to w glebach przepuszczalnych i podścielonych glinami jednakowe przesuszenie. Jednocześnie rolnictwo ponosi straty wskutek zaniku nawożących wylewów rzecznych. Jeśli nawet zdarzy się większy wylew, to woda, występując z głęboko wciętego koryta, zamiast żyznego namotu pokrywa glebę jałowym piaskiem.

Częstym zjawiskiem, obserwowanym na rzekach uregulowanych, są nieprzewidziane, lecz tym nie mniej niedopuszczalne ze względów komunikacyjnych i gospodarczych — dłuższe przerwy w żegludze. Wpływają a to dwie przyczyny: 1) systematyczne zmniejszanie się przepływu małej wody i 2) wzrost tonażu kursujących statków oraz głębokości ich zanurzenia w porównaniu ze stanem z okresu poprzedzającego regulację.

Co się tyczy stałego zmniejszania się przepływu na rzekach regulowanych, to znaczna ilość wykonanych pomiarów hydrometrycznych nie pozostawia pod tym względem żadnych wątpliwości. Przytoczymy kilka przykładów spływów (w l/s/km²) najniższej niskiej wody z poszczególnych dorzeczy (5). W nawiasach — rok pomiaru.

Ren — wodowskaz Kaub: 5,8 (1891), 5,5 (1909), 4,63 (1921), 5,38 (1934).

Wezera — wodowskaz Minden: 2,4 (1909), 1,7 (1911).

Łaba — wodowskaz Barby: 1,2 (1893), 1,1 (1904), 1,06 (1934).

Odra — wodowskaz Dolny Brzeg (Dyhernfurth): 1,5 (1895), 0,9 (1904), 0,8 (1921/22); 0,9 (1930), 0,86 (1934).

Widzimy więc, że na Odrze odpływ N.N.W. zmniejszył się w okresie 40 lat o 43%. Tendencja ta utrzymuje się nadal i prawdopodobnie ze skłonnością do wzrostu, jeśli w ten sposób można wnioskować z faktu kilkutygodniowego ugrzęźnięcia barek towarowych w korycie dolnej Odry jesienią 1947 r.

Należy się domyślać, że zmniejszanie przepływu niskich wód następuje również i na rzekach w stanie naturalnym. Wpływa na to systematyczne zmniejszanie się powierzchni lasów oraz postępująca naprzód kultura rolna, powodująca przyrost zbiorów. W Niemczech w okresie od 1884 do 1934 r. przeciętny zbiór suchej substancji zwiększył się z 24 q/ha do 42 q/ha. W tym stosunku wzrosły również straty wody wskutek transpiracji roślin. O ilościach, z jakimi mamy w tym wypadku do czynienia, możemy sądzić po przeliczeniu do wiadomości, że w celu wyprodukowania 1 kg suchej substancji płodów rolnych zużywa się przeciętnie 400 kg wody.

W Niemczech, jak możemy sądzić z danych statystycznych, rolnictwo osiąga już kres swej wydajności, natomiast Polska pod tym względem staje dopiero do startu i aby dorównać w tym zakresie winniśmy zwiększyć zbiory zbóż i okopowych z jednostki powierzchni 2-krotnie i 3-4-krotnie zbiory siana. Związane z tym zużycie wody przez rolnictwo wpłynie niekorzystnie na zdolność żegluga naszych dróg wodnych. Ponadto musimy liczyć się ze wzmożonym zapotrzebowaniem wody dla przemysłu i celów gospodarczych, co w sumie może doprowadzić do deficytu w naszym bilansie wodnym.

Odpowiednie studia, mające na celu bliższe zanalizowanie tego zjawiska zostały włączone do programu prac Głównego Urzędu Planowania Przestrzennego.

Biorąc pod uwagę powyższe rozważania jest jasne dlaczego obecnie zwracana jest duża uwaga na zbiorniki retencyjne, mające na celu utrzymanie w rzekach minimalnej głębokości dla żeglugi, przewidzianej w projekcie regulacyjnym, a świat techniczny skłania się coraz bardziej w kierunku kanalizacji rzek.

Jednakże i kanalizacja rzeki, zakłócając w stopniu bardziej zasadniczym regime rzeki niż jej regulacja, nie zawsze prowadzi do oczekiwanych przez nas rezultatów. Pod wpływem zwiększonego ciśnienia hydrostatycznego, spowodowanego spiętrzeniem rzeki, mogą wydatnie wzrosnąć straty przepływu na korzyść wód głębszych lub zaskórnych. Posiadamy w tym względzie konkretne dane dla Odry. Mianowicie, po przeprowadzeniu kanalizacji rzeki na długości około 150 km od Koźła do Wrocławia, zauważono znaczne zmniejszenie się przepływu normalnej małej wody poniżej Wrocławia. Przepływ ten w okresie 1881 do 1895 roku wynosił w Raciborzu (powyżej Koźła) —

8,2 m³/s, we Wrocławiu zaś — 48 m³/s. W okresie 1916 — 1924 r. w Raciborzu wspomniany przepływ pozostał bez zmiany, we Wrocławiu natomiast zmniejszył się do 33 m³/s, wyniósł zatem 15 m³/s mniej niż przed kanalizacją (6); strata więc wyniosła 31%.

Straty te są funkcją układów geologicznych istniejących w dolinie rzecznej; w sprzyjających warunkach ulegają one zmniejszeniu, lecz może zdarzyć się i odwrotnie.

Woda utracona na jednym odcinku rzeki, po przesączeniu się pod ziemią, czasem w dalszym biegu ponownie osiąga koryto i wydatnie zasila przepływ. Nie ratuje to jednak sytuacji, gdyż przenośność całości drogi wodnej zależy od jej najbardziej newralgicznego odcinka.

Dla przykładu przytoczę, że Wisła na odcinku powyżej ujścia Pilicy traci stosunkowo znaczną ilość przepływu na alimetację wód gruntowych, które następnie częściowo wzbogacają wody Pilicy, a częściowo bezpośrednio osiąga koryto Wisły poniżej wspomnianego dopływu. Tego rodzaju wnioski możemy wyciągnąć na podstawie pomiarów hydrometrycznych ostatnio (1946 i 1947 r.) przeprowadzanych przez Państwowy Instytut Hydrologiczno-Meteorologiczny. Intensywność zjawiska waha się w zależności od pory roku ilości przepływu i innych dotychczas mało zbadanych czynników.

Przytoczone rozważania dają podstawę do wyciągnięcia następujących wniosków:

1) Ze względu na systematycznie zwiększające się zużycie ograniczonych zapasów wody dla celów gospodarczych, rolniczych, przemysłowych i śródlądowej komunikacji wodnej, należy uważać za wskazane sporządzenie długofalowego bilansu hydrologicznego w skali ogólnokrajowej.

2) Przed przystąpieniem do sporządzenia projektu uporządkowania cieku wodnego istnieje konieczność przeprowadzania jak najbardziej szczegółowych badań hydrogeologicznych i fizjograficznych na obszarze całej zlewni.

3) Na rzekach uregulowanych oraz skanalizowanych należy przeprowadzać systematyczne obserwacje i badania zachodzących w nich zmian regime'u hydrologicznego.

LITERATURA:

1. Kwiatkowski, Wyniki spostrzeżeń wodowskazowych w związku z regulacją Wisły na odcinku Wistoka — Zawichost. „Gospodarka Wodna“ Nr 4, 1936 r.
2. Skibniewski, Zagadnienia wykorzystania naturalnych czynników środowiska w związku z melioracjami. „Przegląd Melioracyjny“ Nr 1, 1939 r.
3. Nattermann, Das Sinken der Wasserstände der Wasser und ihr Zusammenhang mit der Bildung des Wesertales. Archiv für Landes u. Volkskunde von Niedersachsen, Band 1941.
4. Metschies, Der Ausbau der Elbe zum Schiffbaren Strom. „Die Bautechnik“ 1939.
5. Gähns, Ursache und Ueberwindung der Niedrigwasserzeiten unserer Ströme. „Zeitschr. für Binnenschiffahrt“, 1934, S. 143.
6. Fabian, Die obere u. m. Oder als Schifffahrtstrasse. Jahrbuch der hafenbautechnischen Gesellschaft, 1925, S. 47.

WSPOMNIENIE POŚMIERTNE

Ś. P. PROF. INŻ. DR KAZIMIERZ WÓYCICKI



Upływa już 4-ty rok od tragicznej śmierci ś. p. Prof. Kazimierza Wóycickiego. Ukazały się w tym okresie wspomnienia pośmiertne Jego najbliższych starszych kolegów.

Na łamach „Gospodarki Wodnej” pragnę uczcić pamięć ś. p. prof. Wóycickiego garścią wspomnień z okresu najcięższych lat okupacyjnych, garścią ogólnie mało znanych szczegółów Jego pracy społeczno-technicznej, której współtowarzyszy zaledwie kilku pozostało przy życiu. Niech te wspomnienia będą skromnym uzupełnieniem ogłoszonych życiorysów tragicznie zmarłego wybitnego uczonego, inżyniera i społecznika.

Grupa kolegów inżynierów wodnych powołała do życia w czasie okupacji podziemną komórkę Stowarzyszenia Inżynierów Wodnych. W łonie tej komórki, na konspiracyjnie odbywanych zebraniach, postanowiono rozpracować szereg najważniejszych zagadnień gospodarki wodnej, które w Odrodzonej Polsce musiałyby być w najbliższych latach rozwiązane.

Duszą tych zebrań był ś. p. kol. Prof. Wóycicki. Zawsze bardzo energiczny, niezwykle pra-

cujący, a jednocześnie pełen entuzjazmu, przewodniczył tym zebraniom, brał zawsze żywy udział w dyskusji oraz wziął na siebie trud rozpracowania szeregu zagadnień. Przypominam sobie niezwykle ożywioną dyskusję na temat organizacji szkolnictwa technicznego, gorące spory przy omawianiu projektu organizacji administracji wodnej.

