

GOSPODARKA WODNA

2



BUDOWA ZATOKI W CZCHOWIE

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

WARSZAWA

LISTOPAD-GRUDZIEŃ
1947

ROK VII 6

PAŃSTWOWE PRZEDSIĘBIORSTWO BUDOWLANE

„HYDROTREST”

CENTRALA i ODDZIAŁ GŁÓWNY: WARSZAWA, UL. SMOLNA 32, TELEFON 879-10 i 879-11

Skrót telegraficzny „Pepebeh yd”

ODDZIAŁ POŁUDNIOWY: BIELSKO, UL. MICKIEWICZA 24.

ODDZIAŁ MORSKI: SZCZECIN, AL. WOJSKA POLSKIEGO 197, TEL. 27-73.

EKSPOZYTURA W GDANSKU-WRZESZCZU, UL. MIEROSŁAWSKIEGO 19.

**W y k o n u j e wszelkie roboty w zakresie wodno-inżynierskim
a w szczególności:**

Zapory, jazy, śluzy, upusty, lewary wodne,
Zbiorniki dolinowe, zakłady o sile wodnej, sztolnie,
rurociągi,
Porty morskie i rzeczne — stocznie,
Wydobywanie zatopionych obiektów pływających,
Mosty stalowe, żelbetowe i drewniane,
Konstrukcje stalowe do budowl wodnych,
Podnoszenie zwalonych konstrukcji,
Kanały żeglugi, akwadukty, podnośnie, syfony,
Regulacje i obwałowanie rzek,
Roboty ziemne,
Melioracje podstawowe i szczegółowe,
Wodociągi i kanalizacje miast i osiedli,
Urządzenia sportowo-wodne,
Wiertnictwo badawcze.

PROJEKTY—KOSZTORYSY—POMIARY—BUDOWA

**PRZEDSIĘBIORSTWO ROZPORZĄDZA CIĘŻKIM SPRZĘTEM
BUDOWLANYM KRAJOWYM I ZAGRANICZNYM**

GOSPODARKA WODNA

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

Rok VII

WARSZAWA, LISTOPAD – GRUDZIEŃ 1947 r.

Nr 6

TREŚĆ: Inż. **Zdzisław Kornacki** — Co zobaczyliśmy w Czechosłowacji? Inż. **Jacek Domański** — Drogi wodne w Czechosłowacji. Inż. **Eliasz Koban** i Inż. **Jerzy Grabiński** — Siły wodne w Czechosłowacji. Inż. **Marian Chudzyński** — Zagadnienie powodzi a gospodarka wodna. Inż. **Kazimierz Dębski** — Hydrauliczne podstawy projektu regulacji Wisły środkowej na wodę średnią roczną (dok.). Inż. **Alfred Konopka** — Regulacja Wisły a prace na Odrze i w jej dorzeczu. Inż. **Leon Nałęcz** — Zbiornik izapora w Czchowie na Dunajcu. Inż. **Czesław Stepnowski** — Odbudowa śluzy Paniewo na kanale Augustowskim. Inż. **Andrzej Brochocki** — Kilka uwag o regulacji Warty i Noteci. Inż. **Zbigniew Dziwowski** — Rozbudowa dorzecza Tennessee. Inż. **Eugeniusz Kulwiec** — Uwagi do projektu zbiornika łomżyńskiego. Inż. **Zygmunt Rafalski** — Żuławy. Inż. **Stefan Rogiński** — Drenowanie krecie. — Z czasopism technicznych. — Lista zmarłych i zaginionych inżynierów i techników wodnych. — Kronika.

SOMMAIRE: Ing. **Z. Kornacki** — Ce que nous avons vu en Tchécoslovaquie. Ing. **J. Domański** — Voies navigables en Tchécoslovaquie. Ing. **E. Koban** et Ing. **J. Grabiński** — Forces hydrauliques en Tchécoslovaquie. Ing. **M. Chudzyński** — Les inondations et l'aménagement des eaux. Ing. **K. Dębski** — Bases hydrauliques du projet de la régularisation de la Vistule moyenne (fin). Ing. **A. Konopka** — La régularisation de la Vistule et les travaux sur l'Odra. Ing. **L. Nałęcz** — Le projet et la construction du barrage à Czchów sur le Dunajec. Ing. **C. Stepnowski** — Reconstruction de l'écluse de Paniewo sur le canal d'Augustów. Ing. **A. Brochocki** — Quelques remarques sur la régularisation de la Warta et de la Noteć. Ing. **Z. Dziwowski** — Aménagement de la vallée Tennessee. Ing. **E. Kulwiec** — Remarques sur le projet de la retenue de Łomża. Ing. **Z. Rafalski** — Les bas terrains du delta de la Vistule (les Żuławy). Ing. **S. Rogiński** — Drainage de taupe. — Revue de publications techniques. — Necrologues. — Chronique.

СОДЕРЖАНИЕ НОМЕРА: Инж. **З. Корнацкий** — Что мы видели в Чехословакии? Инж. **Я. Доманский** — Водные пути Чехословакии. Инж. **Е. Кобан** и Инж. **Ю. Грабинский** — Использование гидроэнергии в Чехословакии. Инж. **М. Худзынский** — Поводки и водное хозяйство. Инж. **К. Дембский** — Гидравлические основы выправления среднего течения Вислы (окончание). Инж. **А. Конопка** — Выправление Вислы — и опыты работ на Одре. Инж. **Л. Наленч** — Гидроузел Чхов на р. Дунаец. Инж. **Ч. Степновский** — Восстановление шлюза Паневе на Августовской системе. Инж. **А. Брохоцкий** — По вопросу выправления рек Варты и Нотети. Инж. **З. Дзевонский** — Работы на р. Теннесси в Соед. Штатах С. А. Инж. **Е. Кулвец** — По вопросу ломжинского водохранилища. Инж. **З. Рафальский** — Польдеры в устьи Вислы. Инж. **С. Рогинский** — Кротовые дренажные работы. Обзор печати. Некрологи. Хроника.

CONTENTS: Eng. **Z. Kornacki** — What we have seen in Czechoslovakia. Eng. **J. Domański** — Water-ways in Czechoslovakia. Eng. **E. Koban** and Eng. **J. Grabiński** — Water-forces in Czechoslovakia. Eng. **M. Chudzyński** — The inundation problem and the water management. Eng. **K. Dębski** — The hydrological basis of the project of the middle Vistula regulation (end). Eng. **A. Konopka** — The regulation of the Vistula and the works on the Odra. Eng. **L. Nałęcz** — The project and the construction of the dam in Czchów on the Dunajec. Eng. **C. Stepnowski** — The reconstruction of the Paniewo sluice on the Augustów canal. Eng. **A. Brochocki** — Some remarks about the Warta and Noteć regulation. Eng. **Z. Dziwowski** — The development of the Tennessee basin. Eng. **E. Kulwiec** — Some remarks about the Łomża reservoir. Eng. **Z. Rafalski** — Żuławy. Eng. **S. Rogiński** — Mole draining. — Review of periodicals. — Obituaries. — Chronicle.

Co zobaczyliśmy w Czechosłowacji?

Dzięki uprzejmości Kolegów czechosłowackich grupa polskich inżynierów dróg wodnych zwiedziła w drugiej połowie miesiąca września 1947 r. ziemię czeską i stolicę Republiki — Pragę. W szczególności wycieczka miała na celu obejrzenie ciekawych budowli wodnych w Czechach i nawiązanie bliższych stosunków z Kolegami z Czechosłowacji, z którym, w związku z układem gospodarczym polsko-czechosłowackim, będzie nas łączyła już w niedalekiej przyszłości bliska współpraca.

Pobyt na terenie Czechosłowacji trwał dziesięć dni. W tym czasie obejrzelśmy: stopnie kanalizacyjne i zakłady o sile wodnej we Vranem, Sztechovicach na Wełtawie, w Brandysie, Strzekowie na Łabie i w Trilcu na górnej Wełtawie; zapory i zakłady o sile wodnej w Roudniце na Łabie, w Srni na rzece Szumawie i w Hluboke; ujęcia źródeł w Teplica, Szanowa i Karlowych Warach, zapórę w Teplie oraz wielkie gospodarstwo rybne w Wodnianach.

Poza tym zwiedziliśmy laboratorium wodne i laboratorium mechaniki gruntów w Instytucie Hydrologicznym w Pradze. Zwiedziliśmy również, dzięki uprzejmości gospodarzy, znajdującą się w ostatniej fazie budowy, wielką elektrownię ciepłą na podgórzu sudeckim, o mocy 200 tysięcy kW.

Jeżeli do tego dodać jeszcze obejrzenie rzeki Łaby ze statku na odcinku od Roudniцы do Strzekowa, to trzeba przyznać, że czas mieliśmy wypełniony całkowicie. A przecież po drodze, nadzwyczaj gościnni Czesi nie ośmieszkali nam jeszcze pokazać swego starego browaru w Pilźnie, jak też bardzo ciekawych budowli zabytkowych i bogatych muzeów w Budziejowicach i Taborze, no i przede wszystkim pięknej naprawdę Pragi z jej wspaniałymi zabytkami, z zamkiem na Hradczanach na czele.

O obejrzanych przez nas drogach wodnych, gospodarce wodnej w Czechosłowacji napiszę oddzielnie. W tym numerze „Gospodarki Wodnej” Koledzy Domański, Grabiński i Koban opisują ciekawsze ze zwiedzanych przez nas budowli. Chciałbym tu tylko nadmienić, że każdemu z nas rzucała się w oczy ogromna praca, jaką Czesi wykonali i jakiej dokonują w celu wykorzystania wody, spływającej potokami i rzekami do morza, a przede wszystkim dla wykorzystania jej dla produkcji energii elektrycznej. Tłumaczy się to wiel-

kim uprzemysłowieniem kraju i przydatnością rzek czeskich, płynących w kraju górzystym, a więc o wąskich dolinach, nadających się do tego celu.

Poniżej umieszczona tabela wskazuje na niezwykle szybki wzrost produkcji energii w Czechosłowacji.

Produkcja energii elektrycznej.

Rok	w elektrowniach		Razem
	ciepłych	wodnych	
1920	1 200 mio kWh	100 mio kWh	1 300 mio kWh
1930	2 660 „ „	340 „ „	3 000 „ „
1938	3 750 „ „	650 „ „	4 400 „ „
1947	5 850 „ „	900 „ „	6 750 „ „

Charakterystyczny jest wielki wzrost produkcji energii elektrycznej w ostatnim dziesięcioleciu, obejmującym 6 lat wojny. Jest on o 70% większy, niż w poprzednim dziesięcioleciu. Produkcja elektrowni wodnych w 1947 r. wynosiła 900 mio kWh i wprawdzie stanowi tylko 13,3% ogólnej produkcji, jest jednak wielką w stosunku do produkcji w naszych elektrowniach wodnych, które w 1946 roku wyprodukowały łącznie z elektrowniami na ziemiach odzyskanych 362 mio kWh.

Z tego porównania widać, jak jesteśmy w tyle — w porównaniu z Czechosłowacją — w tej dziedzinie gospodarki, a przecież możliwości wyzyskania energii wodnej mamy większe.

Nie mógłbym także nie wspomnieć o nadzwyczajnej gościnności Czechów, z jaką na każdym kroku spotykaliśmy się w czasie naszej wycieczki. We wszystkich miastach, w których zatrzymywaliśmy się dla obejrzenia interesujących nas obiektów, byliśmy zawsze bardzo serdecznie witani przez miejscowe władze i przedstawicieli organizacji technicznych. Widać było naprawdę, że goszczenie nas nie było dla nich sprawą wypełnienia jakiegoś obowiązku, ale wielkiej przyjemności. Miło być tak serdecznie podejmowanym.

W 1948 r. my będziemy gościli u siebie Czechów.

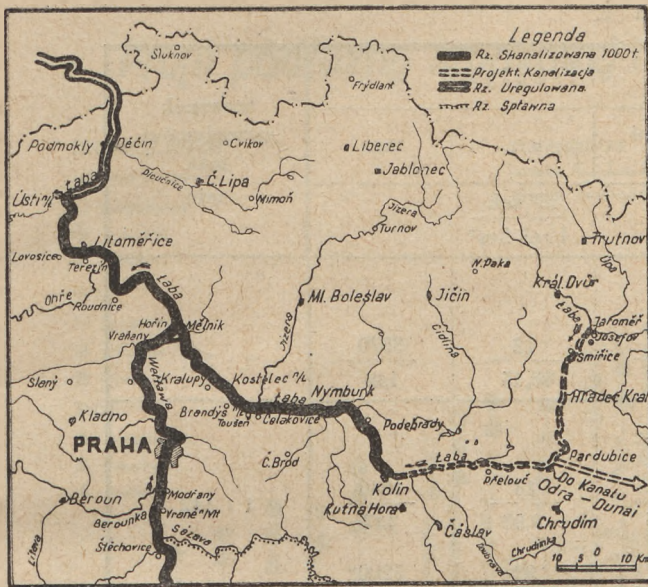
Jeżeli wyjadą od nas z takim samym wrażeniem, z jakim my od nich, to dobrze przysłużymy się sprawie zbliżenia polsko-czechosłowackiego na naszym odcinku pracy.

Postaramy się, by tak było.

Drogi wodne Czechosłowacji

Budowa czechosłowackich dróg wodnych rozpoczęta została pod koniec ubiegłego stulecia, przez utworzenie „Rządowej Komisji dla kanalizacji rzek Wełtawy i Łaby w Czechach”, powołanej

do budowy drogi wodnej z Pragi do granicy niemieckiej. Wielki (austriacki) program robót wodnych z 1901 r. przewidywał m. in. kanalizację Łaby od Mielnika do Jaromierza, budowę kanału Par-



Rys. 1. Czechosłowackie drogi wodne.

dubice — Przerów, łączącego się z projektowanym kanałem Dunaj — Odra.

Realizacja tego programu stwarza dla czechosłowackich dróg wodnych możliwości bardzo korzystnych połączeń, a mianowicie:

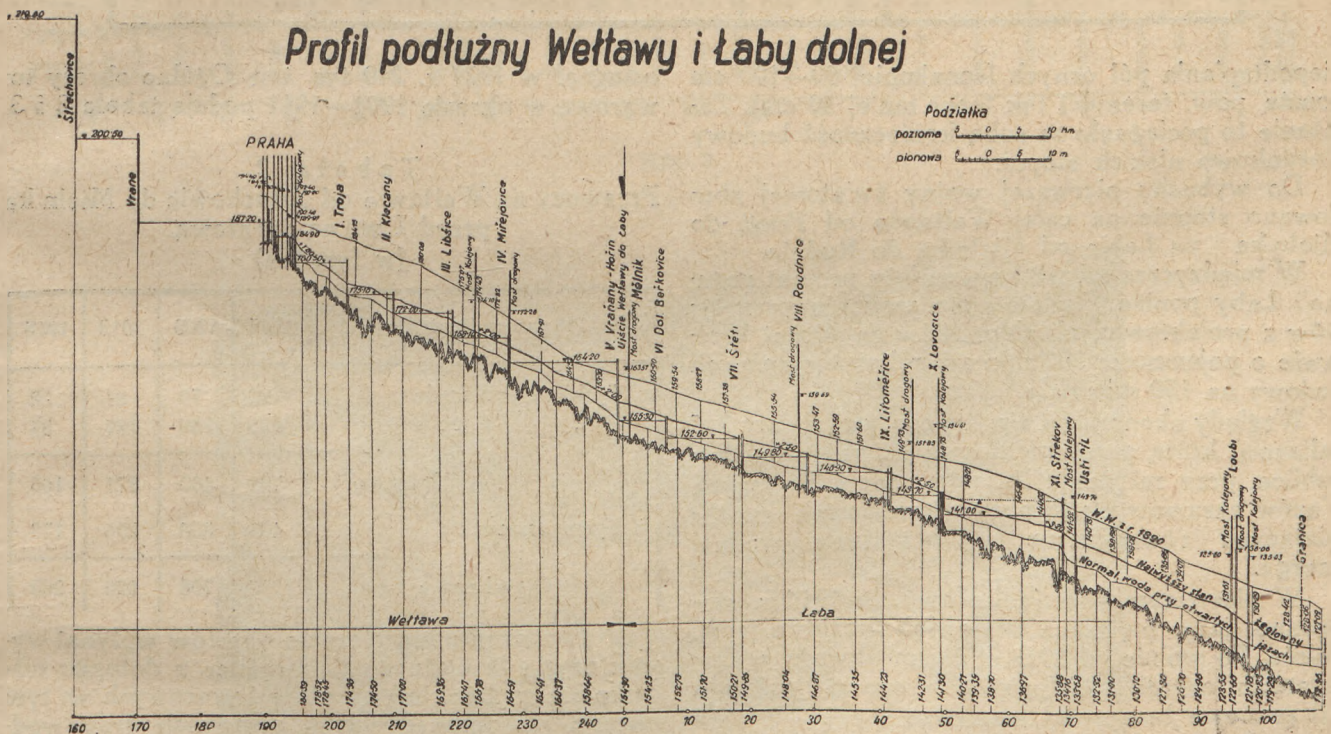
Z podanych zamierzeń zrealizowane zostały:
a) budowa drogi wodnej Wełtawy od Sztecho-
w'c do Mielnika, dalej Łaby do Usti i granicy Sak-
sonii (razem około 190 km kanalizacji i regulacji),
a więc połączenie czechosłowackich dróg wodnych
z niemieckimi i wylot na morze Północne przez
port Hamburg;

b) kanalizacja Łaby od Mielnika do Kolina
(około 85 km) oraz częściowa budowa szeregu dal-
szych stopni na odcinku od Jaromerza.

Wielką kotlinę ziemi Czeskiej przecina 2
główne rzeki: Łaba i jej główny dopływ Wełtawa.
Charakterystykę tych rzek podaje tabela 1, (str.
278), w której podano również dla porównania da-
ne charakterystyczne dla Wisły w Karsach i San-
domierzu.

Z porównania wynika, że obie rzeki Wełtawa
i Łaba charakteryzują się wyższymi niż Wisła
spadkami, natomiast mniejszymi spływami jedno-
stkowymi, co ma szczególne znaczenie przy ni-
skich stanach. Dane te wskazują, że sama regu-
lacja tych rzek nie mogła z nich stworzyć dróg
wodnych na większą miarę. Z tego też względu
już w 1896 r. zdecydowano się na kanalizację
i w tym celu utworzona została wyżej wymienio-
na Komisja.

Podstawowe założenia techniczne Komisji
przewidywały wytworzenie dróg wodnych o mini-



Rys. 2.

a) przez dolną Łabę z północnymi i zachodnio-
europejskimi drogami wodnymi,

b) przez środkową Łabę i kanał Pardubice —
Przerów oraz kanał Dunaj — Odra z polskimi
i wschodnio-europejskimi drogami wodnymi oraz
dorzeczem Dunaju, a w wyniku tych połączeń wy-
lot dróg wodnych na morza Północne, Bałtyk i
Czarne.

malnej głębokości żeglownej 2,1 m, służy komo-
rowe po dwie na każdym stopniu: pojedyncze o
wymiarach 73 x 11 m i pociągowe 225 x 20 m,
o głębokościach na progach 2,5 m. Wzniesienia spo-
du konstrukcji mostów na skanalizowanych rze-
kach Wełtawie i Łabe przyjęto co najmniej 4,5 m
ponad poziom ustalonych zw. wód. Przy projekto-
waniu kanalizacji postawiono zastrzeżenia odnośnie

Tabela 1.

Rzeka	Zlewnia km ²	Spadek średni ‰	Przepływy			Stosunek przepływów $\frac{\text{max}}{\text{min}}$
Przekrój hydrometr.			średni niski	min.	max.	
			m ³ /sek			
			l/sek km ²			
Wełtawa	26 702	0,57	$\frac{34}{1,27}$	$\frac{12}{0,45}$	$\frac{3970}{149}$	1 : 331
Praga						
Łaba	13 696	0,42	$\frac{21}{1,55}$	$\frac{13}{0,96}$	$\frac{1840}{137}$	1 : 142
Brandys n/Ł						
Mielnik						
	42 694	0,28	$\frac{62}{1,48}$	$\frac{32}{0,77}$	$\frac{5200}{124}$	1 : 61,5
Wisła	19 765	0,265	$\frac{62,7}{3,17}$	$\frac{32,3}{1,63}$	$\frac{7600}{384}$	1 : 238
Karsy						
Sandomierz						
	31 807	0,265	$\frac{81,5}{2,56}$	$\frac{46,5}{1,46}$	$\frac{6400}{201}$	1 : 141

niepodtapiania pól ornych (co najmniej 80—100 cm poniżej pow. terenu) i łąk (co najmniej 50 cm). Założenie to pociągnęło za sobą konieczność budowy stosunkowo niskich stopni.

Do wybuchu pierwszej wojny światowej zburowano stopnie na całej Wełtawie od Pragi do Mielnika i na Łabie od Mielnika do Rudnic.

W międzyczasie został wysunięty projekt regulacji Łaby poniżej Rudnic przy zasilaniu przepływów z projektowanych zbiorników na górnej Wełtawie o pojemności 300 m³ o m³, z kosztorysem ich budowy na 150 mio KCz.

Względy ekonomiczne przemówiły za dalszą kanalizacją, którą przeprowadzono już w wolnej Republice, przy założeniu budowy stopni wyższych i żarów zasuwowych (Stoney'a i walcowe), umożliwiających równoczesne wykorzystanie wodnej energii.

W pierwszym okresie budowy do 1914 r. stosowano jazy piętrzące stałe lub kołowe syst. Poiree. Po wojnie od 1918 r. dla możliwości wykorzystania energii przebudowano szereg jazów, a także nowe budowano zasuwowe syst. Stoney'a lub walcowe. Jak wskazują przekroje podłużne (rys. 2 i 3), wykorzystanie energii wodnej przewidziane jest nawet przy niskich spiętrzeniach, poczynając od 1,95 m spad. Tłumaczy się to ogromnym zapotrzebowaniem energii przy niedostatecznych zasobach węgla.

Obroty towarowe na drodze Praga — granica przewidywane były w wysokości 3,5 mio t rocznie, z możliwością podwyższenia do 5 mio t. Roczny obrót portu w Pradze — Holeszowicach przewidywany był w wysokości 350 tys. ton, a najwyższy

osiągnął w 1927 r. 240 tys. ton. Ogólne obroty towarowe w okresie 1901—1911 podają tabele 2 i 3.

Tabela 2.

Przewozy na Wełtawie od Sztechowic do Mielnika przed I wojną światową.
(w tys. ton)

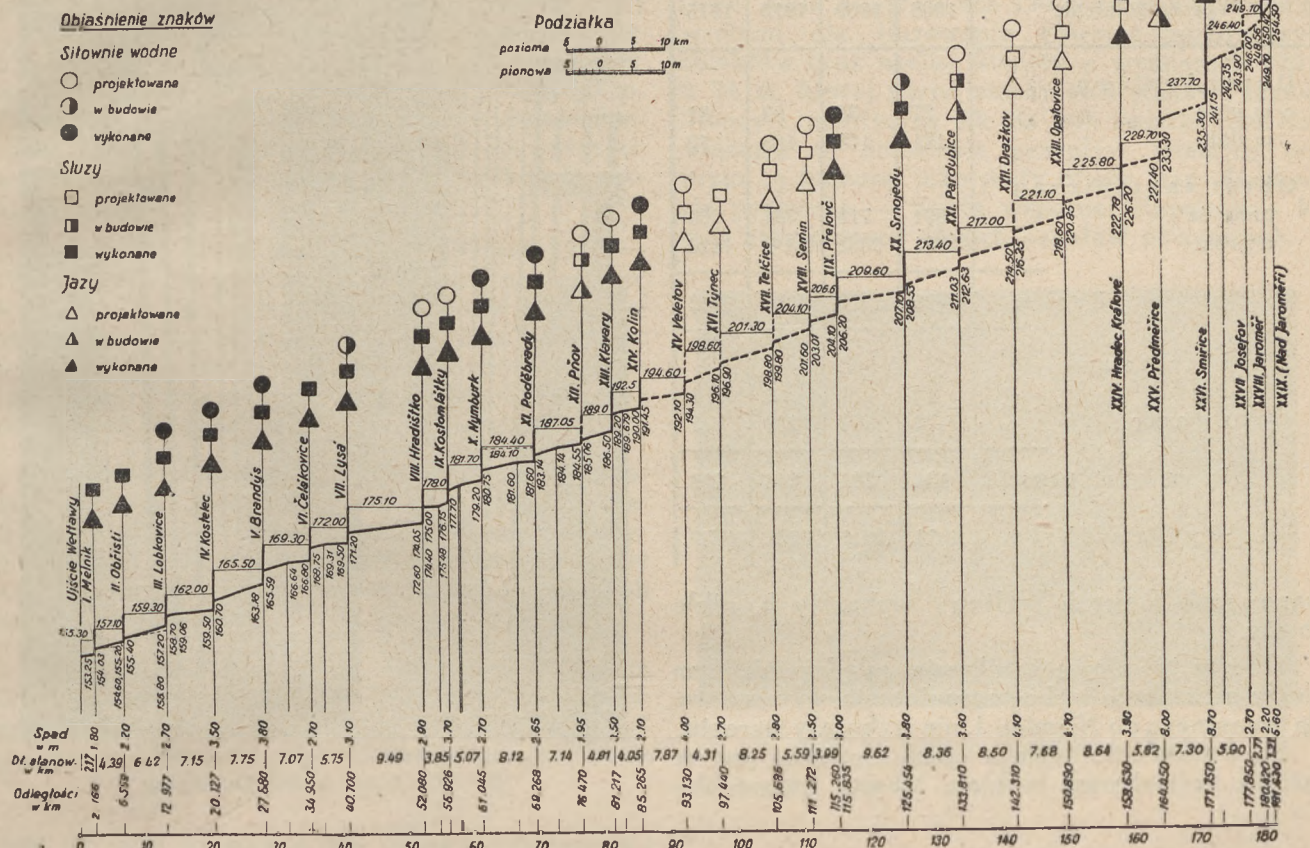
Wyszczególnienie	1905	1909	1913	1915
Barkami pod wodę	92	70	84	22
„ z wodą	690	330	287	83
Razem	782	400	371	105
Splaw tratw	434	308	255	158
Ogółem obrót	1216	708	626	263

Na znaczne podwyższenie obrotów wpłynął wywóz węgla brunatnego do Niemiec z dolnego odcinka Łaby. Rozkład obrotów towarowych w tym okresie na poszczególnych odcinkach dróg wodnych podaje poniższe zestawienie procentowe:

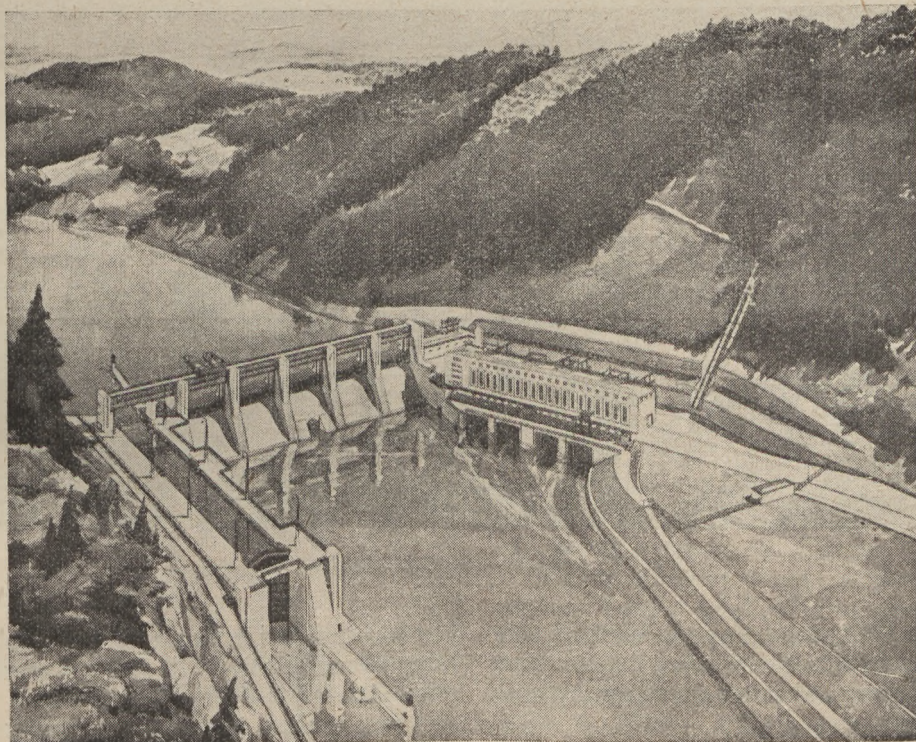
Ładownie na Wełtawie	3%
„ na Łabie powyżej Usti	5%
„ w Usti i poniżej do granicy	92%
razem	100%

Powyższe dane wskazują, że w okresie do pierwszej wojny światowej czechosłowackie drogi wodne nie były przedsięwzięciem opłacalnym, gdyż zbudowane z wielkim nakładem odcinki kanał zo-

Profil podłużny środkowej i górnej Łaby



Rys. 3.



Rys. 4. Stopień Szechowice na Woltawie.

Tabela 3.