Ostatnie zebrania odbywały się w mieszkaniu ś. p. Prof. Wóycickiego. Ilość uczestników tych zebrań topniała, aż przed powstaniem całe grono składało się z 4 zaledwie kolegów.

Z łona tej komórki wyszły następujące bezimiennie opracowania:

1. Inwestycje znaczenia państwowego i wielkie roboty publiczne. Znaczenie robót wodnych wśród nich (z tabelami).

2. Program inwestycji w dziedzinie gospodarki wodnej (z tabelami).

3. Organizacja administracji państwowej w zakresie gospodarki wodnej (z wykresami schematycznymi).

4. Organizacja wolnego zawodu i przemysłu wodno-budowlanego; system wykonywania robót.

5. Projekt nowelizacji Ustawy Wodnej dotyczący uprawnień i sposobu wykonywania robót.

6. Finansowanie robót melioracyjnych.

7. Szkolnictwo techniczne w dziedzinie budownictwa wodnego.

Współautorem większości powyższych referatów był ś. p. Prof. Wóycicki. Prace te, przekazane konspiracyjnie różnym osobom również z poza Warszawy, na szczęście ocalały. Niestety, z pośród autorów tych prac nie wszyscy ocalili...

Na parę dni przed powstaniem sierpniowym widziałem się z Prof. Wóycickim po raz ostatni...

Był pełen energii i zapału, który zresztą charakteryzował całą Jego działalność.

9 września 1944 r. ś. p. Prof. Wóycicki już nie żył. Zginął jako jedna z ofiar Powstania Warszawskiego.

Plon żmudnej pracy krótkiego jeszcze życia ś. p. Prof. Wóycickiego wyraża się w licznych ogłoszonych rozprawach technicznych i dziełach częściowo, dopiero obecnie, będących w druku. Na łamach „Gospodarki Wodnej” od chwili powstania tego czasopisma umieszczał stale swoje artykuły.

Hydrotechnika polska poniosła w osobie ś. p. Prof. Wóycickiego ciężką stratę. Ze społeczności inżynierów wodnych odszedł człowiek wysokich wartości moralnych, rozumny patriota, wybitny technik - społecznik. Wszyscy, którzy mieli sposobność bliżej z Nim współpracować, odczuli Jego śmierć tym dotkliwiej, że stracili wyjątkowo prawnego kolegę i szczerego, uczynnego człowieka.

Cześć Jego pamięci!

Inż. Władysław Kollis

PRZEGLĄD CZASOPISM

POLSKIE PORTY MORSKIE. Numer specjalny „Techniki Morza i Wybrzeża” XI—XII 1947 r.

Numer zawiera szereg artykułów wybitnych fachowców na tematy dotyczące się wybrzeża i naszych portów, ich stanu i znaczenia dla naszego życia gospodarczego oraz ich przyszłości.

W artykule wstępnym **Inż. P. Bomasa** pt. „Perspektywy obrotów przez polskie porty morskie” autor podaje statystykę towarów ładowanych w Gdyni, Gdańsku i Szczecinie, i rozważa spodziewane ich ilości w przyszłości. Zwraca przy tym uwagę, że węgiel, którego wydobycie w 1949 r. spodziewane jest w ilości 78 mio ton i którego zapasy są obliczane na 65.000 mio ton starczy na setki lat (niestety, to mało, gdyż my chcemy trwać dłużej). Kwota eksportowa ma dojść do 24 mio ton. Drewno, którego eksport przedwojenny dochodził do 1.300.000 ton, staje się towarem importowanym w spodziewanej ilości 2.000.000 ton. Dalej podane są przewidywania, dotyczące się rud (3.600.000 t), zboża, nawozów, metali i innych ładunków. Ciekawe tablice podają zestawienia spodziewanych ładunków według portów.

W artykule „Stocznie na przekłemie” **inż. W. Urbanowicz** wskazuje na zadania, jakie ma przed sobą polskie okrętownictwo: stopniowa wymiana przypadkowego składu naszej floty na odpowiedni, jej renowacja i dalsza rozbudowa w ślad za zdobywaniem nowych szlaków morskich oraz intensywniejsze obsadzanie dawnych. Do tego potrzebna jest reorganizacja terenowa stoczni, komasacja istniejących stoczni z 9-ciu na 5, podział pracy między nimi i wyrobienie odpowiedniego zastępu specjalistów.

Inż. J. Karwowski daje rzeczowy i dokładny spis małych portów naszego wybrzeża (Elbląg, Hel, Łeba, Władysławowo, Darłowo, Kołobrzeg, Świnoujście, Ustka i inne) i wymienia ich potrzeby techniczne.

Inż. A. Riedel porusza ciekawy problem portów Pomorza Wschodniego, a w szczególności sprawę przekopania mierzwi w celu przywrócenia Elblągowi bezpośredniego połączenia z morzem.

Inż. S. Czernik oświetla rolę naszych dróg wodnych w obsłudze portów morskich, przy czym dowodzi, że z trzech idących z południa na północ dróg wodnych: Odry, Wisły i projektowanego kanału Śląsk — Konin — Gopło — Dolna Wisła — ta ostatnia droga jest najdogodniejsza, jako najkrótsza i położona centralnie, w przeciwieństwie zwłaszcza do Odry, przylegającej do granicy. Podkreśla również wielkie znaczenie drogi wodnej Wschód—Zachód (Bug — Wisła — Noteć), z ewentualnym jej rozgałęzieniem — kanałem Wieprz — Bug. Przewiduje, że przewóz na tych drogach wodnych może osiągnąć najwyższą granicę zdolności przepustowej kanału 1000-tonowego.

Inż. T. Gałęzowski podaje krótkie zestawienie zapotrzebowania energii dla elektryfikacji portów, mianowicie na 1949 r. dla Gdyni 22.153 kW, dla Gdańska 19.725 kW, dla 1965 r. odpowiednio 32.724 kW i 28.070 kW.

Port Szczeciński opisany jest w artykułach **Inż. S. Szwanowskiego** i **K. Bartoszyńskiego**, program jego rozbudowy omawia **Inż. W. Staniszkis**. Następnie spoiwkami bardzo rzeczowy opis portu w Gdyni (**inż. S. H.**) oraz historię jego powstania (**inż. H. Wagner**). Ciekawy opis techniczny odbudowy falochronów podaje **Inż.**

S. Hückel. Opis portu Gdańskiego z uwagami co do jego przyszłego rozwoju podaje **Inż. W. Staniszkis**.

Inż. Arch. S. Jelnicki omawia interesujące zagadnienie rozbudowy portu w związku z rozbudową miasta. Niestety w artykule tym jeszcze silniej niż w innych, odczuwa się brak należytego rysunkowego uzupełnienia tekstu, który na tym traci.

Prof. W. Tułewicz podaje ogólne podstawy projektowania portów, przytaczając ciekawe cyfry stosunku aquatorium do części lądowej, wydajności wyładunkowej nabrzeży, powierzchni magazynów itp.

Dr Inż. J. Naleszkiewicz podaje szczegółowe obliczenie statyczne rusztu palowego związanego płytą sztywną, rzecz bardzo cenna dla odpowiedniego uzupełnienia podręczników statyki. **Prof. W. Bogucki** omawia normy projektowania budowli morskich. **W. Orszulok** pisze o napędzie śrubowym holownika w świetle wykresów z systematycznych prób z modelami. Wreszcie **kpt. J. Pański** opisuje niedawno zastosowany w N. Yorku nowy sposób zmechanizowanego przeładunku drobnicy (palety sztaplujące się w magazynie, przy czym sztautowanie ładunku idzie prędko...).

Inż. A. Potyrała wyjaśnia żywotną sprawę klasyfikacji statków w Polsce i działalność na tym polu towarzystw: Lloyds Register of Shipping, Germanischer Lloyd, Bureau Veritas oraz Polski Rejestr Statków.

Parę drobniejszych artykułów i kronika dopełniają numer.

Całość przedstawia bardzo cenny zbiór wiadomości, potrzebnych każdemu, interesującemu się sprawą naszego współżycia z morzem i jego wykorzystaniem.

Płynność stanu naszych portów nie pozwala aby te wiadomości ujęte były w wydanie książkowe, na co pod wieloma względami zasługują. Było by jednak wskazane, ażeby mogły być periodycznie aktualizowane przez Redakcję „Techniki Morza i Wybrzeża” choćby za pomocą odpowiednich opracowań rysunkowych, ilustrujących na planach stopniowy rozwój i przekształcanie się naszych portów, w oparciu o podane opisy i z uwzględnieniem będących w opracowaniu w Min. Kom. projektów rozbudowy portowych stacji kolejowych.

T. T.

Miesięcznik „Drogownictwo” (Warszawa, Narbutta 7 m. 11) zapoczątkował rocznik 1948 numerem specjalnym (Rok III, n.r 1—2, styczeń—luty) z zakresu techniki drogowej, mostowej i przemysłu drogowego. W numerze tym, o objętości 96 stron (134 ilustracje), został przedstawiony dorobek polskiej gospodarki drogowej w latach 1944—1947 ze szczególnym ujęciem inwestycji drogowych w 1947 roku, jako w pierwszym roku realizacji programu drogowego w ramach Planu Odbudowy Gospodarczej.

Osiągnięcia w dziedzinie odbudowy mostów i komunikacji drogowej zostały przedstawione w postaci wykresów, fotografii i artykułów.

Zeszyt zawiera prace: **inż. A. Gajkowicza** — „Dorobek polskiej gospodarki drogowej w latach 1944—1947 i perspektywy na przyszłość”, **prof. L. Borowskiego** — „Wkład nauki do techniki drogowej”, **dra Skalmowskiego** — „Prace naukowo-badawcze i ich znaczenie w budownictwie drogowym”, **inż. A. Kobylńskiego** — „Doro-

bek Instytutu Badawczego Budownictwa", M. Taubwurcla — „Mechanizacja robót drogowych“, inż. M. Zybur-towicza — „Odbudowa mostów drogowych w latach 1944—1947“, prof. E. Hildebrandta — „Produkcja mate-riałów i konstrukcji do odbudowy mostów drogowych“, M. Urbana — „Zagadnienie przewozów samochodowych w planowaniu układu sieci komunikacyjnej“, inż. S. Sun-derlanda — „Kamień w drogownictwie“, inż. Gordział-kowskiego — „Podstawowe materiały do robót drogo-wych“, inż. A. Kobylińskiego — „Cement w budownic-twie drogowym“ i inż. J. Saneckiego — „Produkcja klin-kiem drogowym w Polsce“.