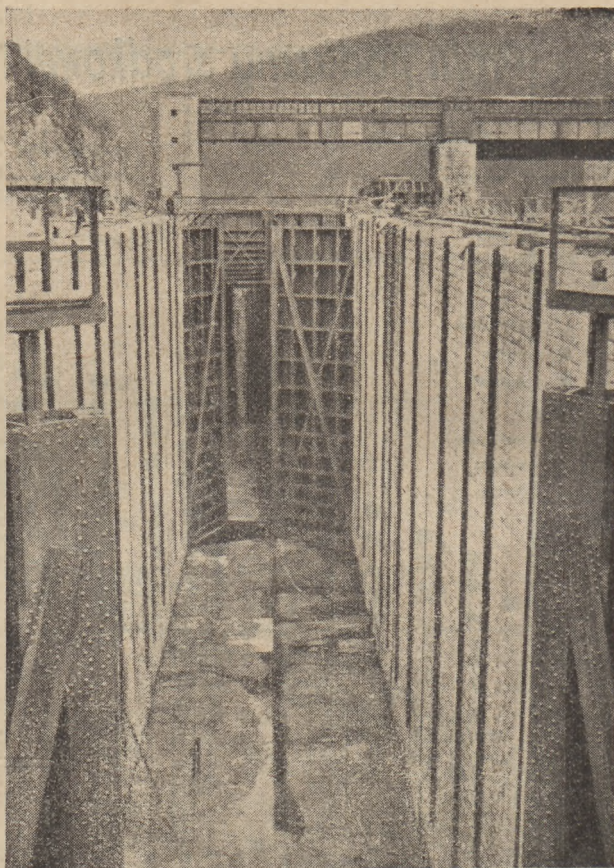
Przewozy na Łabie przed I wojną światową
(w tys. ton)

Wyszczególnienie	1905	1909	1913	1915
Obrót krajowy				
w górę	27	39	69	31
w dół	171	168	168	72
Obrót zagraniczny				
przywóz	591	718	784	209
wywóz	2831	2632	2312	1420
Razem	3620	3557	3333	1732
Spław tratw				
krajowy	12	7	9	1
przez granicę	422	277	239	117
Razem spław tratw	434	284	248	118
Ogółem obrót	4054	3841	3581	1850

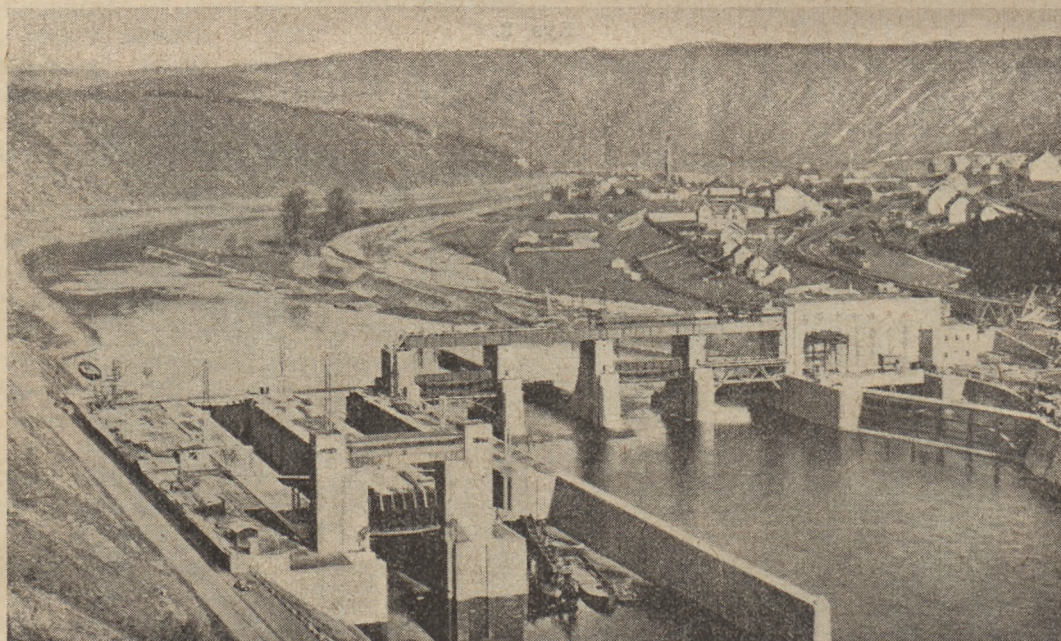
wane rzek Łaby i Weławy wykazały b. nikłe obroty.

Obroty towarowe w okresie międzywojennym uległy przemianie wobec ograniczenia wywozu węgla brunatnego do Niemiec i nie wykazały wzrostu.

Po wyzwoleniu żegluga czechosłowacka jest w zastoju, wywołanym brakiem taboru, nieuregulo-



Rys. 5. Sluza w Sztechowicach.



Rys. 6. Stopień Vrane na Weławie.

waniem stosunków polityczno-gospodarczych z okupowanymi terenami niemieckimi oraz 2-letnią niebywałą posuchą, która spowodowała ogromny brak wody.

Ogólnie można przy tym stwierdzić, że czechosłowackie drogi wodne osiągną należyte gospodar-

cze znaczenie i wykorzystanie dopiero po ich całkowitej rozbudowie, to jest po zrealizowaniu wielkich planów, o których była mowa wyżej. Obecnie znaczny wkład gospodarczy wnoszą zakłady wodno-elektryczne na licznych stopniach kanalizacyjnych.

Ze zwiedzonych stopni za najciekawsze można uznać Sztechowice i Vrane na Węłtawie, oraz Brandys i Strzekow na Łabie. Charakterystyczne dane, dotyczące ich urządzeń są następujące:

1) Stopień Sztechowice, którego budowa dobiega końca, rozpoczęto w 1936 r. Betonowy jaz stały z przelewami zamkniętymi zasuwami Stoney'a, piętrzy na 19,1 m. Śluza komorowa o wymiarach użytkowych 85 x 12 i głębokości na progu 3,0 m. Zamknięcie górne i dolne przy pomocy wrót wspornych. Spad śluzy 19,1 m należy do najwyższych w środkowej Europie. Wysokość dolnych wrót około 23 m (rys. 5).

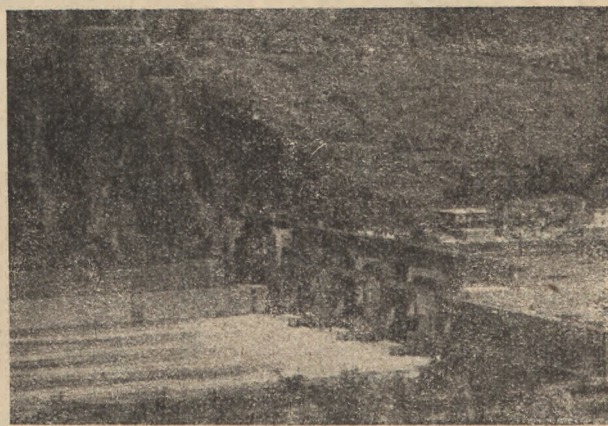
2) Stopień Vrane zbudowany w latach 1930 — 1935 posiada jaz zasuwowy, piętrzący na wysokości 11,3 m, 2 śluzy komorowe betonowe o długości użytkowej 134 i 85 m, szerokości 12 m i głębokości na progach 3,0 m. Zamknięcie komór — górne zasuwowe, dolne wrota wsporne. Napełnienie śluz za pomocą długich kanałów obiegowych.

3) Stopień Brandys na Łabie. Budowa wykonana w okresie 1930—1935. Jaz syst. Stoney'a piętrzy na wysokość 3,8 m. Śluza komorowa o wymiarach 85 x 12 x 3,0 m zamknięta przy pomocy wrót wspornych, zasilana jest za pomocą długich kanałów obiegowych.

4) Stopień Strzeków im. Masaryka — zbudowany w okresie lat 1923 — 1936, stanowi najwyższy stopień na dolnej Łabie w Czechosłowacji — jaz systemu Stoney'a piętrzy obecnie na wys. 7,1 m,

a po wykonaniu dodatkowych robót na terenie cofki, piętrzyć będzie 2 m wyżej, t. 9,1 m, przy czym położony powyżej stopień Lowosice zostanie skasowany.

Jaz posiada 4 światła po 24 m, 2 śluzy komorowe: małą o wymiarach 170 x 13 m z pośrednimi wrotami dla śluzowania również pojedynczych obiektów oraz wielką komorę o wymiarach 170 x x 24 m, której górne zamknięcie stanowi zasuw Stoney'a, identyczna tak dla 4-ch światel jazu. Rozwiązanie to umożliwia przepływ wielkich wód przez tę komorę, jako pięty otwór jazu. Zamknięcia pozostałe — wrota wsporne. Napełnianie komór przy pomocy długich kanałów obiegowych.



Rys. 7. Stopień Strzeków na Łabie.

INŻ. ELIASZ KOBAN i INŻ. JERZY GRABIŃSKI

Siły wodne w Czechosłowacji

W Czechosłowacji w 1938 r. wyprodukowano 4,4 miliarda kWh energii elektrycznej, natomiast w Polsce tylko ca 4 miliardy kWh. Przeliczając na jednego mieszkańca, otrzymamy ca 300 kWh, co stanowi ca 2,5 razy większe zużycie energii elektrycznej na jednego mieszkańca, jak w Polsce.

Stwierdzić należy, że dziś produkcja energii elektrycznej w Czechosłowacji znacznie się zwiększyła ze względu na rozbudowę elektrowni cieplnych i wodnych w czasie ostatniej wojny oraz po jej zakończeniu i w 1947 r. wyniosła 6,75 miliardów kWh.

Wkład siłowni wodnych w ogólnym bilansie produkcji energii elektrycznej wyraża się cyfrą 0,90 miliarda kWh rocznie, co stanowi ca 13,34% całkowitej produkcji, wytworzonej przez wszystkie źródła energii.

Rozwój siłowni wodnych ilustrują następujące cyfry: w 1920 r. produkcja elektrowni wodnych stanowiła 7,7% całkowitej produkcji energii elektrycznej, w 1930 r. — 11,3%, w 1938 r. — 14,8% oraz w 1947 r. — 13,34%. W Polsce natomiast w 1946 r. produkcja energii w elektrowniach wodnych wynosiła zaledwie 6,3% całkowitej produkcji energii elektrycznej.

Co do możliwości wyzyskania sił wodnych, Czechosłowacja posiada średnie warunki, nieco lepsze

niż Polska. Zasoby sił wodnych Czechosłowacji oceniane są na 8,2 miliarda kWh, co po przeliczeniu na jednego mieszkańca, wyniesie 540 kWh.

W Czechach przeważają siłownie wodne o niskim spadzie, budowane przeważnie na stopniach kanalizacyjnych.

Do największych zakładów o sile wodnej należy siłownia w Sztechowcach na Węłtawie, 16 km powyżej Pragi, położona na ostatnim stopniu kanalizacyjnym na drodze wodnej Praga — Budziejowice.

Początkowo odcinek ten miał być uzęglowniony przez regulację rzeki, jednak ekonomiczny rozwój kraju i możliwości wyzyskania siły wodnej na dały projektowi uzęglownienia Węłtawy inny charakter, przy którym wyzyskanie energii wodnej zajmuje pierwsze miejsce. Ustawa o regulacji Węłtawy powyżej Pragi wydana była w 1901 r., jednak różnice poglądów na sposób wykonania tego zadania doprowadziły do tego, że pierwszy etap wykonywania robót budowlanych na drodze wodnej od Pragi do Sztechowic był rozpoczęty dopiero w 1930 r. Ostatecznie zwyciężyła koncepcja kanalizacji rzeki z jednoczesnym wykorzystaniem energii wodnej.

Odcinek drogi wodnej Praga — Budziejowice (rys. 1) ma długość 192 km, przy spadzie około 192 m. Spad ten będzie pokonany dziesięcioma stopniami, które dadzą możliwość przejścia statkom 1000-tonowym.

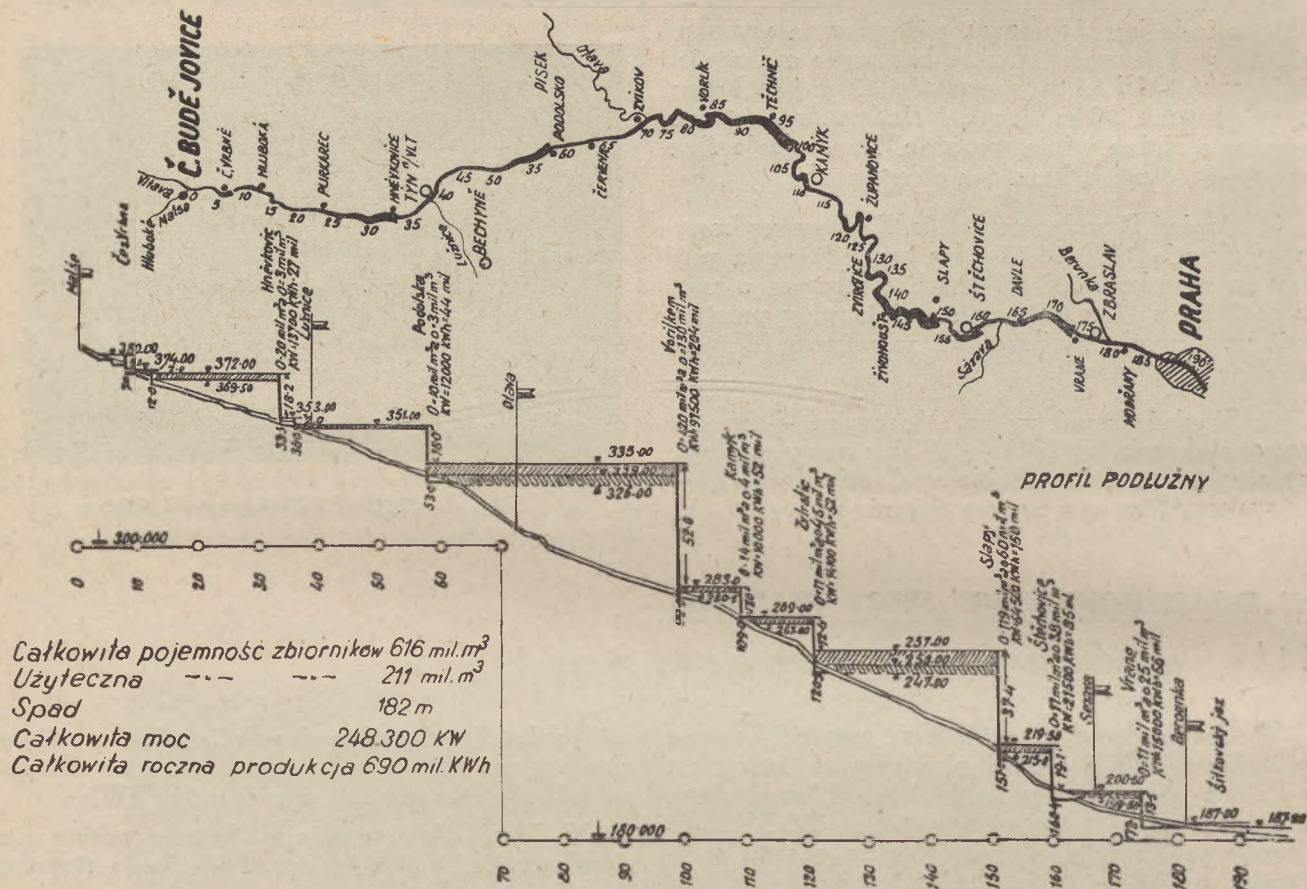
Pierwszy etap wykonania planu użegłownienia Wełtawy powyżej Pragi ma stanowić budowa czterech stopni: we Vranym, Sztechowicach, Slapach i Zwiroticach. Budowle te umożliwią żeglugę na Wełtawie pomiędzy Pragą a Kamykłem, przy tym

wypłacono robotnikom pracującym na budowie. Obciążenie drogi wodnej kosztami budowy wyniosło 3 mio KCz. na 1 km.

13 km powyżej Vranego wybudowano stopień Sztechowice. Składa się on z jazu, śluzy i siłowni wodnej (niskiego i wysokiego spadu), którą umieszczono przy lewym brzegu rzeki.

Zakład niskiego spadu ma 2 turbiny Kaplana o przełyku po 75 m³/sek i łącznej mocy 23.000 kW,

Srednia Wełtawa od Budziejowic do Pragi



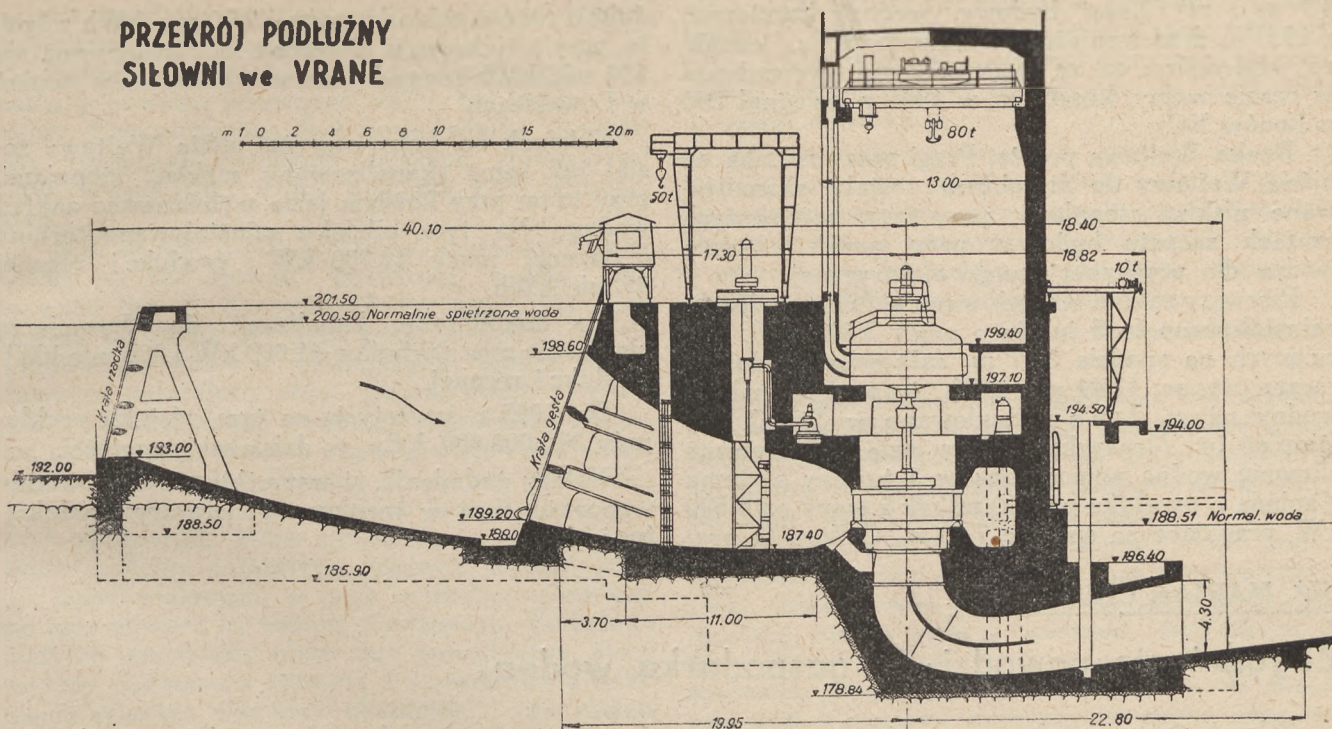
dla celów elektryfikacji wyzyskany będzie spad rzeki około 82,0 m, co da rocznie około 370 mio kWh energii elektrycznej. Z liczby tych czterech stopni wykonano dotychczas dwa: we Vranym i Sztechowicach. Praca tych dwóch zakładów jest uzgodniona ze sobą w ten sposób, że siła wodna Sztechowickiego stanowiska wykorzystana będzie na pokrycie szczytów zapotrzebowania energii, natomiast siłownia wodna Vrane będzie stale w ruchu, pokrywając podstawowe zapotrzebowanie.

Całkowita pojemność zbiornika we Vranym wynosi 11,1 mio m³, a użytkowa 2,5 mio m³. Zakład (rys. 2) jest wyposażony w 2 turbiny Kaplana o przełyku 75 m³/sek., pracujące na spadzie 10,5 m, o max. mocach 13.300 kW. Przeciętna roczna produkcja siłowni wynosi 658 mio kWh. Pogłębienie rzeki poniżej jazu pozwoli na uzyskanie spadu 12,0 m. Całkowity koszt budowy tego stopnia wyniósł 95 milionów KCz., przy czym 50% tej sumy

pracujące na spadzie 19,1 m. Średnia roczna produkcja tego zakładu wynosi około 90 mio kWh. Zadaniem zakładu jest pokrywanie szerszych szczytów zapotrzebowania energii w ciągu dnia, natomiast do pokrywania najwyższych krótkotrwałych szczytów służy siłownia wysokiego spadu.

Zakład wysokiego spadu (rys. 3) wyposażony jest w 2 agregaty pracujące na spadzie 209,0 — 220,5 m. Każdy agregat składa się z turbiny o przełyku 12,5 m³/sek, generatora o mocy 20.000 kW, służącym jednocześnie jako silnik i pompy o wydajności 7 m³/sek. Wszystkie trzy części agregatu osadzone są na wspólnym wale pionowym. Potrzebna moc do ruchu jednej pompy wynosi 17.700 kW. Siłownia ta, w czasie nadmiaru energii, tłoczy wodę dwoma przewodami o średnicy 1,70 — 2,0 m do wysoko położonego zbiornika, natomiast w czasie największego zapotrzebowania

PRZĘKRÓJ PODŁUŻNY SIŁOWNI we VRANE

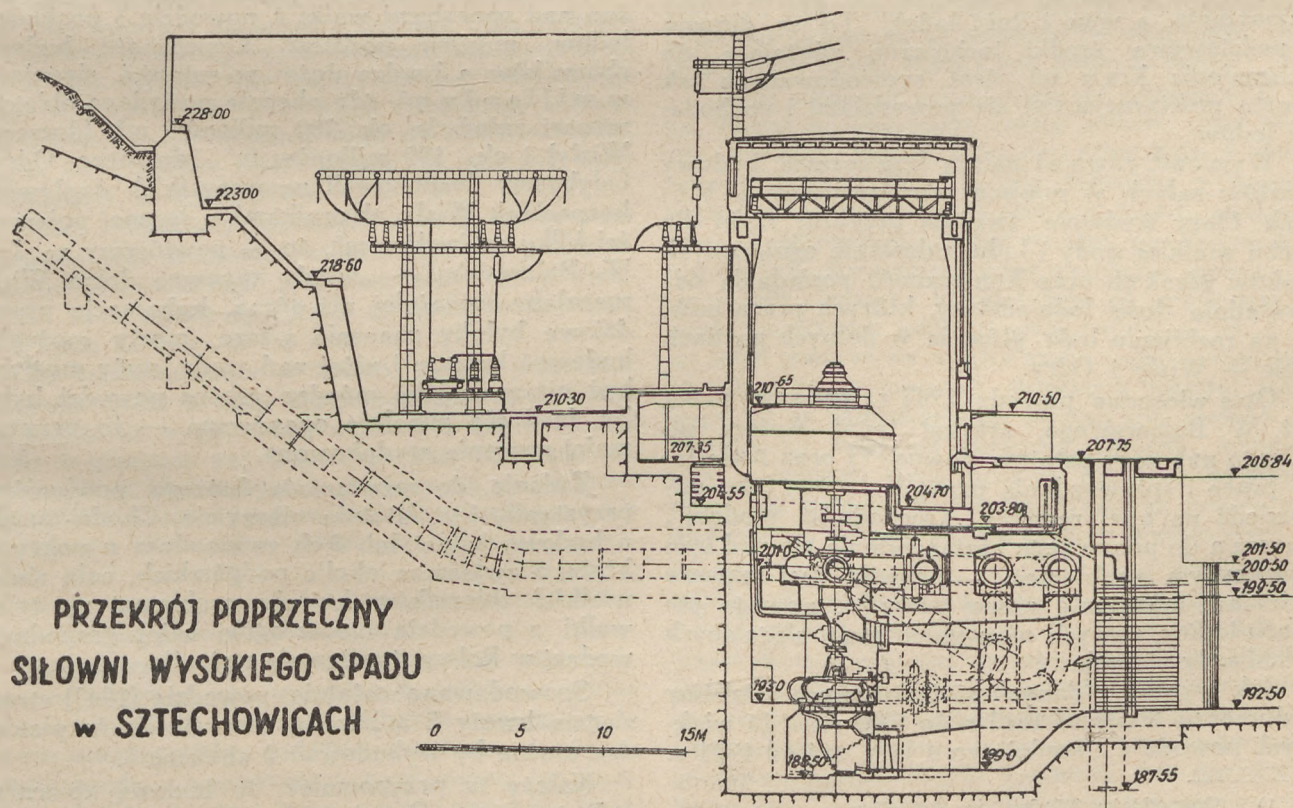


Rys. 2.

pracuje na uprzednio zakumulowanej wodzie w zbiorniku. Produkcja roczna tego zakładu wynosi 30 — 40 mio kWh rocznie, natomiast zużycie energii na tłoczenie wody do zbiornika wynosi 55 — 75 mio kWh rocznie.

Zbiornik wysoko położony posiada 0,5 mio m³ pojemności, przy głębokości 10 m. Koszt budowy wyniósł 186 milionów KCz.

Całkowita pojemność zbiornika przy stopniu w Sztechowicach wynosi 11,2 mio m³, a użytkowa



PRZĘKRÓJ POPRZECZNY SIŁOWNI WYSOKIEGO SPADU w SZTECHOWICACH

Rys. 3.

4,7 mio m³. Koszt budowy, według kosztorysu z 1937 r., miał wynieść 145 milionów KCz., jednak, ze względu na to, że budowa była prowadzona w czasie wojny, koszt ten w 1945 r. osiągnął 280 milionów KCz.

Rzeka Wełtawa poniżej Pragi oraz rz. Łaba od ujścia Wełtawy do Strzekowa zostały skanalizowane niskimi stopniami, przy czym w nowszych czasach zaczęto budować przy jazach siłownie wodne dla uzyskania energii elektrycznej.

Pierwszy zakład wybudowano w Mirze owicach; zainstalowano tu 5 turbin o mocy 3.500 kW, pracujących na spadzie 3,07 m, całkowita produkcja roczna wynosi 17,49 mio kWh. Największy zakład wodny na rz. Łabie wybudowano w Strzekowie (stopień im. Masaryka). Przy jazie wybudowano siłownię wodną wyposażoną w 3 turbiny systemu Kaplana o przełyku po 100 m³/sek i mocy po 6.500 kW, pracujące na spadzie 7,10 m. Całkowita pro-

dukcja roczna zakładu wynosi 75,0 mio kWh z tym, że przy zwiększeniu piętrzenia o 2 m otrzyma się 100 mio kWh rocznie i zlikwiduje się mały stopień w Lowosicach.

Odcinek rz. Łaby powyżej ujścia Wełtawy został tak samo skanalizowany niskimi stopniami, przy czym przy każdym jazie wybudowano zakład wodny. Na tym odcinku zainstalowano turbiny o łącznej mocy 12.700 kW i produkcji rocznej 55 mio kWh.

Po dokończeniu kanalizacji do Jaromierza uzyska się moc zakładów 41.000 kW i 206 mio kWh produkcji rocznej.

Do 1945 r. inwestycje na tym odcinku pochłonięły 880.000.000 KCz. w dzisiejszej wartości.

Należy nadmienić, iż wszystkie siłownie wodne wyposażone są w turbiny i generatory produkcji krajowej.

INŻ. MARIAN CHUDZYŃSKI

Zagadnienie powodzi — a gospodarka wodna

Ilećroć słyszymy słowo „powódź” — zawsze wtedy powstaje pytanie: czy w obecnej epoce wielkich osiągnięć w dziedzinie techniki nie posiadamy odpowiednich środków i sposobów dla opanowania żywiołu wodnego i usunięcia grozy powodzi?

Odpowiedź na to pytanie hydrotechnicy posiadają — musimy zbudować odpowiednią ilość zbiorników o odpowiednio wielkiej pojemności, wykonać brakujące oraz poprawić źle wykonane obwałowania i skoncentrować koryta rzek (przez co zmniejszy się powierzchnia zamarzania, a więc i ilość lodu). To są główne i podstawowe środki techniczne, zdążające do uchronienia kraju od strat spowodowanych tak często powtarzającymi się powodzią i pochodami lodów.

Wymienić również należy konieczność budowy mostów sąłych w miejsce prowizorycznych, których filary wydatnie zwężają przekrój rzeki dla ruchu wielkiej wody i lodu, zalesianie огоłoconych stoków górskich oraz konieczność posiadania odpowiedniej ilości lodołamaczy, których praca polega na rozbijaniu lodu, głównie w dolnych partiach rzek — Wisły i Odry.

Opis wiosennej powodzi 1947 r., podany¹⁾ przez Inż. W. Balcerskiego, artykuł tegoż Autora pt. „Czego nas uczy ostatnia powódź”²⁾ oraz nadesłane prace i sprawozdania przez Kolegów, jako odpowiedź na apel redakcji „Gospodarki Wodnej”, zmuszają do ponownego zastanowienia się nad tym odwiecznym problemem — chwila jest zawsze aktualna: możliwość nowej powodzi, nowego pochodu lodów, nowych olbrzymich strat, sięgających w miliardy złotych.

Jak wynika z danych statystycznych mieliśmy w dorzeczu Wisły od 1813 r. do 1900 r. — 21 większych powodzi — średnio co 4 lata, zaś od 1901 r.

do 1936 r. — 12 większych powodzi — średnio co 3 lata; w dorzeczu Odry od 1901 r. do 1939 r. było 12 większych powodzi — czyli również średnio co 3 lata. Straty wynikłe wskutek powodzi 1934 r. obliczono na ok. 75.000.000 zł. przedwojennych, straty spowodowane powodzią i pochodem lodów 1947 r. sięgają kwoty 5 miliardów złotych.

Już tych zaledwie kilka rzuconych cyfr wystarczy aby zobrazować rozmiary klęsk, jakie sprowadza i sprowadzać może powódź.

Przechodząc do bardziej szczegółowych rozważań nad sposobami walki z powodzią i pochodem lodów, musimy podnieść konieczność budowy zbiorników o bardzo dużej pojemności, sięgającej w miliardy m³, gdy obecnie posiadana objętość wynosi zaledwie ok. 260 milionów m³ (dorzecze Wisły) i ok. 190 milionów m³ (dorzecze Odry). Gdybyśmy dysponowali na wszystkich dopływach karpaccich Wisły zbiornikami o łącznej pojemności kilku miliardów m³, to — powtórzmy za Inż. W. Balcerskim — „wtedy zapewne dolna Wisła ruszałaby wcześniej niż górna, kulminacje powodziowe byłyby znacznie niższe, mosty możnaby budować krótsze i niżej nad wodą, wały mogłyby być niższe krótko mówiąc groźba powodzi byłaby, jeśli nie zupełnie opanowana — to przynajmniej znacznie zredukowana.

Zadanie, do rozwiązania którego powinniśmy przystąpić, jest istotnie olbrzymie. Chodzi tu nie o budowę jednej lub 2-ech zapór, lecz o pokrycie kraju, a zwłaszcza okolic podgórskich, całą siecią wielkich zbiorników, któreby problemat nie tylko walki z powodzią ale w ogóle całej gospodarki wodnej w Polsce gruntownie zmieniły.

Spowodowane ostatnią powodzią (1947) straty sięgają kwoty 5 miliardów złotych. Za te pieniądze można by wybudować 2 zbiorniki”.

Należy tu przypomnieć, że budowę zbiornika w Rożnowie na Dunajcu zdecydowano i rozpoczęto zaraz po wielkiej powodzi 1934 r., w okresie gdy

¹⁾ „Gospodarka Wodna” nr 2/1947 r.

²⁾ „Przegląd Komunikacyjny” nr 9 — 10/1947 r.

dalecy byliśmy od możności tworzenia planów techniczno-gospodarczych.

Wskutek istnienia tego zbiornika „udzia” Dunajca w powodzi wiosennej 1947 r. był bardzo niski. Czy potrzebna jest nowa wielka powódź, aby rozpocząć realizację dalszych zbiorników? Czyż wiosna 1947 r. nie powinna być ostrzeżeniem?

Jeśli chodzi o obwałowania, zastanowić należałoby się nad sprawą wysokości wałów. Jak twierdzi Inż. Z. Żarnecki (Autor pracy pt. „Czy zawsze będziemy żyli pod grozą powodzi?”) „obwałowaniem przeciw największym wodom powodziowym należałoby objąć jedynie obszary o wysokości kulturze rolnej z uprawą przeważnie zbożową oraz miasta większe i osady, ważniejsze obiekty przemysłowe itp. Obszary gruntów o przewadze użytków rolnych z zielonych lub też użytków rolnych zbożowych, które nadają się na przejście na użytki zielone, należałoby ochronić wałami letniskowymi, umożliwiającymi, w razie potrzeby, zalew części tego obszaru za wałami położonego. Te zalewy nie tylko obniżyłyby nieco falę powodziową, stworzyłyby pożyteczną retencję i spowodowały użyżnienie zalanych chwilowo obszarów, — ale równocześnie stanowiłyby pewnego rodzaju kłapę bezpieczeństwa na wypadek zagrożenia wałów poniżej zalewiska położonych”.