Powyższe artykuły wiążą w jedną całość wyniki prac inwestycyjnych na drogach w 1947 roku, nawiązując do uchwał Kongresu Techników Polskich w Katowicach i przedstawiając korekturę planu drogowego w stosunku do wyników prac przemysłu, pracującego na potrzeby budownictwa drogowego.

Cena zeszytu specjalnego — 350 zł.

W celu poinformowania jakie artykuły z dziedziny gospodarki wodnej i inne, mogące zainteresować na-szych czytelników, pojawiają się w czasopismach tech-nicznych, przyrodniczych i gospodarczych, podajemy po-niżej wykaz tych artykułów za okres 1946—1947 r., przy-czym czasopisma podano w kolejności alfabetycznej. W następnych zeszytach zamieszczany będzie aktualny przegląd czasopism. (Red.).

„Cement“ — Sosnowiec, ul. 3-go Maja 22.
Rocznik 1946.

Dr inż. Bronisław Bukowski — O dopuszczalne na-prężenie betonu (nr 1). Mjr sap. Tadeusz Chlebowski — Rozważania możliwości wykorzystania komunikacji wod-nych przez przemysł cementowy (nr 3). Wojciech Dem-bowski — Okręty i pływające doki z żelbetu (nr 3). Prof. dr inż. Br. Bukowski — Laboratorium przy Zakła-dzie Żelbetnictwa Politechniki Gdańskiej (nr 5—6).

Rocznik 1947. Inż. Mieczysław Zajbert — Sprawa regulacji rzek i w związku z tym tworzenie betoniarni pływających (nr 3—4). Bolesław Mrugański — Skrzynie betonowe do ryb z kręgów betonowych (nr 5). Inż. Je-rzy Nechay — Abecadło betonowe (nr 11).

„Czasopismo Techniczne“ — Kraków, ul. Straszew-skiego 28.

Rocznik 1946. Inż. M. Franczuk — Melioracja del-ty Wisły (nr 2—3). Prof. dr inż. Karol Pomianowski — Obliczenie światła mostów (dok.) (nr 2—3). Prof. dr inż. Karol Pomianowski — Boczne przelewy lewarowe (nr 6). Inż. Wł. Pietruszewski — Korekcja progowa na stożkach usypowych (nr 8—9, 10—11). Inż. Czesław Bjelenia — Drogi w portach (nr 8—9). Prof. dr R. Rosłoński — Ana-liza bilansu wodnego dorzecza (nr 12, 13). Inż. Alfred Konopka — Jeszcze o Odrze i Wiśle (nr 12).

Rocznik 1947. Prof. dr R. Rosłoński — Założenia hydrologiczne u podstaw kanalizacji m. Krakowa (nr 3—4). Inż. Juliusz Koreleski — Przyczynek do obliczenia parcia ziemi (nr 3—4, 5—6). Dr inż. Stanisław Andru-szewicz — Nowoczesny rozwój budownictwa (nr 5—6). Inż. Wojciech Pogany — Nowsze badania dotyczące stwierdzenia wpływu najważniejszych czynników na noś-ność pali (nr 7—8). Inż. Władysław Kollis — Dotych-czasowe koncepcje techniczne zagospodarowania Wisły (nr 9—10). Inż. M. Mischke — Splukiwany osadnik pia-sku (nr 9—10). Inż. Jerzy Tokarski — Historia powsta-

nia i działalności Krakowskiego Towarzystwa Technicz-nego w okresie jego 70-letniego istnienia (1877—1947) (nr 11—12). Inż. Tadeusz Jaszczurowski — Udział Krakow-skiego T-wa Technicznego w sprawie budowy wodociągu miejskiego w Krakowie (nr 11—12). Inż. Stefan Szempliń-ski — Kanalizacja m. Krakowa i związane z nią proble-my (nr 11—12). Inż. Alfred Konopka — Frontem do rzek, frontem do Wisły (nr 11—12).

„Drogownictwo“ — Czasopismo poświęcone zagad-nieniom techniki drogowej, mostowej i przemysłu drogo-wego. Miesięcznik. Warszawa, ul. Narbutta 7 m. 11. (Wychodzi od lutego 1946 r.).

Rocznik 1946. Inż. H. Riess — Asfalt w starożytno-sci i dobie obecnej (nr 3). Inż. A. Kobyliński — Insty-tut Badawczy Budownictwa (nr 1). Prof. dr inż. S. Hem-pel — Odbudowa mostu im. ks. J. Poniatowskiego w War-szawie (nr 7 i 8). Inż. J. Bajkiewicz — Obliczanie kosz-tów przewozu ziemi taczkami i wywrotkami (nr 8).

Rocznik 1947. Dr inż. P. Szachow — Konstrukcja drewnianych jarzm mostów na głębokich rzekach (nr 2). Ochrona mostów przed niszczącym działaniem lodów (nr 9—10). Inż. A. Lewicki — Tworzenie się zasp śnieżnych i sposoby zapobiegania im (nr 12). J. Skrzekot — Kie-runek i perspektywy działalności Stowarzyszenia Inżynie-rów i Techników Komunikacji R. P. (nr 12).

„Gaz, Woda i Technika Sanitarna“ — Miesięcznik, Organ Polskiego Zrzeszenia Gazowników, Wodociągow-ców i Techników Sanitarnych. Red. i Adm., Warszawa, ul. Koszykowa 81. (Wychodzi od kwietnia 1946 r.).

Rocznik 1946. Inż. Henryk Janczewski — Zagadnie-nia związane z uruchomieniem wodociągów i kanalizacji na Warmii i Mazurach (nr 1). Inż. Bronisław Rudziń-ski — Zagadnienie dobrej wody jako warunek dobrego zdrowia (nr 1). Inż. Ignacy Piotrowski — Zastosowanie i obliczanie hydroforów (nr 2). Inż. Leonard Skibniew-ski — Rolnicze wykorzystanie ścieków miejskich i prze-mysłowych (nr 3 i 4). Inż. Henryk Stamatello — Budo-wa przewodu wodociągowego o średnicy 200 mm przez most wysokowodny przy ul. Karowej w Warszawie (nr 3). Inż. Zygmunt Wirbser — Wielkopolska wobec zadań energetycznych i gospodarki wodnej (nr 4). Inż. Józef Liebfeld — Biuro Studiów Wodociągowo-Kanalizacyj-nych, jego rola i zadania (nr 4). Inż. Henryk Janczew-ski — Mechaniczna analiza materiału filtracyjnego (nr 5). Inż. Włótd Chramiec i Antoni Trzmiel — Państwowe Zakłady Wodociągowe na Górnym Śląsku i ich rozbudowa w najbliższej przyszłości (nr 6). Inż. Jan Kozłowski — Rozbudowa grupowych (okręgowych) zakładów wodo-ciągowych w Zagłębiu Węglowym w najbliższych latach (nr 6). Inż. Henryk Przyłęcki — Państwowy Instytut Technologii Wody, Ścieków i Inżynierii Sanitarnej (nr 6). Inż. Stanisław Wojnarowicz — Trzyletni plan inwestycyj-ny w dziedzinie wodociągów i kanalizacji (nr 8).

Rocznik 1947. Inż. Jan Just — Zasady koagulacji wody (nr 2). Doc. mgr Teodor Kırkor — Koagulacja wo-dy wiślanej (nr 1). Inż. Jan Kozłowski — Problem wo-dociągów i kanalizacji w Zagłębiu Węglowym (nr 2). Inż. Jan Wierzbicki — O wartości nawozowej wód ściekowych (nr 3). Inż. Leonard Skibniewski — Rolnicze wykorzysta-nie ścieków miejskich i przemysłowych (nr 3). Prof. dr inż. Szymon Dzierzgowski — W sprawie oczyszczania wód odpływowych (nr 4). Inż. Zygmunt Skrobecki — Osadniki systemu „Oms“ (nr 7—8). Prof. Ignacy Pio-trowski — Zjawiska korozji w podziemnych przewodach rurowych (nr 9). Inż. Jan Kozłowski — Woda jako su-

rowiec przemysłowy (nr 9). Inż. Leonard Skibniewski — Ścieki miejskie jako nawóz rolniczy (nr 10). Prof. Ignacy Piotrowski — Strata ciśnienia w przewodach wodociągowych (nr 11).

„Gospodarka Planowa“ — Dwutygodnik. Warszawa, ul. Daszyńskiego 18. (Wychodzi od listopada 1946 r.).

Rocznik 1946. (D) — Zadania i wyniki prac melioracyjnych (nr 1). — Odwodnienie żuław (nr 1).

(W każdym numerze dział: „Żegluga i sprawy morskie“).

Rocznik 1947. Jerzy [Poznański] — Elektryfikacja kraju (nr 1—2). Inż. K. Dąbrowski — W sprawie zagospodarowania żuław (nr 5). (m. p.) — Utworzenie Państwowej Rady Energetycznej (nr 8). Inż. I. Epsztejn — O planową gospodarkę wodną (nr 9). (b. t.). — Eksploatacja torfu po wojnie (nr 13). M. T. — Gospodarka rybna w Lasach Państwowych (nr 18). Maria Rożkowska — Zagadnienie torfu (nr 22).

(W każdym numerze dział: „Komunikacja i łączność“ oraz „Żegluga i sprawy morskie“).

„Inżynieria i Budownictwo“ — Organ Polskiego Związku Inżynierów Budowlanych, Miesięcznik. Warszawa, ul. Narbutta 26. (Wychodzi od marca 1946 r.).

Rocznik 1946. Prof. Wacław Paszkowski — Współpraca inżynierów praktyków z piśmiennictwem technicznym (nr 1). Dr inż. S. Suwalski — Rozkład naprężeń pionowych u podstawy fundamentu (nr 2). Inż. W. Daniłecky — Budowa wieży wodnej w Rozwadowie (nr 2). Inż. J. Ptaszyński — Wiadukt i most im. ks. J. Poniatowskiego (nr 4). Polska prasa techniczna na obczyźnie w czasie wojny (nr 5). Inż. T. Nyczewski — Wytyczne do polityki wydawniczej podręczników i prac technicznych (nr 6). Inż. B. Malisz — Dolina Wisły w planie przestrzennym kraju (nr 6). Inż. M. Krajewski — Amerykańskie maszyny do plantowania terenu (nr 6). Inż. Henryk Todor — Przeprowadzenie rurociągów przez skrzyżowanie kolej z drogą (nr 8).

Rocznik 1947. Inż. Wiesław Hajdo — Woda zaskórna — z zagadnienia odbudowy Warszawy (nr 1). Inż. Antoni Kobylński — Zagadnienie badań naukowych (nr 2). Inż. Stanisław Kądziółko — Badania gruntu w dobie obecnej (nr 3—4). Inż. E. Lebeda — O organizacji wyższych uczelni technicznych w Polsce (nr 3—4). Inż. W. Adamski — O właściwe miejsce dla Mostu Śląskiego (nr 3—4). Kulista wieża wodna (nr 11).

„Mechanik“ — Miesięcznik techniczny. Warszawa, ul. Dygasińskiego 34. (Wychodzi od stycznia 1946 r.).

Rocznik 1946. Inż.-mech. Adam Tadeusz Troskołański — Silniki wodne (nr 9).

Rocznik 1947. Prof. inż. Michał Broszko — Turbiny wodne (nr 4—5, 6, 7—8, 9).

„Politechnika“ — Czasopismo Naukowo-Techniczne Studentów Politechnik Krajowych, Miesięcznik. Redakcja i Admin.: Warszawa ul. Koszykowa 55. (Wychodzi od maja 1946 r.).

Rocznik 1946. Prof. Józef Zawadzki — Zagadnienie studiów politechnicznych (nr 1). Prof. dr Walery Goetel — O szkoleniu technicznym w Polsce (nr 1). Inż. mgr. Zygmunt Rudolf — Kształcenie inżynierów w dziale budownictwa sanitarnego (nr 1). Inż. Józef Domanus — O polską książkę techniczną (nr 1). Prof. Włodzisław Poniz. — Ś. p. prof. inż. Stefan Bryła (nr 2). Prof. Karol Pomianowski — Ś. p. prof. dr Kazimierz Wóycicki (nr 2). Dr inż. E. Czetwertyński — Ś. p. inż. Stanisław Kietliński

(nr 2). Dr inż. Ludomir Suwalski — Nośność fundamentów o posadowieniu płaskim (nr 2). Juliusz Ostrowski — Odbudowa mostu im. ks. J. Poniatowskiego (nr 2).

Rocznik 1947. Prof. inż. Leon Dreher — Spawanie i cięcie pod wodą (nr 4). Prof. inż. Wacław Balcerski — Projektowanie zginanych przekrojów żelbetowych bez pomocy tablic (nr 5—6). Prof. dr Ludomir Suwalski — Mo-duły podatności gruntu (nr 5—6).

„Przegląd Budowlany“ — Warszawa, ul. Włók 22.

Rocznik 1946. Aleksander Stankiewicz — Odbudowa tunelu linii średnicowej w Warszawie (nr 1). Inż. Piotr Zaremba — Problem odbudowy Szczecina (nr 5). Inż. Włodzisław Poniz. — Pale Hągrupa (nr 6). Inż. Wacław Pawlikowski — Pale Hągrupa a pale Franki (nr 7—8). Prof. R. Piętkowski — W sprawie oceny technicznej pa-lowiań (nr 12). Inż. E. O. — Mosty kanału Ren—Amster-dam (nr. 12). Eugeniusz Olszewski — Rola Odry i Szczecina w przyszłej strukturze Polski (nr 5).

Rocznik 1947. Józef Nowkuński — Odbudowa mo-stów stałych przez Wisłę (nr 5). R. — Budowa kanału Odra — Dunaj (nr 10—11). Wacław Pawlikowski — Pale „Mega“ (nr 12). RoH — Nawadnianie pustyni Kara-Kum (nr 12).

„Przegląd Elektrotechniczny“ — Organ Stowarzy-szenia Elektryków Polskich, Centralnego Zarządu Ener-getyki, Centralnego Zarządu Przemysłu Elektrotechnicz-nego. Miesięcznik. Warszawa, Al. Stalina 37. (Wychodzi od września 1946 r.).

Rocznik 1946. D. Gajewski — Przegląd obecnego sta-nu polskiej elektryfikacji (nr 1). Inż. Władysław Ney — Gospodarka energetyczna w Szwecji w okresie wojny (nr 3). Kazimierz Straszewski — Postępy energetyki w ostat-nich latach (nr 4).

Rocznik 1947. Dr inż. Jan Kozuchowski — Świątowa gospodarka energetyczna w czasie wojny (nr 11—12). Inż. Kazimierz Siwicki — Świątowa Konferencja Energetycz-na (S.K.E.) (nr 11—12).

„Przegląd Geodezyjny“ — Warszawa, ul. Mickiewi-cza 18.

Rocznik 1945. Inż. Wł. Barański — Organizacja Głównego Urzędu Pomiarów Kraju (nr 1). Inż. T. By-chawski — Myśli o mapie gospodarczej (nr 2).

Rocznik 1946. Prof. inż. St. Kluźniak — Planizm i planowanie przestrzenne (nr 11—12).

Rocznik 1947. Miern. przys. Wilhelm Wohlfahrt — W oświęcimskiej kaźni (nr 2). Inż. Tadeusz de Lazzari-ni — Uwagi o pomiarach większych zbiorników wodnych i zastosowanie tzw. łamanych celowych (nr 8).

„Przegląd Komunikacyjny“ — Warszawa, ul. Chału-bińskiego 4.

Rocznik 1946. Dr Teofil Bissaga — Kanał Odra—Dunaj (nr 1). Inż. Kazimierz Dębski — Zagadnienia hy-drologiczne w projekcie przebudowy Wisły na wielką dro-gę wodną (nr 2). Inż. Mieczysław Łopuszyński — Wy-tyczne odbudowy i rozwoju komunikacji (nr 2). Inż. Lu-cjan Paszkiewicz — Zapotrzebowanie inżynierów a polski instytut inżynierów komunikacji (nr 2). Inż. Zygmunt Dunin-Marcinkiewicz — Współpraca kolei z portami (nr 4). Mgr Mieczysław Połajewski — Przewozy na rzekach (nr 4). Mgr Mieczysław Połajewski — Opinia techniczna w postępowaniu wodno-prawnym (nr 5). Inż. Julian Lambor — Na marginesie dyskusji na temat kanalizacji Wisły (nr 6). Inż. Kazimierz Dębski — O sposobie obli-czenia objętości przepływu wód wielkich w budowie mo-

słów i projektach hydrotechnicznych (nr 7). Inż. Tadeusz Tillinger — Komunikacja i piękno (nr 9). Dr Teofil Bissaga — Komunikacje w 3-letnim Narodowym Planie Gospodarczym (nr 11). Inż. Julian Lambor — Przewozy na rzekach (nr 11). Mgr Mieczysław Połajewski — Przewozy na rzekach (odpowiedź) (nr 11). Wojciech Krajan — Komunikacja wodna i zagadnienie energetyczne — czołowym problemem ekonomicznym (nr 12). Inż. Wł. Szczytt — Polska Żegluga Państwowa (nr 12).

Rocznik 1947. Alojzy Chlebowczyk — O tranzyt (nr 3). Inż. Józef Nowkuński — Klasyfikacja otworów małych mostów i przepustów kolejowych (nr 3). Dr Teofil Bissaga — Tranzyt polski w przeszłości i widoki jego na przyszłość (nr 4). Inż. Wacław Balcerski — Czego nas uczy ostatnia powódź (nr 9—10). Dr Konrad Bejster — Zagadnienie stosunku portów do kolei (nr 9—10). Inż. Julian Lambor — Czy użytkowanie wody jest bezpłatne? (nr 9—10). Inż. Władysław Szczytt — Żegluga śródlądowa w Polsce (nr 11). Dr Teofil Bissaga — Komunikacja promowa Polska — Szwecja (nr 12).

„Przegląd Rolniczy” — Poznań, ul. Paderewskiego 10.

Rocznik 1947. Julian Wieniawski — Z jezior mazurskich (nr 1—2). Stanisław Bac — Przemieszczanie gleb (nr 9—10, 15—16). — Jak zapobiegać przemieszczaniu gleb (nr 11—12). — Przebudowa ustroju rolnego a przemieszczanie gleb (nr 15—16).

„Przegląd Techniczny” — Łódź, ul. Piotrkowska 50.

Rocznik 1946. Inż. Jan Kozłowski — Problem zaopatrzenia w wodę Zagłębia Węglowego (nr 1). Inż. mgr Zygmunt Rudolf — Zadania Zakładów Użyteczności Publicznej w odradzającej się Polsce (nr 1). Inż. Włodzimierz Strzebiński — Nowy sposób obliczania belek żelbetowych na zginanie (nr 1, 11—12). Inż. E. Maszczyński — Silnie obciążone złoża zrasane w świetle najnowszych badań (nr 2—3, 4). Inż. T. Kozłowski — Główne wytyczne projektowania konstrukcji żelaznych (nr 4, 7). Prof. dr inż. Karol Pomianowski — Wytrzymałość Fylszu Karpackiego (nr 5—6). Opinia Rady Wydziału Inżynierjno-Budowlanego w Gliwicach w sprawie studiów na Politechnice (nr 7). Inż. E. Maszczyński — Problem kanalizacji grupowej na terenie Zagłębia Węglowego (nr 8). Dr inż. Ludomir Suwalski — Zapotrzebowanie powietrza w kesonach (nr 14, 15—16). Eug. Dun. Marc. — Odra jako arteria naszego obrotu towarowego (nr 19). Inż. Mieczysław Zajbert — Regulacja rzek dla celów żeglugi a hydromechanika (nr 19, 22). Inż. Jan Świątkiewicz — Organizacja gospodarki wodnej (nr 20—21). Inż. St. Frankiewicz i inż. Fr. Głuski — Niewykorzystane źródło energii — wiatr (nr 22, 23). Prof. dr inż. Karol Pomianowski — Laboratorium wodne na Politechnice w Gdańsku (nr 24).