Zamieszczone poniżej fragmenty z nadesłanych prac i sprawozdań z powodzi wiosennej 1947 r. dostatecznie ilustrują poruszone w niniejszym szkicu zagadnienia.

Akcja przeciwpowodziowa przy ujściu Wisły wiąże się ściśle z akcją lodową. Ta ostatnia ma na celu przygotować swobodną drogę spływu dla napływającej z góry kry, przez wyłamanie rynny w pokrywie lodowej.

Przy pomocy 4 lodołamaczy Dyrekcji Dróg Wodnych w Gdańsku wyłamano rynnę szerokości 100 metrów, od ujścia (941 km) do 907,6 km, tj. powyżej mostu drogowego w Tczewie (910 km). Akcję lodołamaczy opóźniło zamarznięcie morza, wskutek czego nie mogły one przedostać się z miejsca swego postoju na Martwej Wiśle w Pleniewie, do ujścia Wisły.

Pracę lodołamaczy wspomagali saperzy, którzy przez kruszenie lodu ładunkami wybuchowymi na przedpolu, ułatwiali lodołacom posuwanie się w górę rzeki. Dzięki temu zdołały one przed ruszeniem lodów, wyłamać rynnę na dług. 33 km rzeki.

Po zerwaniu mostu w Tczewie uwaga wszystkich, biorących udział w akcji przeciwpowodziowej, skierowana została na wytrzymałość wałów. Na całym odcinku Wisły w granicach woj. gdańskiego wały utrzymały się, jakkolwiek w kilku miejscach pokazały się groźne przesiąki, które w toku akcji ratowniczej zlikwidowano lub zmniejszono. W ten sposób Wisłę utrzymano między wałami.

Inny przebieg przejścia wielkich wód był na rzekach i kanałach miejscowego charakteru.

Długotrwałe i silne mrozy spowodowały zamarznięcie całej warstwy wód, wypełniającej całkowicie koryta tych cieków. Wody spływające do nich z topniejących na terenie śniegów płynęły po lodzie; w krótkim czasie przepełniły koryta o zmniejszonych przez stojący lód profilach i przelały się przez koronę wałów, powodując lokalne uszkodzenia skarp i przerwy wałowe w 4-ch miej-

scach: na Raduni w Św. Wojciechu, na Kłodawie w Grabinach, na Czarnej Lacie w Krępcu w pow. gdańskim i na Kanale Młyńskim w Rokittkach pow. tczewski. W tym ostatnim miejscu została zerwana stara śluza drewniana o św. 5,0 m.

Szkody rolnicze spowodowała głównie wyrwa na Czarnej Lacie, gdyż przez nią zalane zostały 2 poldery na Żuławach uprzednio odwodnione. Z trzech pozostałych przerw w wałach, rozlewające się wody bądź wpływają z powrotem do istniejących cieków, bądź tworzą niebezpieczny przepływ wody zmienioną trasą.

Inż. S. Homan (Gdańsk)

Gdy w końcu lutego na posiedzeniach Woj. Komitetu Przeciwpowodziowego w Szczecinie rozpatrywano sprawę obrony przeciwpowodziowej na rzece Odrze, zdawano sobie sprawę, że obrona obiektów rzecznych na rz. Odrze, jak mosty, wały i śluzy będzie b. trudna.

Składało się na to wiele czynników: a więc przede wszystkim niezwykle długa i ostra zima z jej konsekwencjami. Gruba powłoka lodowa, która skuliła wszystkie wody, Odrę pokryła grubym pancerzem, dochodzącym do 60 — 70 cm grubości. Obfite opady śnieżne spadły na zamarzniętą ziemię, co spowodować musiało, że prawie cała woda z roztopów spływała do koryta rzeki, bez minimalnego nawet wsiąkania w głąb ziemi. To wszystko zmuszało do wzmożonych wysiłków w kierunku ratowania zagrożonych obiektów. Zerwanie mostów w Szczecinie oznaczałoby odcięcie miasta od zaplecza, przerwanie wałów rzecznych przyniosłoby zagładę tysiącom hektarów ziemi, zniszczenie dobytku ludzkiego a może nawet ciągnęłoby za sobą ofiary ludzkie.

To też nie zaniedbano niczego, aby w granicach posiadanych środków zmniejszyć grozę katastrofy powodzi.

Port Szczeciński w warunkach przedwojennych posiadał 7 łamaczy lodów, których zadaniem było kruszenie lodów na przestrzeni w górę Szczecina. Tak samo kruszono lód na odcinku od Szczecina do Świnoujścia, osłabiając w ten sposób wolny spływ lodów do morza.

Jakże odmiennie przedstawiała się sytuacja w b. roku. Wszystkie lodołamacze zostały zabrane przez Niemców. Pozostały jedynie holowniki, które były w stanie kruszyć lód grub. 10 — 15 cm. Zakupiony w ostatniej chwili łamacz lodu w Dani utknął w lodach przed wejściem do Świnoujścia i udziału w akcji przeciwpowodziowej nie brał. Sprowadzony przez marynarkę sowiecką łamacz lodu „Jermak” skruszył lody od Świnoujścia do portu i ze względu jednak na duże zanurzenie (ok. 8 m) nie mógł posuwać się w górę rzeki, mając niedostateczną głębokość w miejscach zburzonych mostów, wobec czego lód na najgroźniejszym odcinku przy mostach kolejowych nie mógł być skruszony. Zresztą wyrąbana przez „Jermaka” rynnę zamarzała powtórnie na skutek nowej fali mrozów. Wobec takiej sytuacji przystąpiono do kruszenia lodu za pomocą środków wybuchowych.

Saperzy z narażeniem własnego życia przystąpili do systematycznego kruszenia lodów na jeziorze Dąbskim i przy mostach szczecińskich. W ten sposób pokrywa lodowa została osłabiona na całej przestrzeni od jeziora Dąbskiego aż do mostów kolejowych i zostało ułatwione ruszenie lodów. Po kilkudniowej odwilży w górnym biegu Odry nastąpiły ponowne przymrozki, które zahamowały gwałtowne tajanie śniegów i opóźniły falę powodziową. Niezmiernie sprzyjającą okolicznością był również fakt niejednoczesnego ruszania lodów na Warcie i Odrze

w dniach zupełnej odwilży w końcu marca. Dzięki temu fala powodziowa, która zaczęła się zbliżać do Szczecina prowadziła wody z górnego biegu Odry od źródeł aż do Kostrzyna, tj. z połowy całkowitej zlewni rz. Odry.

Zdawać się mogło, że w tych warunkach przebieg powodzi będzie spokojny. Lecz właśnie w tym okresie sytuacja przybrała tragiczny obrót. Tuż przy Kostrzynie utworzył się zator kilkumetrowej wysokości, który spowodował gwałtowne wzniesienie się poziomu wody. I w nocy na 28 marca spiętrzone wody przelały się poprzez wały zarówno po stronie polskiej, jak i niemieckiej. Wzburzone fale wody z lodem ruszyły poprzez wyrwy wałowe po stronie niemieckiej przy miasteczku Kjetz, zalewając w ciągu jednej nocy około 700 km² zamieszkałej powierzchni. Ludność zaskoczona w nocy przez szalejący żywioł wodny ratowała się na dachach domów, wieżach kościołów oraz nasypach drogowych i kolejowych. Rozpaczliwe wycie syren oraz bicie w dzwony alarmowały dalej położone miejscowości, które stopniowo również ulegały zatopieniu. Wszelka akcja ratownicza w tych warunkach była niemożliwa i pastwą rozszalałego żywiołu padło kilkadziesiąt zalanych wsi i miasteczek. Wody rz. Odry podeszły pod służę komorową na kanale Szprewa — Odra i groziły przedostaniem się do tego kanału co w konsekwencji pociągnęłoby za sobą wylew Odry aż po okolice Berlina. Ofiary w ludziach i inwentarzu oraz dobytku okazały się b. znaczne. Około 300 ludzi utonęło. Obraz grozy przedstawił się oczom ludzkim w dniu następnym. Resztki ocalałych wałów, wszelkie wzniesienia terenowe, dachy większych domów i wieże kościołów oblepione były ludźmi, szukającymi ratunku przed rozszalałym żywiołem. Bezprzerastane wycie syren i bicie dzwonów dopełniało obraz grozy.

O wiele mniej brzemienne w skutkach było zatopienie obszarów łkowych po stronie polskiej. Tu wody Odry zalały obszerne połacie łąk i poprzez takowe dostały się do rzeki Warty i spłynęły dalej do rzeki Odry, nie wyrządzając prawie żadnych strat. Ofiar w ludziach nie było. Prawie jednocześnie utworzył się drugi zator o 40 km poniżej w miejscowości Piaski i sytuacja z godziny na godzinę stawała się na tym odcinku coraz groźniejsza. Poziom wody wznosił się b. znacznie i do korony wałów pozostawało zaledwie 70 cm. Dalszy przybór wody groził niechybną katastrofą, lecz dzięki przetrwaniu wałów po stronie niemieckiej pod Kostrzynem i zalaniu 700 km² powierzchni wytworzył się automatycznie ogromny zbiornik retencyjny o pojemności około 1,5 miliarda m³, który mógł wchłoniąć około 2 dobową wodę powodziową płynącą z góry rzeki. I wtedy na odcinku poniżej Kostrzyna do zatoru w Piaskach zaobserwowano niezwykle zjawisko. Woda zaczęła płynąć w odwrotnym kierunku, cofając się na tereny niemieckie i w ciągu 1 doby zanotowano spadek zwierciadła wody o 1 m, co uratowało sytuację na tym odcinku. W tej sytuacji zator w Piaskach został łatwo rozbity i spłynął w kierunku Szczecina. Trwająca od kilku dni odwilż przyczyniała się wydatnie do skruszenia lodów i fala powodziowa przy mostach w Szczecinie nie była już tak groźna. W międzyczasie holowniki portowe przebiły i kruszyły systematycznie lód, kierując go w otwory mostowe, które nie były zakorkowane przez leżące wraki, wysadzonych w powietrze podczas działań wojennych, mostów stalowych. Patrole saperskie będące na tych holownikach rzuciły naboje na przepływające większe kry lodowe, krusząc je na drobne części i ratując w ten sposób opo-

ry mostów przed gwałtownymi uderzeniami wielkich tafli lodowych. W ciągu 2-ch dni większość lodów spłynęła i niebezpieczeństwo na odcinku mostów szczecińskich zostało zażegnane.

Wszyscy odetchnęli z ulgą, zmora zniszczenia mostów minęła. Rozpatrując się w bilansie strat powodziowych rzuca się w oczy jedna okoliczność. Otóż zarówno mosty w Szczecinie, jak i wały nadodrzańskie po stronie polskiej zostały nieuszkodzone, poza drobnymi uszkodzeniami skarp wałów, spowodowanymi przez płynące kry lodowe. Natomiast wały na całej przestrzeni po stronie niemieckiej zostały w wielu miejscach przerzywane i ogromne połacie gruntu uległy zatopieniu.

Było to wynikiem braku należytej organizacji obrony przeciwpowodziowej ze strony niemieckiej.

Inż. R. Bagiński (Szczecin)

Niska temperatura tegorocznej długotrwałej zimy spowodowała dotychczas nienotowane zlodzenie rzek i brzegów morza Bałtyckiego. W szczególności katastrofalnie była gruba pokrywa lodowa na odcinkach dolnych i środkowych rzek, wahająca się w granicach 0,5 m — 0,8 m. Wszystkie rzeki zamarzły w tym roku przy na ogół niskim poziomie wody, leżącym w pobliżu tak zwanego średniego rocznego normalnego stanu.

Na skutek braku opadów w postaci śniegowej w grudniu 1946 r. i w pierwszej połowie stycznia 1947 r. przy jednoczesnych silnych mrozach, ziemia zamarzała do przeciętnej głębokości 1,20 m. Wytworzyła się w ten sposób sytuacja tego rodzaju, że zlewnie wszystkich naszych rzek mogły i musiały oddać rzekom późniejsze opady śniegowe i deszczowe tylko w postaci spływu powierzchniowego, gdyż odpływ wgłębny nie mógł prawie mieć miejsca.

Nasłonecznienie w miesiącach zimowych było minimalne i z tego powodu wpływ parowania był bardzo mały a niszczące działanie promieni słonecznych na pokrywę lodową prawie żadne. Jeżeli dodamy do tego fakt, że temperatura wody w zamarzniętych rzekach wahała się stale przez okres zimowy w granicach zera, to należy stwierdzić, że przy małych spadach i niewielkiej wskutek tego prędkości poruszania się wody w naszych rzekach, nie mieliśmy żadnego w tym roku czynnika, któryby mógł radykalnie wywrzeć wpływ na zmniejszenie grubości pokrywy lodowej i jej twardości. Te wszystkie warunki spowodowały, że w momencie wiosennych roztopów i pochodz lodów, grubość i trwałość pokrywy lodowej była nie wiele mniejsza, niż w kresie najcięższych mrozów.

W drugiej połowie stycznia, w ciągu lutego i pierwszej dekady marca spadły obfite opady w postaci śniegu w górach i umiarkowane na całych dorzeczach rzek. Ponieważ niska temperatura stale się utrzymywała, przeto tak zwanego powolnego tajania i spływu pokrywy śniegowej nie było. Opad zimowy zmagazynowany z okresu 3-ch miesięcy leżał aż do wiosennego raptownego ocieplania się.

W pierwszej połowie stycznia ściany sryżowe przegradziły w kilku miejscach całe koryto dolnej Noteci, powodując skierowanie wody spiętrzonej na wały, które w dwu miejscach zostały rozerwane. Przeprowadzona przy dwudziestukilku stopniach mrozu akcja ratownicza, opanowała sytuację w ten sposób, że wały prowizorycznie zostały naprawione, ściany sryżowe usunięte, teren zalewu ograniczono do około 800 ha. przeważnie łąk.

Mosty drogowe i kolejowe na wszystkich rzekach województwa poznańskiego są w 95% prowizoryczne typu wojskowego o prześwitach prześel od 4,5 m. do 6 m. Jedynie prześia żeglugowe posiadają rozpiętość nieco większą. Większość z tych mostów była budowana w okresie trwających jeszcze działań wojennych. Zabicie pali izbic i jarzmowych było bardzo płytkie. Nadto w kilku wypadkach mosty te ogólnie biorąc ich rozpiętość, posiadały zaledwie 1/5 prześwitów mostów przedwojennych.

Wypada również nadmienić, że w korytach naszych rzek leżą jeszcze części konstrukcji, przesłowych i filarów mostowych, które hamująco wpływają na odpływ wody.

Wały ochronne zostały w roku 1946 naprawione nad Odrą, Wartą i Notecią.

Na odcinku Warty od Uniejowa do Śremu wały nadszczeczne tylko w kilku wypadkach mają zakończoną budowę. Na wielu zaś odcinkach są tylko tak zwane wały wioskowe w postaci niewielkich grobelek, zabezpieczających w pewnym stopniu od wylewów wód letnich. Normalne wały ochronne w pow. tureckim, kolskim i konińskim, których budowa została zapoczątkowana przed rokiem 1939 nie były w okresie okupacji budowane i dlatego wartość ich dla celów przeciwpowodziowych jest niewielka, gdyż czasowo zostały one dowiązane bądź do wałów włoskowych bądź też do niewielkich wzniesień terenowych a więc zawsze istnieje możliwość obejścia ich przez wysokie wody.