Rocznik 1947. Inż. Mirosław Garnuszewski — Polska terminologia morska (nr 4). Prof. dr inż. M. T. Huber — Z zagadnień wytrzymałościowych techniki współczesnej (nr 5, 6, 7—8, 9—10). Inż. Zygmunt Kotarski — Rozwój i rola przemysłu torfowego (nr 6). R. i E. Brecher — Siła wiatru (nr 9—10). Inż. Witold Rosner — Jednostki w technice ulepszania wody (nr 18).

„Technika Morza i Wybrzeża” — Czasopismo poświęcone odbudowie wybrzeża i portów, żegludzie i stoczniom. Organ Morskiego Stowarzyszenia Technicznego. (Wychodzi od listopada 1946 r.). Miesięcznik. Gdańsk—Wrzeszcz, Al. Wojska Polskiego 24.

Rocznik 1946. Inż. Stanisław Hückel i inż. Witold Staniszkis — Wytyczne odbudowy polskich portów morskich (nr 1). Inż. Piotr Szawernowski — Prognoza fali (nr 1).

Rocznik 1947. Inż. Stanisław Szymborski — Problemy techniczne wybrzeża (nr 1). Inż. Piotr Szawernowski — Podwodne spawanie i cięcie metali (nr 1). Inż. Witold Gintyło — Komunikacja bezpośrednia Gdynia—Trelleborg (nr 1). Prof. dr inż. Karol Pomianowski — Dolna Wisła jako duża droga wodna i źródło energii (nr 2). Inż. Stanisław Hückel — Umocnienia wybrzeży morskich (nr 2). Inż. Ignacy Gościcki — Odwodnienie Żuław jako problem energetyczny (nr 2). Inż. Józef Karwowski — O konieczności utworzenia morskiego laboratorium hydrotechnicznego (nr 3—4). Inż. Piotr Szawernowski — Zastosowanie stereofotogrametrii przy pomiarach głębokości morza (nr 3—4). Prof. inż. Wojciech Pogany — Wpływ środowiska morskiego na konstrukcje (nr 5). Inż. Józef Czyż — W sprawie odbudowy Basenu Jachtowego w Gdyni (nr 6). Inż. Witold Urbanowicz — Holownik morski (nr 6, 7—8, 9—10). Prof. dr Zdzisław Płazdro — Geologiczne dzieje Bałtyku (nr 7—8). Dr inż. Władysław Bogucki — Uproszczenie obliczeń statycznych ścianek szczelnych obustronnie utwierdzonych (nr 9—10). Inż. Piotr Szawernowski — Odbudowa portów francuskich (nr 9—10). (Nr 11—12 omówiony jest szczegółowo).

„Wszechświat” — Pismo przyrodnicze. Organ Polskiego T-wa Przyrodników im. Kopernika, Red. i Adm.: Kraków, Św. Anny 6. (Wychodzi od lipca 1945 r.).

Rocznik 1945. F. Bieda — O morzach Prąbaltyku (nr 1). J. Tokarski — Co należy wiedzieć o skałach. I. Skały magmowe (nr 2). II. Skały osadowe (nr 3).

Rocznik 1946. Stefan Czarnocki — Jak się tworzą zagłębia węglowe (nr 1). J. Tokarski — O metamorfozie skał (nr 2). — O niektórych właściwościach wody (nr 2). J. Biborski — Falowanie morza (nr 4). A. Bielański — Zapora wodna i zakład energetyczny w Rożnowie (nr 5). P. Olszewski — Odrębność biologiczna jeziora Rożnowskiego (nr 6).

Rocznik 1947. W. M. Krach — Ostatni zalew morski w Polsce (nr 3). D. Szymkiewicz — Natężenie opadów atmosferycznych (nr 4). J. Siemińska — Gdy woda kwitnie (nr 6). W. Juszczyk — Znaczenie zapory rożnowskiej dla ryb wędrownych (nr 8). M. Książkiewicz — Podmorskie doliny i kaniony (nr 10).

„Życie Gospodarcze” — Katowice, ul. 3-go Maja 23.

Rocznik 1945/46. Dr Antoni Wrzosek — Odra i Wisła (nr 1). Inż. Eugeniusz Kwiatkowski — Silny powiew twórczy od morza (nr 3). Dr Antoni Wrzosek — Bazalty śląskie (nr 9). Inż. Jan Latour — Energetyka polska (nr 18). J. K. Paszkowicz — Specjalizacja polskich portów morskich (nr 18). Inż. Jerzy Wysocki — Zagadnienie energetyczne Wisły (nr 21).

Rocznik 1947. Eugeniusz Kwiatkowski — Perspektywy gospodarcze rozwoju wybrzeża (nr 2). J. Hofman — Przemysł cementowy w Polsce (nr 3). Mgr Zdzisław Dżoga — Polski przemysł okrętowy (nr 3). Inż. Zbigniew Dziewoński — Odra w gospodarce Ziemi Odzyskanych (nr 16a). Inż. Władysław Ney — Gospodarka energetyczna na Ziemiach Odzyskanych (nr 16a). Mieczysław Mysłowski — Polskie porty morskie (nr 16a).

BIBLIOGRAFIA

Inż. Mieczysław Łopuszyński, Podstawowe zagadnienia polityki komunikacyjnej. Wydawnictwa techniczne Ministerstwa Komunikacji Nr 6. Warszawa 1947.

Książka jest jedną z pierwszych w szeregu wydawnictw technicznych, zapoczątkowanych przez Min. Kom. w celu wzbogacenia naszego piśmiennictwa technicznego i wypełnienia odczuwanego silnie braku literatury zawodowej w dziale komunikacji.

Na wstępie Autor omawia znaczenie komunikacji i ich związek z ogólnym rozwojem gospodarczym kraju, podkreśla przy tym jednolitość systemu komunikacyjnego, wskazując, że między różnymi rodzajami komunikacji nie powinno być szkodliwej konkurencji, lecz powinna istnieć ścisła współpraca i podział czynności stosownie do właściwości każdego środka przewozowego. Następnie wskazuje na konieczność, dla racjonalnego rozwiązania zagadnień komunikacyjnych, dokładnego poznania kosztów własnych przewozów i przechodzi do analizy tych kosztów przytaczając wiele ciekawego materiału cyfrowego z eksploatacji PKP oraz ze źródeł zagranicznych. Podkreśla przy tym znaczenie i konieczność odpisów (amortyzacji kapitału i renowacji urządzeń) jako części składowej tych kosztów. Dalej podany jest koszt przewozów kolejowych, obliczonych metodą inż. Krzyżanowskiego dla PKP w zależności od odległości przewozu i natężenia ruchu z odpowiednimi wykresami oraz koszt przewozów wodnych, samochodowych i lotniczych. Porównując przewozy kolejowe z autobusowymi autor dowodzi, że te ostatnie mogą być tańsze tylko przy wyjątkowych warunkach, zaś przewozy towarowe autami 5-tonowymi mogą być tańsze od kolejowych przy odległości do 60 km.

Następnie Autor przechodzi do bodaj najbardziej nas interesującego zagadnienia, mianowicie do porównania kosztów przewozów kolejowych i wodnych.

Niestety w obliczeniach swych Autor przyjmuje szereg założeń, niekorzystnych dla dróg wodnych, założeń, może w tej chwili słusznych, lecz które nie powinny być uważane za miarodajne dla przyszłości. Mianowicie, przyjmując dla kolei jako wysokość kapitału inwestowanego ich wartość inwentarzową z 1938 r., — dla dróg wodnych wprowadza koszty budowy przeszło dwa razy wyższe od rzeczywistych kosztów istniejących u nas kanałów i rzek skanalizowanych. Następnie mówiąc o przewozach barkami 600 t przyjmuje w rachubę przewozy „przeciętne“, wykonywane częściowo barkami mniejszymi i z tego względu koszty obliczone dla barek 600 t zwiększa o 30%, co doprowadza do nieprawidłowego porównania w odniesieniu do przyszłości, choć może być chwilowo słuszne dla obecnych warunków Odry. Przewóz barkami 600 t Autor porównywa z przewozem koleją pociągami zwartymi, co może wchodzić w rachubę tylko między Zagłębiem a portami, gdzie jednak przewidyuje się w przyszłości droga wodna dla barek 1000 t.

Dalej przytoczone jest szczegółowo obliczenie kosztów przewozu węgla z Zagłębia do Szczecina i Gdańska koleją i drogami wodnymi. Autor przychodzi do wniosku, że przewóz Odrą, po uwzględnieniu zamierzonych inwestycji wypadnie taniej od kolejowego, natomiast przewóz Wistą, ze względu na dużą różnicę odległości na niekorzyść wody, wypadnie drożej, co jest zupełnie słuszne.

Do porównania kosztów przewozów wodnych i kolejowych Autor słusznie wprowadza pojęcie pełnych kosztów, z uwzględnieniem obciążenia nie tylko koszta-

mi utrzymania drogi, lecz również kosztami oprocentowania i amortyzacji kapitału budowy, przypisując tym ostatnim rolę decydującą. Nie wspomina jednak, że okres amortyzacji przedzie czy później przemienie, a drogi budujemy nie dla jednego pokolenia. A więc, biorąc pod uwagę dalszą przyszłość, która przecież jest dłuższa i ważniejsza od przejściowego okresu 30 — 40 lat amortyzacji, należało by brać pod uwagę głównie koszty przewozu bez obciążenia spłatą kapitału, co dla dróg wodnych będzie korzystniej. Następnie Autor przechodzi do sprawy przewidywanego rozwoju przewozów i podaje bogaty materiał cyfrowy odnoszący się do Polski i niektórych innych krajów. Wskazując na stały wzrost tych przewozów Autor zwraca jednak uwagę, że przesunięcia i przekształcenia w przemyśle i uszlachetnienie produkcji mogą doprowadzić do ważnych zmian w strukturze przewozów. Ładunki masowe ustępują ładunkom lżejszym. Zamiast przewozu węgla buduje się słownie przy kopalniach lub wyzyskuje energię wodną i przesyła ją dalekosieżnymi sjecciami. Również i rurociągi znajdują coraz szersze zastosowanie, należy przy tym dążyć do oszczędzania węgla. Wobec powyższego nie powinniśmy poddawać się sugestii trwałości przewozów masowych.

Autor przychodzi do wniosku, że za 5 lat przewozy w Polsce z 71,4 mio ton i 24 700 t-km wzrosną do 207,8 mio ton i 51 800 t-km. Dla dróg wodnych przewiduje Autor na Odrze 4,2 mio t, na Wiśle 0,7 mio t na rok 1949.

Następnie Autor przechodzi od strony finansowej komunikacji, starając się uchwycić wpływ wymagań życia gospodarczego i poziomu cen rynkowych na dochodowość przedsiębiorstwa oraz zależność pracy poszczególnych środków komunikacji od istniejącego dochodu społecznego. Mówiąc o wpływie przewozów ulgowych na dochodowość kolei wskazuje, że w 1938 r. według taryfy normalnej przewieziono tylko 32% podróży, zaś według taryfy ulgowej i wojskowej 68%.

Następnie omawia wpływ przewozów autobusowych na zmniejszenie ilości osobo-km na kolejach. Podając bogaty materiał ilustrujący gospodarkę finansową PKP dochodzi Autor do wniosku, że aczkolwiek równowaga finansowa tej gospodarki była zachowywana, jednakże nadwyżki eksploatacji były fikcją, powstawały bowiem w następstwie obniżenia poziomu wyposażenia technicznego. Konieczne jest należyte wyposażenie i utrzymanie kolei, i zlikwidowanie bezpłatności lub niedostatecznej opłatności liczących świadczeń. Co do żeglugi autor jest zdania, że nie jest ona w stanie pokryć oprocentowania kapitału budowy dróg wodnych, zwłaszcza sztucznych. Do tych wniosków dochodzi on na podstawie tylko bardzo fragmentarycznych wyników żeglugi na Odrze, która przecież nie może być alfą i omegą tej sprawy, i po za którą można by znaleźć bardziej dla naszej przyszłości zachęcające przykłady.

Komunikacja samochodowa u nas i zagranicą odbywa się przy mniej lub więcej jawnej subwencji państwa, które utrzymuje drogi. W lotnictwie subwencje są jawne i wynoszą 65 do 86% wpływów.

Następnie podany jest stan obecny sieci komunikacyjnej (z drobnymi przeoczeniami w sieci wodnej) oraz straty wojenne.

Przechodząc w końcu do omawiania przyszłego rozwoju komunikacji w Polsce Autor podkreśla ewolucyjny

jego charakter i konieczność podziału planowania na 3 okresy oraz utrzymania jednolitości polityki komunikacyjnej, łączącej wszystkie rodzaje transportu.

Następnie Autor omawia sprawę odbudowy i rozwoju sieci kolejowej i przebudowy głównych węzłów (1225 mio zł). Ogółem na koleje w ciągu 30 lat przewiduje przeszło 4,5 miliarda zł (przedwojennych).

Podlegający ciągłym zmianom program rozbudowy naszych dróg wodnych, wskutek tej swojej płynności nie został przez Autora odzwierciadlony dość ściśle.

30-letni plan budowy dróg wynosi 13 miliardów zł, z czego prawie połowa przypada na samorządy. W programie tym przewidziano między innymi budowę 25 000 km nowych szos oraz 3 000 km autostrad, a także 231 km mostów stałych oraz 726 km mostów drewnianych (ta ostatnia pozycja wydaje się wątpliwą).

Komunikacja autobusowa winna się wycofać z kursów dalekobieżnych i ograniczyć do ruchu podmiejskiego i dowozowego.

W końcu Autor wskazuje na konieczność wyzyskania naszego położenia geograficznego w celu wzięcia wdatnego udziału w międzynarodowej komunikacji lotniczej.

Autorowi należy się uznanie za zebranie i usystematyzowanie obszernego a tak trudno dostępnego materiału statystycznego, odnoszącego się do różnych dziedzin komunikacji oraz za fachowe oświecenie szeregu kwestii.

Książka inż. Łopuszyńskiego winna się znaleźć na biurku każdego interesującego się sprawą rozwoju komunikacji.

Inż. T. Tillingier.

WYDAWNICTWA INSTYTUTU BADAWCZEGO BUDOWNICTWA.

Inż. Piotr Zaremba — Planowanie zieleni i krajobrazu. Zieleni w urbanistyce i komunikacji. Warszawa 1946. s. 288.

Pracujemy obecnie pod znakiem planowania, zamierzamy odbudować kraj — miasta i wsie — racjonalnie, nawet kosztem większego nakładu sił i kapitału, przywiązujemy wielką wagę do estetyki budowlanej i otoczenia.

„Gospodarka Wodna“ niejednokrotnie wysuwała znaczenie piękna w budownictwie, przestrzegając wykonawców przed zbyt pochopnym niszczeniem krajobrazu i przyrody. Książka inż. Zarembki stanowi pierwszą próbę ujęcia wartości zieleni i krajobrazu w planowaniu. Poszczególne jej rozdziały podają przykłady użycia zieleni w różnych dziedzinach budownictwa. Osobny rozdział poświęcony został wodzie w zieleni miejskiej. Na przykładzie pokazano rozwiązanie tzw. Łęgów Dębińskich w Poznaniu — terenu rokrocznie zalewanego przez rz. Wartę. Autor proponuje spiętrzenie Warty poniżej miasta i wytworzenie sztucznego jeziora o małym wahanu stanów. Jezioro, poza wykorzystaniem jego do regat wioślarskich, stanowiłoby harmonijną całość z otaczającą zielenią miejską. Dalej podkreśla autor konieczność zachowania czystości wód, estetyczne otoczenie zielenią źródeł, jezior i strumyków, tworzenie basenów, właściwe wykształcenie rzek itp. W zakończeniu: Instrukcja o zadrzewianiu dróg publicznych.

Inż. Adam Czeżowski — Kamieniołomy. Obróbka i przeróbka kamienia. Tom. I. Warszawa 1946. s. 275. (Praca wykonana w ramach akcji przygotowania dzieł

technicznych w okresie okupacji niemieckiej przez Stowarzyszenie Zawodowe Przemysłowców Budowlanych w Warszawie).

Książka inż. Czeżowskiego winna spełnić całkowicie swe zadanie w chwili wytężonej akcji odbudowy kraju, kiedy wykorzystanie naturalnych bogactw mineralnych Polski stawia się na czołowym miejscu. Dzieło to ukazujące się w trzech tomach, stanie się zapewne podręcznikiem każdego fachowca, związanego z tą dziedziną przemysłu. Tom I zawiera: wiadomości o skałach, kamieniołomy Polski przed 1939 r. (w tomie III zamieszczony będzie opis kamieniołomów na Śląsku Górnym i Dolnym); wydobywanie kamienia i wreszcie wiercenie otworów w kamieniu. Całość bogato ilustrowana.

Inż. Jan Mądziński — Drogi gruntowe. Budowa i konserwacja. Warszawa 1947. s. 191. Biblioteka Inżyniera i Technika Drogowego. Tom VII.

Znaczenie podręcznika podnosi w przedmowie prof. Borowski, podkreślając niedoceniające dróg gruntowych przez autorów-drogowców. Autor rozpatruje pokrótce opory ruchu i uwagi o robotach ziemnych, aby następnie przejść do opisów metod dróg gruntowych i konserwacji. Stosunkowo obszernie potraktowany jest rozdział o organizacji robót. Zaletą pracy jest wykorzystanie wyników badań w tej dziedzinie praktyków i naukowców polskich i obcych.

Inż. ppłk A. Rabinowicz i inż. kpt. S. Guzek — Budowa lotnisk przez Amerykanów. Warszawa 1947. s. 102.

Dziedzina budowy lotnisk, poza wydanymi w 1930 i 1937 r. książkami prof. Kluza, nie posiadała prawie żadnej literatury, a tym bardziej opisów ostatnich zdobyczy technicznych na tym polu. W treści książki znajdujemy: Ogólną charakterystykę lotnisk w St. Zjedn. przed przystąpieniem do drugiej wojny światowej; założenia techniczne budowy lotnisk w Ameryce; budowę lotnisk wojskowych; budowę lotnisk na terenach wojennych poza granicami USA; przenośne drogi startowe i w zakończeniu budowę lotnisk po wojnie. Znaczna ilość szkiców i fotografii.

Z. M.

WSKAZÓWKI DO HYDROLOGICZNEGO BADANIA JEZIOR.

Nakładem Państwowego Instytutu Hydrologiczno-Meteorologicznego w serii A „Instrukcje i podręczniki“ ukazała się pod podanym powyżej tytułem praca inż. L. Skibniewskiego.

Książeczka przeznaczona przede wszystkim dla organów Państwowej Służby Hydrograficznej znajdzie się z pożytkiem w ręku każdego inżyniera, przyrodnika i rybaka, którego zawód lub zamiłowania skłonią do badania większych zbiorników wód słodkich.

Praca inż. Skibniewskiego podaje szereg systematycznych wskazówek w jakim celu, jak, jakimi narzędziami należy badać charakterystyczne cechy jezior, a jest tym cenniejsza, że choć pisana przez inżyniera nie naręcza zastrzeżeń w stosunku do przyrodniczego ujęcia i naświetlenia poruszanych zagadnień.