Na 26 stacji przepompowań, znajdujących się na terenie Ziemi Lubuskiej 18 zostało odbudowanych. Użycie jednak wszystkich odbudowanych stacji dla celów przeciwpowodziowych na wypadek wysokich wód w zawału było zgóry wykluczone, gdyż Okręg Energetyczny w Gorzowie nie rozporządzał potrzebną ilością prądu elektrycznego do napędu.

Tegoroczne wiosenne ruszenie lodów nastąpiło w momencie ocieplenia się głównie z powodu gwałtownego wzrostu poziomów wody na dopływach górskich i górnych odcinkach rzek. Wzbierające potoki górskie i rzeki podnosiły częściowo lub całkowicie silną i grubą pokrywę lodową, łamiąc ją na duże tafle a następnie spychając ją w dół rzeki. W ten sposób tworzyły się pierwsze zatory lodowe na górnych odcinkach rzeki. Wobec dużych spadów zatory te nieraz gwałtownie posuwały się, łamiąc na swej drodze stojącą jeszcze pokrywę lodową. Ciągłe wzrastająca woda w rzekach zasilanych spływem powierzchniowym, ułatwiała pracę zatorów w kruszeniu stojącej przed nimi pokrywy lodowej. Zatory powiększały się, lecz na górnych odcinkach rzek były w ciągłym niemal ruchu. Stojące na drodze zatorów prowizoryczne mosty drogowe i kolejowe ulegały całkowitemu lub częściowemu zerwaniu.

Na środkowych i dolnych odcinkach rzek szybkość przesuwania się zatorów nieco zmalała, ale rozmiary ich ciągle wzrastały powiększane przez zwaly lodów z łamanej po drodze pokrywy lodowej. Kilku dniowe silniejsze przymrozki, jakie miały miejsce w czasie pierwszych dni spływu lodów, silnie spłaszczyły pierwszą, falę powodziową, zmniejszając radykalnie spływ powierzchniowy na zlewniach i tajanie śniegów w górach. Spowodowało to w wielu wypadkach kilkunastodniowe zatrzymanie się zatorów zwłaszcza tych, które oparły się o konstrukcje mostowe, lub stanęły w ostrych zakolach rzek. Spiętrzone na zatorami woda powodowała ich spływy lub przelewa-

jąc się przez wały i rozrywając je, zalewała okoliczne nisko położone tereny i osiedla.

W obu wypadkach zjawiskom tym towarzyszyły duże straty powodziowe w postaci zerwanych mostów lub zalanych terenów. Stosunkowo niskie poziomy wód w rzekach skoncentrowały początkowo całkowity spływ lodów korytami rzecznyymi. Dopiero w końcowej fazie, gdy odwilż przybrała zdecydowany zasięg na obszarze całego kraju, poziomy wód wzrosły i część lodów została osadzona na terenach rozlewiskowych. Na terenie województwa poznańskiego zjawisko to miało miejsce głównie na Warcie na odcinku poniżej Konina, dzięki czemu w dużym stopniu zostały odciążone mosty w Pyzdrach, Nowym Mieście, Śremie i Poznaniu.

Ogólnie należy powiedzieć, że tegoroczna akcja przeciwpowodziowa w całokształcie swego przebiegu nie niosła charakteru walki z falą powodziową, lecz była to walka z niszczycielskim pochodem ogromnej masy lodów, posiadających dużą grubość i siłę.

Jeżeli nawet w kilku wypadkach wody powodziowe w szczególności na Warcie osiągnęły poziomy dotychczas nienotowane, to było to wynikiem spiętrzającego działania zatorów, a nie ilości spływu zimowych opadów atmosferycznych. Słuszność tego poglądu potwierdzają fakty, że po usunięciu spływu zatorów wody silnie opadały i już na dolnych odcinkach rzek, o ile nie było nowych zakłóceń, układały się znacznie poniżej maksymalnych stanów z roku 1924 lub 1888.

Nadto należy zaznaczyć, że kulminacyjna fala powodziowa przebiegała na naszych rzekach dopiero w kilka dni po przejściu lodów, nie wyrządzając godnych wzmianki szkód ani też nie powiększając specjalnie zalawów terenów nieobwałowanych.

Zalawy terenów nadrzecznych zostały spowodowane spiętrzającym działaniem zatorów lodowych i brakiem wałów. Na ogólny zalany obszar w województwie, wynoszący około 60.000 ha, w powiatach tureckim, kolskim i konińskim było zalanych około 48.000 ha to znaczy 80% całości.

Te trzy powiaty były dołączone do województwa poznańskiego w 1938 r. Przed pierwszą wojną światową stanowiły tak zwane powiaty nadgraniczne. Tereny zabagnione i zalawowe były celowo utrzymywane w tych powiatach, gdyż miało to być ważne dla względów strategiczno-wojskowych. W tych warunkach stan Warty i jej doliny nie ulegał zmianie na lepsze i wyglądem swym nie wiele odbiegał od swego stanu z czasów prehistorycznych, kiedy powstawały tu pierwsze prasłowiańskie osady.

W roku 1935 województwo łódzkie zapoczątkowało budowę wałów nadwarciańskich, ale szczupłość kredytów nie pozwalała nadać tym pracom odpowiedniego tempa i rozmiaru.

Roboty te były prowadzone aż do wybuchu drugiej wojny światowej. W czasie okupacji Niemcy prowadzili je tylko w kilku punktach i to w tak małym rozmiarze, że pełnego zabezpieczenia terenów przed zalawami nigdzie nie stworzyli. Poza tym Niemcy nie sypali wałów do pełnej projektowanej wysokości, wskutek czego wały te w tym roku nie mogły spełnić swego zadania. Ten ostatni wypadek miał głównie miejsce w powiecie konińskim.

Nadto należy zaznaczyć, że w końcowej fazie drugiej wojny światowej Niemcy wybudowali na tym odcinku cały szereg wałów poprzecznych w dolinie Warty, które miały służyć do powiększania zalawów. Nie wszystkie

te wały zostały dotychczas w całości usunięte. Drugie duże zgrupowanie zalewów terenów nadrzecznych występuje w województwie poznańskim nad dolną Notecią i Wartą oraz nad Odrą w rejonie Kostrzyna. W tym roku zalew ten nie był stosunkowo duży, dzięki skutecznej obronie wałów oraz dzięki przerwaniu wałów nad Odrą po stronie niemieckiej, gdzie zalewowi uległ teren o obszarze około 70.000 ha.

Jeżeli chodzi o środkową Odrę, dolną Wartę i Notecę, należy podkreślić, że do wyjątków należą w tych rzekach odcinki wałów, które posiadają prawidłowe kierunki i należytą rozstawą. Dla przykładu podam, że w wielu miejscach rozstawa wałów nad dolną Wartą wynosi 100—200 m, podczas kiedy na środkowej i górnej Warcie rozstawa wałów waha się w granicach 400—500 m. To samo dotyczy Noteci i Odry. Niemcy zdawali sobie sprawę z tych dziwołagów technicznych i powtarzające się niemal regularnie co dwa lata powodzie na tych rzekach zmusiły ich wreszcie do opracowania generalnych planów. Realizacja tych planów nie nastąpiła jednak, gdyż wstrzymała ją wybuch drugiej wojny światowej. Klęskowe rozmiary powodzi na tych rzekach Niemcy starali się zmniejszać przez a) łamanie pokrywy lodowej na dolnej Odrze aż do Kostrzyna i na dolnej Noteci, poczynając od ujścia, 25 km w górę rzeki; b) dopuszczaniem zalewów nad dolną Notecią, ograniczając gospodarkę na tych terenach do gospodarki ściśle hodowlanej; c) budowanie zbiorników powodziowych na górskich dopływach Odry; d) zakładanie polderów nad Odrą w biegu środkowym i dolnym. Środki te stosowane łącznie przyczyniały się do spłaszczania fal powodziowych, jednak niebezpieczeństwa ich nie usuwały.

Inż. J. Grodzki (Poznań).

Celem niniejszego szkicu jest zwrócenie uwagi a raczej przypomnienie o stałej możliwości powtarzania się powodzi i pochodu lodów. Musimy jeszcze raz stwierdzić, że hydrotechnicy znają środki zwalczające tę groźbę — chodzi tylko o odpowiednią decyzję i organizację. Ponieważ najważniejszym problemem w tych zagadnieniach są zbiorniki, w budowie których zainteresowanych jest kilka resortów: komunikacja, rolnictwo, energetyka i inne, przeto sprawę gospodarki na zbiornikach, a więc sprawę gospodarki wodą w Polsce należy otoczyć specjalną opieką i zrozumieniem.

Na marginesie tego szkicu musimy powrócić do wielokrotnie poruszanej w kołach hydrotechników myśli — łącznego i niepodzielnego traktowania wszelkich spraw, wchodzących w zakres gospodar-

ki wodnej. Na temat form organizacyjnych — Ministerstwo Gospodarki Wodnej, Główna Rada Gospodarki Wodnej i t. d. — wypowiadało się dotychczas wielu Autorów na łamach naszego czasopisma¹⁾, „Przeglądu Technicznego”²⁾, „Gospodarki Planowej”³⁾ i inn. Problem ten jest nadal aktualnym i czekającym rozwiązania. Również w ramach Kongresu Techników Polskich w Katowicach (1—3.XII.46) uchwalono wniosek⁴⁾ o konieczności koordynowania⁵⁾ planowania we wszystkich dziedzinach gospodarki wodnej przez nadrzędny pod względem gospodarczym i przestrzennym organ centralny. Inny wniosek dotyczył konieczności zabezpieczenia doliny Wisły przed corocznymi powodziami przez intensywną budowę zbiorników retencyjnych. Temat ten był również wielokrotnie omawiany⁶⁾.

Kończąc, musimy wyrazić nadzieję, że zarówno sprawa ochrony przeciwpowodziowej, jak i sprawa powołania jednego urzędu dla wszystkich zagadnień wodnych doczekają się rozwiązania odpowiedniego do wagi i znaczenia tych problemów w całokształcie gospodarki narodowej w Polsce.

Za wiele szkód woda stale wyrządza, z drugiej zaś strony jej olbrzymie znaczenie w każdej gałęzi życia gospodarczego i małe dotychczas wykorzystanie nie pozwalają przechodzić obojętnie nad zagadnieniem „wody i gospodarki wodnej”.

1) Inż. A. Szczawiński — Reorganizacja administracji wodnej w Polsce na tle potrzeb gospodarki narodowej „Gospodarka Wodna” nr 3 — 1946 r.

2) Inż. J. Świątkiewicz — Organizacja gospodarki wodnej. „Przegląd Techniczny” nr 20 — 21/46 r.

3) Inż. I. Epsztejn — O planową gospodarkę wodną. „Gospodarka Planowa” nr 9 — 1947 r.

4) M. Ch. — Po Kongresie Techników Polskich. „Gospodarka Wodna” nr 3 — 1946 r.

5) Inż. B. Malisz — Dolina Wisły w planie przestrzennym kraju. „Gospodarka Wodna” nr 1 — 1947 r.

Dr Inż. J. Ostromecki — Zagadnienie gospodarki wodnej w obszarze węzła bydgoskiego. „Gospodarka Wodna” nr 5 — 1947 r.

6) Inż. K. R. Suszczewski — Zbiorniki. Zadania stawiane im dawniej i obecnie. „Gospodarka Wodna” nr 3 — 1946 r.

Inż. Z. Kornacki — Jak regulować Wisłę? „Gospodarka Wodna” nr 4 — 1947 r. Prof. Inż. K. Rodowicz — Streszczenie przemówienia na konferencji w sprawie „Zasad projektu regulacji Wisły”. „Gospodarka Wodna” nr 4 — 1947 r.

INŻ. KAZIMIERZ DĘBSKI

Hydrauliczne podstawy projektu regulacji Wisły środkowej na wodę średnią roczną

(Dokończenie).

6. OBLICZENIE PROMIENI ŁUKÓW.

A. Siła poruszająca i sposób kształtowania przebiegu.

Z rozważań rozdziału poprzedniego wynika, że od należytego przeprowadzenia krzywizn zależy

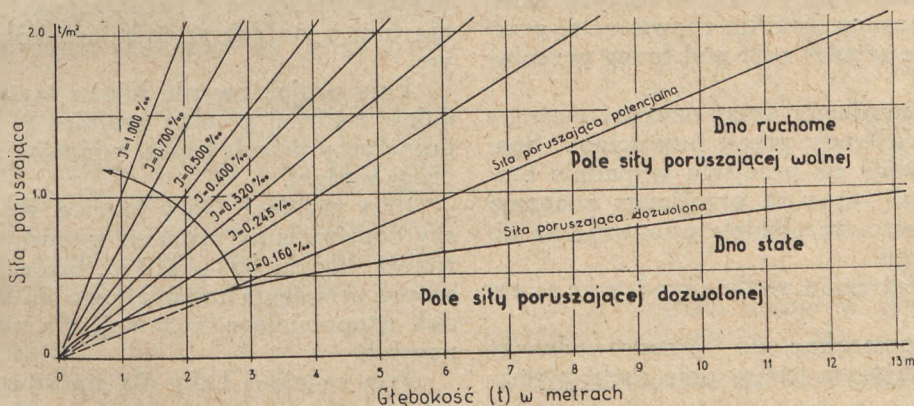
wartość zaprojektowanych przebiegów nurtowych. Za pomocą krzywizn możemy regulować prędkość oraz siłę poruszającą i przystosować te czynniki do potrzeb regulacji rzeki żeglownej.

Istniejącą w rzece potencjalną siłę poruszającą oblicza się (w tonach na 1 m²) jako iloczyn spadku

(w promillach) i głębokości (w metrach). Ta część siły potencjalnej, przy której wleczenie materiału dennego jest znikome lub umiarkowane, jest do-

Na zasadzie tych wykresów oraz przynależnej do nich tabeli liczbowej, możemy ustalić, jakim jest nadmiar siły poruszającej (siła poruszająca

Wzajemne relacje siły poruszającej potencjalnej, dozwolonej i wolnej.



Rys. 12.

puszczalna. Dno jest wtedy w równowadze bezwzględnej; znacznie szerszych ruchów materiału dennego nie obserwujemy.

Różnica siły poruszającej potencjalnej i dopuszczalnej jest siłą wolną, która powoduje przemieszczanie materiału dennego i z punktu widzenia regulacji rzeki działa niekorzystnie (z wyjątkiem wypadków, w których zależy nam na spowodowaniu erozji).

Siła poruszająca dopuszczalna jest na ogół niewielka. Omówiłem ją obszernie w osobnym artykule („Gospodarka Wodna” 1946. Zesz. 3).

Obok podaję dwa wykresy, z których pierwszy wyraża wzajemne relacje siły poruszającej potencjalnej, dozwolonej i wolnej w zależności od głębokości rzeki (rys. 12), drugi zaś wolną siłę poruszającą, przy spadkach 0,160, 0,245 i 0,320‰ (rys. 13).

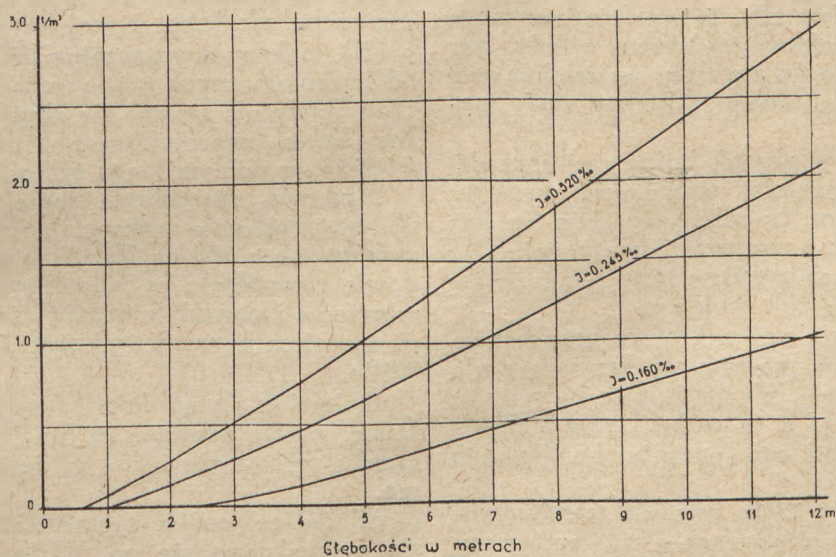
wolna) względnie nadmiar spadku w każdym przekroju Wisły.