Z.

KALENDARZ PRZEGLĄDU BUDOWLANEGO.

Kalendarz Przeglądu Budowlanego — tom I i II, wydanie IV, format 11,5 x 16,5 cm, stron 1882, wydawnictwo Stowarzyszenia Zawodowego Przemysłowców Budowlanych R. P., Warszawa, ul. Widok 22 m. 4 i 5; cena dwóch tomów zł 3.000.—, plus 150.— zł przy wysyłce na prowincję na porto i opakowanie, konto PKO I-5700.

IV wydanie popularnej encyklopedii budowlanej jest pierwszym powojennym wydawnictwem Stowarzyszenia Zawodowego Przemysłowców Budowlanych R. P.

I wydanie „Kalendarza“ ukazało się w r. 1938.

II wydanie — w r. 1939.

III wydanie wojenne w Londynie w r. 1945.

IV obecne wydanie zawiera stereotypowy przedruk wydania III (do str. 1506) i uzupełnienia aktualne z dziedziny prawodawstwa, skarbowości, norm budowlanych oraz aktualny dział informacyjny.

Treść „Dodatków“ dzieli się na następujące rozdziały:

- I. Obowiązujące przepisy z dziedziny budownictwa (opracował Gustaw Szymkiewicz);
- II. Prawo podatkowe (opracował Adw. Władysław Żywicki);
- III. Prawo pracy (opracował Adw. Władysław Żywicki);
- IV. Ubezpieczenia społeczne (opracował Adw. Władysław Żywicki);
- V. Układy zbiorowe pracy w budownictwie (opracował Adw. Władysław Żywicki);
- VI. Polskie Normy — zestawienie tabelaryczne norm budowlanych i związanych z budownictwem (opracował Inż. J. Oderfeld i F. Jasiński);
- VII. Szkoły techniczne w Polsce;
- VIII. Czasopisma budowlane w Polsce;
- IX. Biblioteki naukowo-techniczne;
- X. Najwyższe władze Rzeczypospolitej Polskiej (opracował Władysław Gut);
- XI. Stowarzyszenia, Związki i Cechy, mające związek z budownictwem (opracował Jerzy Sokołowski);
- XII. Spis członków Stowarzyszenia Zawodowego Przemysłowców Budowlanych;
- XIII. Laboratoria budowlane w Polsce (opracował Kazimierz Lewak);
- XIV. Ceny materiałów budowlanych (tabela porównawcza cen w roku 1939 i 1947);
- XV. Przemysł materiałów budowlanych na Ziemiach Odzyskanych.
- XVI. Część informacyjna.

IV wydanie Kalendarza Przeglądu Budowlanego, prawie w niezmienionej formie, stanowi dowód trwałej wartości pożytecznej pracy ś. p. Redaktora Inż. I. Lufta, pierwszego redaktora „Kalendarza“, zamordowanego w czasie ostatniej wojny przez Niemców.

WYKAZ PRZYBYTKÓW BIBLIOTEKI MINISTERSTWA KOMUNIKACJI

(Wyciąg z wykazu dotyczy działu dróg wodnych)

Styczeń — Kwiecień 1946.

- Lopuszyński M.** — Podstawy rozwoju sieci komunikacyjnej w Polsce. Warszawa 1939, s. 579.
- Dolgoletniko A.** — Podemno-transportnije masziny. Leningrad 1941, s. 247.

Hertich H. — Zagadnienie sił wodnych. Warszawa 1938, s. 32.

Ingarden R. — Rzeki i kanały żeglowne w b. 3-ch zaporach. Kraków 1921, s. 670.

Kalinowicz B. — Śluzowanie wodnych ptej. Leningrad 1940, s. 523.

Koenigs G. — Wasserstrassenbaupolitik. Moskwa 1938, s. 22.

Lawrinowicz L. — Obstanowka i ruslociszczenie. Moskwa 1940, s. 223.

Ostman P. — Die Häfen im deutschen Reich. Berlin 1941, s. 711.

Pomianowski K. — Zbiorniki i zapory. Warszawa 1934/37, cz. I. s. 245, cz. II. s. 438.

Przybylski A. — Dzieje dróg wodnych na ziemiach Polski. Kraków 1918, s. 120.

Ross F. — Die verkehrs-und raumpolitische Bedeutung der europäisch-sovjet-russischen Wasserstrassen. Berlin 1943, s. 155.

Różański S. — Przyszłość portów delty Wisły. 1945, s. 25.

Rybczyński M. — Drogi wodne na Pomorzu. Toruń 1935, s. 66.

Schokitsch A. — Der Grundbau. Wien 1932, s. 490.

Tillinger T. — Zagadnienie dróg wodnych w Polsce. Warszawa 1938, s. 31.

Toennemann P. — Wasserbandverordnung. München 1938, s. 226.

Tollmatt G. — Grundlagen der Wasserbaukunst. Berlin 1940, s. 267.

Winkel R. — Die Weichsel. Ihre Bedeutung als Strom und Schifffahrtstrasse. Leipzig 1939, s. 445.

Wojtkiewicz M. — Śródlądowe drogi wodne na tle ewolucji transportu. Warszawa 1934, s. 485.

Żorawski B. — Składniki transportu morskiego. Gdańsk 1946, s. 55.

Hilchen F. — Porty morskie. Warszawa 1936, s. 267.

Hubl L., Nechay J. — Roboty żelbetowe. Warszawa 1945, s. 186.

Mieński S. — Ustroje budowlane. Katowice 1938, s. 352.

Warywoda A. — Podręcznik techniczny. Kraków 1946, s. 220.

Wierzbicki W. — Mechanika budowli. Warszawa 1939, s. 656.

Maj 1946.

Lea F. — Hydraulics for engineers and engineering students. London 1945, s. 756.

Malkareev V. — Gidravlika. Leningrad 1940, s. 642.

Alferev M. — Sudovye dviżiteli. Moskwa 1941.

Artemev A. — Technimum brigadira gruzczika. Moskwa 1939, s. 183.

Borodicz G. — Putevnye roboty na svobodnych rekach. Moskwa 1940, s. 139.

Fachwörterbuch der Schifffahrt. Prag 1941, s. 237.

K voprosu kompleksnogo ispozovanija małych rek. Moskwa 1940, s. 243.

Damb J. — The running and maintenance of the marine Diesel engine. London 1945, s. 860.

Szenaev E. — Technimum obstanowocznego starsziny. Moskwa 1939, s. 203.

Nechay J. — Beton na wsi. Łódź 1946, s. 191.

Czerwiec — Sierpień 1946.

Hapke F. — Der bautechnische Fachschulingenieur der Wasserbaues. Berlin 1943, s. 164.

- Legun-Biliński A.** — Wielka droga wodna Katowice — Kraków — Warszawa — Gdańsk. Warszawa 1934. s. 282.
- Meister K.** — Stettin und Nachbarhäfen, s. 292—362.
- Tillinger T.** — W sprawie dróg wodnych. Warszawa 1936. s. 56.
- Winkel R.** — Angewandte Hydromechanik im Wasserbau. Berlin 1944. s. 84.
- Mielnicki S.** — Materiały budowlane. Kraków 1946. s. 315.
- Nechay J.** — Przegląd wyrobów betonowych. Warszawa 1939. s. 163.
- Puzyna S.** — Fundamentowanie. Lublin 1945. cz. I — II.
- Żenczykowski W.** — Budownictwo ogólne. Warszawa 1939. T. 1—3.
- Bach H.** — Die Abwassereinigung. München 1934. s. 279.
- Galon R.** Dolina dolnej Wisły. Toruń 1935. s. 111.

Wrzesień — Październik 1946.

- Aleksandrov A.** — Toplivo recznogo flota. Moskwa 1943. s. 54.
- Freystedt A.** — Der Elbe — Oderkanal von Torgau nach Malsch. Liegnitz 1924. s. 78.
- Kanał Moskwa — Wołga. Moskwa 1940. s. 327.
- Krannhals D.** — Die Weichsel. Leipzig 1942. s. 53.
- Matakievicz M.** — światowe drogi wodne a regulacja Wisły. Lwów 1921. s. 77.
- Priluckij A.** — Rejdovye raboty. Moskwa 1944. s. 70.
- Jankowski K.** — Roboty ziemne. Lublin 1945. s. 241.
- Przedpełski S.** — Budownictwo stalowe. Lublin 1946. s. 146.

- Geisler W.** — Kanalisation und Abwasserreinigung. Berlin 1933. s. 378.
- Podręcznik inżynierski. Warszawa 1946. Zeszyt 1.
- Mathiesen.** — Die Pumpen. Berlin 1944. s. 138.

Listopad — Grudzień 1946.

- Bogosłowski M.** — Vnutrennie vodnye puti. Moskwa 1940. s. 238.
- Ittenberg S.** — Organizacija gruzowych robot na recznom transporti. Moskwa 1944. s. 431.
- Poljakov B.** — Osvoenie małych rek i izuczenie gidrologiczeskogo režima. Moskwa 1946. s. 64.
- Romanov A.** — Praktika vostanovlenija sudov napłavu. Moskwa 1944. s. 14.
- Semenov A.** — Organizacija i mechanizacija peregruzocznych robot na recznom transporcie. Moskwa 1941. s. 355.
- Vekkanov M.** — Dinamika rusłowych potokov. Leningrad 1946. s. 520.
- Zvonkov V.** — Tjaga recznych sudov. Leningrad 1940. s. 431.
- Szestopal O.** — Hidrologija i gidrometrija reki. Moskwa 1946. s. 246.
- Bukowski F.** — Betony i zaprawy. Gdańsk 1946. s. 71.
- Krajewski A.** — Amerykańskie maszyny do plantowania terenu. Warszawa 1946. s. 11.
- Mielnicki S.** — Ustroje budowlane. Katowice 1947. s. 400.
- Starzyński H.** — Maszyny do robót ziemnych. Londyn 1945.
- Żenczykowski W.** — Budownictwo ogólne. T. 2. cz. 1. Warszawa 1947. s. 277.

KRONIKA

KOMUNIKAT ZARZĄDU SEKCJI DRÓG WODNYCH STOWARZYSZENIA INŻYNIERÓW I TECHNIKÓW KOMUNIKACJI R. P. ZA CZAS OD LISTOPADA 1947 R. DO STYCZNIA 1948 R.

Zarząd Sekcji Dróg Wodnych ukonstytuował się na zebraniu w dniu 20.X.47 r. jak następuje:

1. Inż. Zdzisław Kornacki — Przewodniczący Sekcji,
2. Inż. Roman Barnycz — Sekretarz,
3. Inż. Mieczysław Michalewicz — Skarbnik i delegat do Gł. Komisji Wydawniczej,
4. Inż. Stefan Ihnatowicz — członek Zarządu i delegat do Gł. Komisji Naukowo-Technicznej,
5. Inż. Zbigniew Żmigrodzki — członek Zarządu i delegat do Gł. Komisji Zagranicznej,
6. Inż. Wacław Balcerski — członek Zarządu i delegat do Gł. Komisji Programowej,
7. Inż. Czesław Stepnowski — zastępca członka Zarządu,
8. Techn. Eugeniusz Sławiński — zastępca członka Zarządu i delegat do Gł. Komisji Imprezowej.

Zarząd Sekcji odbył zebrania w dniach: 18.XI, 13.XII 1947 r. i 15.I.1948 r. W dniu 28.I.48 r. odbyło się ogólne zebranie członków Sekcji.

Na zebraniu Zarządu w dniu 18.XI.47 r. omówiono sprawę popularyzacji zagadnienia dróg wodnych przez wygłoszenie referatów w radio i artykuły w prasie codziennej.

W związku z tym został wygłoszony przez radio dn. 19.XII.47 r. referat inż. Z. Kornackiego na temat: „Co to są zbiorniki powodziowe i co nam dają?“ oraz prze-

slane zostały do prasy codziennej artykuły: inż. Z. Kornackiego — „Jak wygląda sprawa transportu wodnego śródlądowego“, inż. St. Ihnatowicza — „Zagadnienie kanału Odra — Dunaj“ oraz inż. R. Barnicza — „Zagadnienie regulacji Wisły w związku z planem 3-letnim“.

Do pracy tej postanowiono wciągnąć i pozostałych członków Sekcji.

Na zebraniu Zarządu w dniu 13.XII.47 r. ustalono, że zebrania Zarządu odbywać się będą co miesiąc. Poza tym omówiono szczegółowo sprawę wydania kalendarza dróg wodnych, ustalając zakres treści i autorów poszczególnych części. Przedyskutowano również projekt instrukcji o opracowaniu operatów wykonawczych z działu budowy i utrzymania dróg wodnych.

Na zebraniu Zarządu w dniu 15.I.48 r. omówiono program i terminy przyjęcia inżynierów czechosłowackich oraz sprawę poczynienia starań dla urządzenia wycieczki inżynierów i techników Sekcji do Jugosławii i ZSRR, dla zwiedzenia robót wodnych, w związku z czym wybrano specjalną komisję. Poza tym omówiono sprawę mechanizacji robót regulacyjnych. Z uwagi na wagę tej sprawy postanowiono wsiągnąć do tej pracy szersze grono inżynierów i techników.

Na zebraniu ogólnym członków Sekcji w dniu 28.I.48 r. kol. inż. Janezic, członek delegacji jugosłowiańskiej, przebywający w tym czasie w Polsce, wygłosił referat na temat stanu dróg wodnych i robót na drogach wodnych w Jugosławii.

Sekretarz:

(—) Inż. R. Barnycz

Prezes:

(—) Inż. Z. Kornacki

ODDZIAŁ WARSZAWSKI MORSKIEGO STOWARZYSZENIA TECHNICZNEGO.

Oddział Warszawski M. S. T. powstał w końcu 1947 roku na terenie Ministerstwa Żeglugi. Zarząd Oddziału ukonstytuował się jak następuje:

Prezes: inż. M. Bogdanowicz, Sekretarz: inż. J. Trojanowski, Członkowie Zarządu: inż. Z. Giniat i O. Tunikowicz. W chwili obecnej liczy Oddział 30 członków. Wzrostki członkostwa: wpisowe zł 100.—, składka mies. zł 50.— (w ramach której otrzymują członkowie organ Stowarzyszenia „Technika Morza i Wybrzeża”).

Działalność Oddziału, ze względu na oddalenie od morza, pójdzie w kierunkach: 1) popularyzacji zagadnień technicznych morskich w szerokim zakresie i z przeznaczeniem dla szerokiego ogółu i 2) rozpatrywania poszczególnych zagadnień morskich aktualnych, ale ściśle technicznych. Dotychczas odbyły się dwa zebrania odczytowe: pierwsze (6 lutego br.) było zebraniem inauguracyjnym, na drugim (12 marca br.) inż. St. Hückel, red. naczelny „Techniki Morza i Wybrzeża”, wygłosił odczyt pt. „Rozbudowa portu w Szczecinie” bogato ilustrowany przezroczami. W przygotowaniu znajduje się cykl odczytów popularnych. Zamiary te cieszą się poparciem ze strony Ministerstwa Żeglugi.

Zarząd Oddziału zwraca się do wszystkich interesujących się sprawami morza i wybrzeża, a głównie do młodych, z apelem o żywy udział w pracach Stowarzyszenia i propagowania idei morskiej. Zapisy przyjmuje i informację udziela Oddział M. S. T. Warszawa, ul. Filtrowa 57, pok. 316.

KOMUNIKAT ZARZĄDU GŁÓWNEGO STOWARZYSZENIA INŻYNIERÓW I TECHNIKÓW WODNO-MELIORACYJNYCH R. P.

Zarząd Główny Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Wodno-Melioracyjnych R. P. podaje do wiadomości, że Zwyczajny Walny Zjazd Delegatów Stowarzyszenia odbędzie się w Warszawie w dniach 7 i 8 maja br. w sali konferencyjnej NOT przy ul. Czackiego 3/5, gdzie dawniej mieścił się „Dom Technika”.

Szczegółowy program przedstawia się następująco:

Piątek, dnia 7 maja 1948 r.

godz. 10.00 — 11.00 Otwarcie Zjazdu. Część inauguracyjna.
„ 11.00 — 12.00 Referat Prof. D-ra Inż. Baci Staniśława pt. Melioracje wodne w biłansie wodnym Polski“.

„ 12.00 — 13.00 Dyskusja nad referatem.
„ 15.00 — 16.00 Referat inż. Wierzchowskiego Zygmunta na temat Mechanizacji robót wodno-melioracyjnych.
„ 16.00 — 17.00 Referat inż. Sarneckiego Kazimierza na temat Współzawodnictwa pracy w melioracjach wodnych (tezy do dyskusji).
„ 17.00 — 18.00 Dyskusja nad referatami.

Sobota, dnia 8 maja 1948 r.

„ 10.00 — 10.30 Sprawozdanie z działalności Zarządu Głównego Stowarzyszenia Inż. i Techn. Wodno-Melior. R. P.
„ 10.30 — 11.30 Sprawozdanie finansowe Zarządu Głównego.
„ „ „ „ Główniej Komisji Rewizyjnej.
„ „ „ „ Głównego Sądu Koleżeńskiego.
„ „ „ „ Sprawozdania Zarządów Oddziałów.
„ 11.30 — 13.30 Dyskusja nad sprawozdaniami.
„ „ „ „ Udzielenie absolutorium Zarządowi Głównemu.
„ „ „ „ Ustalenie wytycznych dla nowych władz Stowarzyszenia.
„ 13.30 — 15.30 Przerwa obiadowa.
„ 15.30 — 16.30 Wybór nowych władz Stowarzyszenia:
a) Prezesa,
b) Członków Zarządu Gł. i ich Zastępców,
c) Główniej Komisji Rewizyjnej,
d) Głównego Sądu Koleżeńskiego,
e) Delegatów na Walny Zjazd Delegatów NOT.
„ 16.30 — 17.30 Zatwierdzenie preliminarza budżetowego i planu finansowego Stowarzyszenia.
„ „ „ „ Ustalenie wysokości składek członkowskich.
„ 17.30 — 19.00 Wolne wnioski.
„ 19.00 Zamknięcie Zjazdu.

Sekretarz Generalny

Prezes

(—) Techn. St. Hausman

(—) Inż. A. Szczawiński

KOMITET REDAKCYJNY: Prof. Dr Inż. S. Bac, Inż. W. Balcerski, Inż. M. Chudzyński, Prof. Dr Inż. E. Czetwertyński, Inż. K. Dębski, Inż. S. Ihnatowicz, Inż. Z. Kornacki, T. Maliszewski, Inż. K. Matul, Dr Inż. J. Matuszewicz, Dr Inż. J. Ostromięcki, Prof. Dr Inż. K. Pomianowski, Prof. Inż. K. Rodowicz, Prof. Dr Inż. R. Roskoński, Inż. Mgr Z. Rudolf, Inż. S. Sienkowski, Inż. Z. Sochoń, Inż. A. Szczawiński, Inż. T. Tillinger, Prof. Inż. S. Turczynowicz, Inż. J. Wokroj, Prof. Inż. C. Zakaszewski, Inż. Z. Żmigrodzki.

Redakcja i Administracja: Warszawa, Nobla 9 m. 4.

Czynna w dni powszednie w godz. 14 — 16 (tel. 52-38).

Prenumeratę należy wpłacać na konto P. K. O. I-1960, „Gospodarka Wodna”, Czasopismo, Redakcja i Administracja.

Wydawca: Naczelna Organizacja Techniczna.

Redaktor: Inż. M. Chudzyński

Prenumerata za pierwsze półrocze 1948 r. wynosi 450 zł. Cena niniejszego numeru 160 zł.

Nr 1905 — Spółdzielnia „Współpraca”, Targowa 80 — B. 60605