Urządzenia regulacyjne muszą ten nadmiar siły uchwycić i zneutralizować od razu lub w pewnym z góry określonym terminie. Ten drugi wypadek zachodzi wtedy, gdy w pierwszej fazie regulacji projektujemy pewne obniżenie lub podniesienie dna, które, po osiągnięciu projektowanej rzędnej dna, musi być powstrzymane.

Z wykresów wynika, że w korycie Wisły liczyć się trzeba ze znacznym nadmiarem siły poruszającej i z tym, że w wyniku regulacji powstawać mogą szkodliwe zjawiska erozyjne.

Szkodliwej erozji przeciwdziałać można skutecznie tylko przez odpowiednie prowadzenie trasy regulacyjnej i zmniejszenie spadku.

Siła poruszająca wolna w korycie Wisły.



Rys. 13.

Zaczek radzi¹⁾, aby trasa szła małymi promieniami łuków przy podchodzeniu do prześć a dużymi promieniami przy wychodzeniu z prześć nurtowych. Mówi o tym następująco: „Rzekę — typu Wisły — trasujemy stosując łuki o łagodnie powiększających się krzywiznach u ich nasady, przerzucając realizację zmiany kierunku trasy na drugą część łuku poniżej jego wierzchołka — przez wykształcenie końca łuku w ostrych zmianach krzywizn, stosując krótkie rozwinięcie, przerzucające możliwie szybko nurt pod brzeg przeciwny”.

Przy takim prowadzeniu trasy uzyskać możemy znaczne spiętrzenie wody przed prześciem. Spadek zwierciadła wody na przejściu wypadnie bardzo zwiększony a zaraz za przejściem znacznie zmaleje. Po tym wzrastać będzie ponownie aż do przejścia następnego.

Na wielkość piętrzenia wody przed prześciem składa się:

a) Piętrzenie potrzebne do przeprowadzenia wody przez próg, którym jest w dnie rzeki płycizna przejścia.

b) Piętrzenie potrzebne na pokonanie dodatkowych oporów, powstających przy zmianie kierunku ruchu wody w łuku, przed przejściem.

Oprócz tego po zewnętrznej stronie łuku obserwować możemy podniesienie zwierciadła wody, spowodowane działaniem siły odśrodkowej. O tyleż obniża się zwierciadło wody po wewnętrznej stronie łuku.

Wielkość piętrzeń możemy regulować za pomocą wielkości promienia krzywizny i długości łuków doprowadzających wodę na przejście. Można w ten sposób oddziaływać na intensywność cyrkulacji poprzecznej i na wysokość strat spadku przy zmianie kierunku ruchu wody. Od umiejętnego oddziaływania zależy kształtowanie głębokości tranzytowych na progach.

W jaki sposób należy dobierać promienie i długość łuków?

Projekt regulacji Wisły opracowany w Toruniu (w 1942 r.) przewiduje trasę złożoną wyłącznie z odcinków krzywych i stosuje z reguły łuki kołowe. W uzasadnieniu projektu powiedziano, że rzeki prowadzące duże ilości materiału ruchomego, jak np. dolna Wisła albo górny Ren, nie mogą mieć prostych odcinków, zwłaszcza wtedy, gdy ograniczamy się tylko do regulacji na średnią wodę, bez wykształcenia osobnego koryta wody malejącej.

Na rzekach typu Wisły łuk kołowy w krzywiznach odpowiada wszelkim stawianym wymaganiom. Ma on poza tym tę zaletę, że daje się łatwiej niż inne krzywe narysować i wytyczyć. Na Łabie i Odrze były zastosowane przy robotach regulacyjnych wyłącznie łuki kołowe.

Zdaniem inż. Sieversa krzywe przejściowe łączące łuki o różnych promieniach krzywizny nie są na Wisłę potrzebne. „Wymagania te były by tu bez sensu i bezcelowe a to wobec typu budowli regulacyjnych z szorstkiego narzutu kamiennego

lub faszyn i wobec tego, że linia sztucznego brzegu nie jest ciągła, ale ustalona jest tylko za pomocą punktów, którymi są główki ostróg. Co pomogłaby ciągłość krzywizny sztucznych brzegów na szerokich rzekach wobec tego, że linia nurtu nie jest do brzegów równoległa a na przegięciach krzyżuje się z osią koryta regulacyjnego”.

Z tego powodu w projekcie regulacji Wisły między Modlinem a Toruniem zastosowano wyłącznie łuki o stałych promieniach kołowe albo koszarowe.

Przy projektowaniu łuków ważne jest ustalenie dolnej i górnej granicy promienia. Najmniejszy dopuszczalny promień musi odpowiadać wymaganiom drogi wodnej.

Przy regulacji Odry (poniżej Rędzina) najmniejszy dopuszczalny promień wynosi 400 m, przy szerokości koryta 85 — 110 m. Projektowano powiększenie promienia minimalnego do 600 m na wypadek uzupełniającej regulacji dla statków 1 000 tonowych.

Przy regulacji Łaby dla statków 1 000 tonowych ustalono najmniejszy dopuszczalny promień na 500 m (powyżej Saali), przy szerokości koryta 100 — 140 m i spadku 0,20 do 0,26‰. Poniżej Saali starano się stosować promienie 1 000 m, przy spadku 0,120 do 0,142‰. Najmniejszy istniejący promień łuku (poniżej Tangermünde) jest równy 450 m, przy szerokości koryta 170 m.

Na środkowym i dolnym Renie okazało się, że promienie łuków 640 — 740 m przy szerokości koryta 250 — 300 m nie przeszkadzają ruchowi statków o ładowności 1 500 do 2 000 ton.

Dolna Wisła ma być przystosowana do ruchu statków 1 000 ton i mieć minimalną szerokość dna przy małym wodzie 80 m, zaś szerokość koryta średniej wody 290 — 300 m.

Wisłę można porównać z Renem pod względem szerokości łóżyska a z Łabą pod względem przysięgo tonażu statków oraz warunków przyrodzinych, a to spadków, ilości wody i transportu aluwii.

Z powyższego wnioskuje Sievers, że na dolnej Wisle podobnie jak na dolnej Łabie promień 1000 m jest dopuszczalny. Przy tej wielkości promienia Wisła przedstawiać będzie lepsze warunki dla ruchu jak Łaba, której koryto jest węższe.

Największy dopuszczalny promień łuków zależy od hydrologicznych właściwości rzeki. Na rzekach typu Wisły nie stosuje się zbyt płaskich krzywizn. Na Łabie zaprojektowano największy promień 2 500 m, w dolnym biegu tylko 1 500 m.

Budowle równoległe lepiej prowadzą wodę, dlatego promienie maksymalne mogą być przy nich zwiększone o 300 m. Na Łabie okazało się, że budowle równoległe są szkodliwe, gdyż zwiększają wleczenie i powodują erozję dna. To samo niebezpieczeństwo w większym stopniu grozić może na Wisłę.

Opierając się na doświadczeniach zdobytych na Łabie, można przyjąć, że dla dolnej Wisły górna granica promienia 2 000 m jest na odpowiedniejszą.

W dalszej części sprawozdania inż. Sieversa powiedziano, że na Wisłę należy się liczyć z prawdopodobieństwem powstawania wysokich

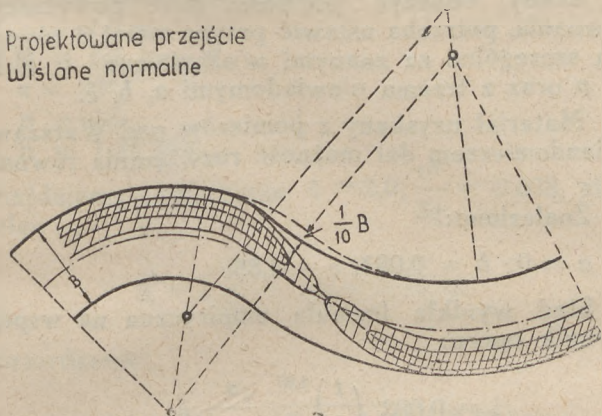
¹⁾ Inż. J. Zaczek: Próba ustalenia teoretycznych podstaw regulacji rzek żeglownych o dnie ruchomym. Warszawa 1935.

i długich progów na przejściach. Zwążając odstęp sztucznych brzegów (na przejściach), można oddziaływać korzystnie na zmianę kształtu progów. Zwążenie powoduje spiętrzenie wody przed przejściem, stąd na przejściu zwiększony spadek i większą siłę poruszającą.

Miarę zwążenia ustalono w projekcie biura toruńskiego na 10% odstępu linii regulacyjnych. Za duże zwążenie byłoby szkodliwe, gdyż usunęłoby próg, a zatem obniżyło głębokość na progu położonym powyżej.

Realizacja zwążenia na przejściach dokonuje się w projekcie Sieversa przez przesunięcie linii regulacyjnej przy jednym brzegu albo przy obu brzegach ku osi trasy. W projekcie regulacji Wisły poniżej uścia Bugu przewidziano jednostronne przesunięcie linii regulacyjnej, a mianowicie po stronie wklęsłego brzegu przed przejściem.

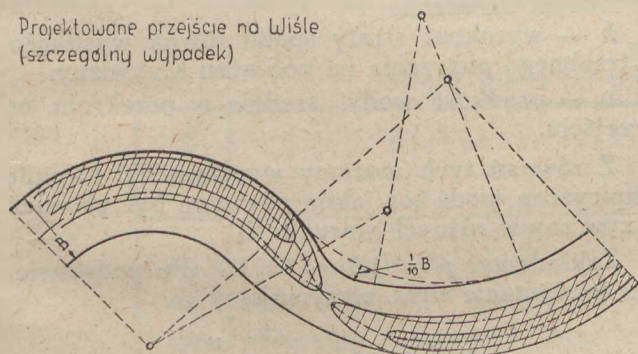
Projektowane przejście
Wisłane normalne



Rys. 14.

Na rys. 14 i 15 widzimy dwa rodzaje przejść wiślanych projektowanych przez biuro toruńskie. Rys. 14 przedstawia przejście normalne, gdzie promień łuku zwążającego jest znaczny. Rys. 15 przedstawia szczególny wypadek przejścia, w którym promień łuku zwążającego jest bardzo mały.

Projektowane przejście na Wiśle
(szczególny wypadek)



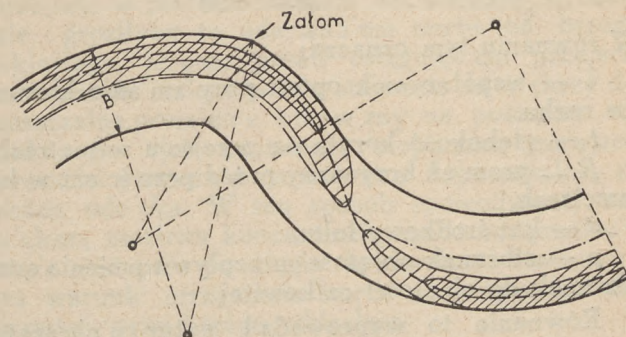
Rys. 15.

Przy tym sposobie zwążenia (jak na rys. 14 i 15) otrzymuje nurt przed przegięciem silny impuls kierujący go ku przeciwnemu brzegowi. Głębiny górne, krzywizny zostają skierowane wprost ku głębynom dolnej krzywizny, przez co nurt przechodzi w prostym kierunku z pierwszej krzywizny do drugiej.

Dobre wyniki uzyskano na Łabie przez zgięcie tamy równoległe, na wklęsłym brzegu na długość

około 200 m powyżej przejścia, przy zachowaniu niezmienionej szerokości rzeki (rys. 16).

Poprawione przejście na Łabie



Rys. 16.

Co do długości łuków w projekcie toruńskim osobnych zastrzeżeń nie ma.

Długość łuków nie jest ograniczona, o ile łożysko wielkich wód jest dostosowane do koryta średnich rocznych wód i osi bydlu koryt nie krzyżują się.

Zastanawiając się nad sposobem kształtowania przejść — projektowanym przez inż. Sieversa — widzimy, że między nim a sposobem stosowanym przez Lelawskiego nie ma zasadniczych różnic. Istnieje natomiast wyraźna analogia w postaci malejącego promienia łuku prowadzącego nurt na przejście.

To samo proponowałem w mojej ekspertyzie o regulacji Wisły na przestrzeni od Warszawy do Bugu.

Ten sam temat poruszył ostatnio inż. Lambor (Gospodarka Wodna Ze z. 3. 1947). Stwierdził on, że stosowanie łuku kosowego o kształcie przedstawionym na rys. 17 najlepiej odpowiada wymaganiom projektu regulacji Wisły. Projektowane prostych przejśćowych między odwrotnymi krzywiznami uważa inż. Lambor za zbyt czyste¹⁾.

B. Tracenie nadmiaru siły poruszającej.

Zależnie od tego, ile spadku rzeki mamy w nadmiarze, projektować mamy promienie łuków.

¹⁾ W referacie Departamentu Dróg Wodnych na temat „Zasady projektu regulacji Wisły” rozestawianym uczestnikom konferencji z dnia 12.V.1947 (Gospodarka Wodna. Zeszyt 3.1947. Kronika) podano omyłkowo, że ekspertyza moja i inż. Siebauera w sprawie projektu regulacji Wisły dotyczy odcinka „poniżej Warszawy od uścia Bugu”. Z tej przyczyny wynikły w referacie inż. Lambora pewne nieścisłości, które wymagają sprostowania. Zaprojektowana przeze mnie szerokość przekroju średniej rocznej wody 251 m oraz długość minimalnego promienia łuku 500 m odnoszą się do odcinka powyżej Bugu. Szerokość przekroju średniej wody Wisły poniżej Bugu powinna według mnie wynosić 284 m, zaś promień najmniejszy trasy regulacyjnej może być poniżej Bugu znacznie większy od 500 m.

W tym celu stosować możemy następujące równanie:

$$\xi = 0,003 \left(\frac{t}{R} \right)^{4,85} \frac{\alpha}{90} p$$

W równaniu tym oznacza:

ξ — współczynnik oporu przy zmianie kierunku ruchu,
 t — głębokość koryta na przejściu w metrach,
 R — promień krzywizny przed przejściem w kilometrach,
 α — kąt środkowy łuku,
 p — stosunek objętości przepływu zmieniającej kierunku do objętości całkowitej.

Równanie to wyprowadził autor niniejszego z wyników pomiarów prowadzonych w latach 1940 i 1941 na odcinkach doświadczalnych w Sandomierzu i pod Warszawą.



Rys. 17.

Materiał liczbowy, który posłużył za podstawę tego równania, został zniszczony w 1944 r. i odtworzyć go teraz nie można.

Można natomiast podać teoretyczne uzasadnienie równania. Za punkt wyjścia przyjęto formuły empiryczne Dubuata i Weisbacha na określenie strat energii wywołanych zakrzywieniem rury:

a) Dla rur o przekroju kołowym:

$$\xi = 0,131 + 1,847 \left(\frac{r}{R} \right)^{\frac{7}{2}} \frac{\alpha}{90^\circ}$$

b) Dla rur o przekroju prostokątnym:

$$\xi = 0,124 + 3,104 \left(\frac{r}{R} \right)^{\frac{7}{2}} \frac{\alpha}{90^\circ}$$

W formułach tych oznacza:

ξ — współczynnik oporu,
 r — promień przekroju rury,
 R — promień krzywizny rury,
 α — kąt środkowy łuku.

Formuły te można przekształcić, podstawiając zamiast promienia przekroju rury promień hydrauliczny przekroju i zmieniając odpowiednio współczynniki.

Dla przekroju o dowolnym kształcie możemy ustawić równanie ogólne:

$$\xi = a + b \left(\frac{r}{R} \right)^c \frac{\alpha}{90^\circ}$$

w którym r — oznacza promień hydrauliczny przekroju.

Biorąc pod uwagę koryto rzeki możemy zamiast promienia hydraulicznego wprowadzić głębokość średnią przekroju poprzecznego t .

Poza tym liczyć się musimy z tym faktem, że kierunek ruchu zmienia tylko ta część strumienia wodnego, która jest kierowana linią brzegową względnie tamami regulacyjnymi. Ta część strumienia, która przechodzi w terenie zalewowym ponad korytem, nie jest kierowana.

Przyjmujemy, że stosunek strat rzeczywistych, do strat obliczonych według równania ogólnego dla przekroju o kształcie dowolnym jest taki, jak stosunek objętości przepływu kierowanej do objętości całkowitej. Stosunek ten oznaczamy przez p , a równanie ogólne sformułujemy następująco:

$$\xi = \left[a + b \left(\frac{t}{R} \right)^c \frac{\alpha}{90^\circ} \right] p.$$

Ażeby obliczyć wielkości stałe powyższego równania, potrzeba ustawić przynajmniej 3 równania szczególne ze znanymi wielkościami ξ , t , R , α , p oraz z trzema niewiadomymi a , b , c .

Materiał uzyskany z pomiarów pod Warszawą i Sandomierzem dał możliwość rozwiązania równań.

Znaleziono:

$$a = 0; b = 0,003; c = 4,85.$$

Stąd wynikła formuła empiryczna na współczynnik oporu:

$$\xi = 0,003 \left(\frac{t}{R} \right)^{4,85} \frac{\alpha}{90^\circ} p$$

jak podano powyżej.

Znając współczynnik oporu w krzywiznie trasy regulacyjnej, możemy obliczyć wysokość strat. Służy do tego równanie

$$h = \xi \frac{v^2}{2g},$$

w którym oznaczono:

h — wysokość straty spadu równa wysokości potrzebnego piętrzenia na początku krzywizny,

v — prędkość wody, średnia w przekroju na przejściu.

Z równań tych możemy wyprowadzić formułę empiryczną, podającą jakim powinien być promień krzywizny w różnych warunkach.

Zakładamy: $p = 1,0$; $\alpha = 90^\circ$. Po podstawieniu w równanie strat, otrzymujemy

$$h = 0,003 \left(\frac{t}{R} \right)^{4,85} \frac{v^2}{2g}$$

Stąd po wykonaniu potrzebnych działań otrzymujemy:

$$R = 0,163 t \sqrt[4,85]{\frac{v^2}{h}}$$

Wielkości stałe tego równania możemy zaokrąglić, gdyż nie stoi temu na przeszkodzie orientacyjny charakter formuły.

Ostatecznie możemy przyjąć:

$$R = 0,16 t \sqrt[5]{\frac{v^2}{h}}$$

Znając prędkość wody (średnią), nadmiar spadku, który ma być skonsumowany i głębokość koryta (średnią) możemy przy pomocy tego równania ocenić, jaką powinna być wielkość promienia krzywizny. Ażeby obliczyć promień krzywizny największej, wprowadzając linię regulacyjną na przejście, należy w równaniu tym podstawiać głębokość wody w przejściu i prędkość średnią w przekroju normalnym. W ten sposób obliczymy potrzebne minimum promienia krzywizny tuż przed przejściem.

Przykład obliczenia straty spadku, na zmianę kierunku ruchu. Zakładamy:

$$\begin{aligned} t &= 1,9 \text{ m,} \\ R &= 0,5 \text{ km,} \\ \alpha &= 90^\circ, \\ p &= 1,0, \\ v &= 1,24 \text{ m/s.} \end{aligned}$$

Znajdujemy z obliczenia $\xi = 2,0; \frac{v^2}{2g} = 0,078$, stąd dalej:

$$h = \xi \frac{v^2}{2g}; \quad h = 0,16 \text{ m.}$$

Sprawdzenie:

$$R = 0,16 \times 1,9 \times \sqrt[5]{1,24^2 : 0,16} = 0,48 \text{ km.}$$

Różnica 4% w stosunku do wielkości $R = 0,50$ km wynika z zaokrąglenia.

Właściwą wielkość promienia należy obliczać, względnie sprawdzać przy projektowaniu trasy na każdym przejściu poszczególnie, w zależności od długości i kształtu krzywizny.

Dłuższe zakola wymagają mniejszych promieni krzywizny przed przejściem, aniżeli zakola krót-

sze, gdzie koncentracja spadku na przejściach nie musi być tak duża.

Jeśli długość odcinka trasy od przejścia do przejścia w pewnym miejscu jest większa niż zwykle, groziłoby to oderwaniem nurtu od brzegu wklęsłego, jeszcze przed osiągnięciem przejścia następnego. Należy wtedy stosować na większe dopuszczalne promienie krzywizny na początku odcinka, po tym promienie stopniowo malejące, wreszcie promienie najmniejsze dopuszczalne, na końcu odcinka. W ten sposób spowodujemy na większą możliwą koncentrację spadku na przejściu, które następuje po długiej krzywiznie. Stworzymy też warunek utrzymania nurtu na całym odcinku krzywej, przy brzegu wklęsłym.

Celem ułatwienia obliczeń straty spadku w łukach o różnej długości i różnych promieniach krzywizny, ustawiłem tabelę strat spadku przy prędkości $v = 1 \text{ m/s}$, kącie środkowym $\alpha = 90^\circ$ i stosunku $p = 1,0$. W tabeli tej (tab. 5) podałem straty spadku przy głębokościach do 2,8 m. Do obliczenia służyło równanie

$$h = 0,003 \left(\frac{t}{R} \right)^{4,85} \frac{v^2}{2g}$$

które po podstawieniu $v = 1 \text{ m/sek}$, $g = 9,81 \text{ m/sek}^2$ przybiera postać:

$$h = 0,000153 \left(\frac{t}{R} \right)^{4,85}$$

Współczynniki, przez które należy mnożyć wielkość strat przy prędkości 1 m/s , aby otrzymać straty przy innej prędkości, podałem zaraz po tab. 5.

Strata spadku przy prędkości v , kącie środkowym α i stosunku p oblicza się z równania:

$$h_s = hzp \frac{\alpha}{90^\circ}$$

Gdy $p = 1,0$ $\alpha = 90^\circ$, mamy $h_s = hz$.

Tabela 5.
Straty spadku (h) przy prędkości 1 m/s .

R Km	Głębokość rzeki w przejściu nurtowym (m)												
	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8
0,4	0,133	0,173	0,225	0,296	0,383	—	—	—	—	—	—	—	—
0,5	0,041	0,056	0,077	0,102	0,128	0,163	0,204	0,255	0,312	0,378	—	—	—
0,6	0,020	0,025	0,031	0,041	0,051	0,066	0,087	0,107	0,128	0,148	0,184	0,225	0,265
0,7	0,009	0,012	0,016	0,021	0,026	0,031	0,036	0,046	0,056	0,071	0,087	0,102	0,127
0,8	0,005	0,006	0,009	0,011	0,013	0,016	0,020	0,026	0,031	0,041	0,051	0,056	0,066
0,9	—	—	0,005	0,006	0,007	0,009	0,011	0,015	0,020	0,023	0,026	0,031	0,036
1,0	—	—	—	—	—	0,006	0,007	0,009	0,011	0,015	0,018	0,021	0,023
1,1	—	—	—	—	—	—	—	0,006	0,007	0,009	0,010	0,012	0,014
1,2	—	—	—	—	—	—	—	—	0,005	0,006	0,007	0,008	0,009
1,3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,005	0,005	0,006
1,4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Tabela współczynników (z) dla różnych prędkości (v).

v m/s	z
0,7	0,49
0,8	0,65
0,9	0,80
1,0	1,00
1,1	1,22
1,2	1,45
1,3	1,75
1,4	1,96

Wyniki obliczenia zawiera niżej umieszczona tabela. Maąc ustalone w ten sposób wytyczne ogólne co do najstosowniejszych średnich długości łuków i ich promieni oraz co do długości odcinków głębokich i płytkich możemy zając się bardziej dokładnym obliczeniem promieni najmniejszych w łukach, wprowadzających linię regulacyjną na odcinku przejścia.

Jak już wyżej powiedziano, obliczenie takie należy przeprowadzić dla każdego przejścia poszczególnie. Do tego potrzebny jest szczegółowy plan rzek w okolicy przejścia i na samym przejściu, zarówno sytuacyjny jak i niwelacyjny i głębokościowy.

Tutaj wykonamy kilka obliczeń schematycznych dla przykładu.

Przekrój	Szerokość trasy B m	Długość promienia (zaokrąglona) $R \approx 5B$ m	Długość łuku (zaokrąglona) $L \approx 7B$ m	Długość przejścia P m	Długość głębiny $L - P$ m
Zawichost	161,2	810	1130	188	942
Dęblin	190,7	950	1340	193	1147
Kłoda	211,3	1060	1480	194	1286
Warszawa	243,4	1220	1710	204	1506
Modlin	283,4	1420	1990	218	1772
Nieszawa	299,7	1500	2100	218	1882

C. Obliczenie promieni i długości łuków.

Inż. Zdzisław Kornacki (Gospodarka Wodna. Zesz. 3. 1947) proponuje, aby długość promienia łuku w trasie wody średniej przyjmować między 4,5 i 6-krotną miarą szerokości trasy. Kąt środkowy ma być przyjmowany do 90° .

Inż. Julian Lambor (loc. cit.) stwierdza, że na odpowiedniejszą i najbardziej pożądaną długość promienia łuku dla Wsły mieści się między 3,5 i 5,0-krotną miarą szerokości trasy regulacyjnej. Kąt środkowy ma być $60 - 90^\circ$, najlepiej 90° .

Miedzy tymi dwoma opiniami nie ma zasadniczych różnic można więc wypośredkować dla projektu generalnego miarę $R = 5,0 B$ jako najodpowiedniejszą, z odchyleniami od $R = 4,0 B$ do $R = 6,0 B$, przy kącie środkowym $\alpha = 80^\circ$.

Biorąc to pod uwagę, obliczamy jaką ma być długość średnich promieni i łuków w najważniejszych punktach. Do obliczeń przyjmujemy szerokość trasy (B) według tabeli 3, długość promienia za pomocą reguły $R = 5 B$, zaś długość łuku przy kącie środkowym 80° za pomocą reguły $L = 7 B$.

Tę ostatnią regułę wyprowadza się z równania:

$$L = 2 R \pi \frac{\alpha}{360}, \text{ gdzie } R = 5 B, \alpha = 80^\circ.$$

Długość przejścia przyjmujemy według wyników hydraulicznego sprawdzenia przejść, podanych w dziale czwartym.

Przykład dla Zawichostu.

Spad przeciętny na łuku według pomiarów z 1941 r. (K. Dębski. Zagadnienia hydrologiczne w projekcie przebudowy Wsły na wielką drogę wodną. Przegląd Komunikacyjny. 1946. Zesz. 2). przyjmować należy $0,124^{0/00}$. Tyle potrzeba, ażeby prowadzić wodę w krzywiznach trasy.

Długość głębiny łuku 942 m.

Spad na głęb nie łuku $0,942 \times 0,124 = 0,117$ m

Spad na przejściu 0,098 m (z rozdziału 4) na długości 188 m.

Spad potrzebny całkowity 0,215 m.

Spad istniejący całkowity $1,130 \times 0,242 = 0,273$ m.

Nadmiar spadu $0,273 - 0,215 = 0,058$ m.

Nadmiar ten skonsumowany będzie na pokonanie oporów ruchu przy zmianie kierunku w krzywiznie.

Do obliczenia promienia krzywizny stosujemy wzór:

$$R = 0,16 t \sqrt[5]{\frac{v^2}{h}}$$

Podstawiamy:

$V_0 = 0,918$ m/s (z obliczenia piętrzenia na progu — rozdział 4),

$h = 0,058$ m,

$t = 2,01$ m (z obliczenia głębokości na progu — rozdział 4),

$$R = 0,16 \times 2,01 \sqrt[5]{\frac{0,918^2}{0,058}} = 0,55 \text{ km.}$$

Ustalamy w ten sposób wielkość minimalnego promienia krzywizny dla łuku tuż przed przejściem:

$$R = 550 \text{ m} \cong 3,4 B.$$

Promień ten jest równy 2/3 długości promienia średniego.

Przykład dla Warszawy.

Długość głębiny łuku 1506 m.

$$\text{Spad w głębiny łuku } 1506 \times 0,124 \times 0,001 = 0,186 \text{ m.}$$

Spad na przejściu 0,112 m (z rozdziału 4) na długości 204 m.

$$\text{Potrzebny spad całkowity } 0,186 + 0,112 = 0,298 \text{ m.}$$

$$\text{Spad istniejący całkowity } 1,710 \times 0,266 = 0,455 \text{ m.}$$

$$\text{Nadmiar spadów } 0,455 - 0,298 = 0,157 \text{ m.}$$

Do wzoru na długość minimalnego promienia krzywizny podstawiamy:

$$h = 0,157 \text{ m;}$$

$$V_0 = 0,906 \text{ m/s;}$$

$$t = 2,06 \text{ m.}$$

Obliczamy:

$$R_{\min} = 0,16 \times 2,06 \sqrt[5]{\frac{0,906^2}{0,157}} = 0,330 \sqrt[5]{5,2} = 0,458 \text{ km.}$$

Ustalamy minimalny promień krzywizny:

$$R = 460 \text{ m} \cong 1,9 B.$$

Stosunek do szerokości trasy regulacyjnej jest tu wyjątkowo niski. Sprawdzamy dlatego innym sposobem, czy promień taki może być zastosowany. Posługujemy się w tym celu wzorem na spadek zwierciadła wody w przekroju poprzecznym:

$$I = \frac{v^2}{Rg}$$

(zobacz: Lambor — lococitato).

Przy $I = 0,266\text{‰}$; $v = 0,906 \text{ m/s}$ mamy:

$$R = \frac{0,805}{0,266 \times 9,81} \cong 0,3 \text{ km} < 0,46 \text{ km.}$$

Promień 0,46 km jest zatem dopuszczalny. Stosunek długości promienia minimalnego do długości promienia średniego wynosi 38%.

Przykład dla Modlina.

Długość głębiny w łuku 1772 m.

$$\text{Spad w łuku } 1772 \times 0,124 \times 0,001 = 0,220 \text{ m.}$$

Spad na przejściu 0,113 m na długości 218 m (z rozdziału 4).

$$\text{Potrzebny spad całkowity } 0,220 + 0,113 = 0,333 \text{ m.}$$

$$\text{Spad istniejący całkowity } 1990 \text{ m} \times 0,292 \times 0,001 = 0,382 \text{ m.}$$

$$\text{Nadmiar spadów } 0,382 - 0,333 = 0,049 \text{ m.}$$

Podstawiamy we wzorze na promień minimalny:

$$h = 0,049 \text{ m.}$$

$$t = 2,21 \text{ m.}$$

$$v = 0,970 \text{ m; } v^2 = 0,94.$$

Obliczamy:

$$R_{\min} = 0,16 \times 2,21 \sqrt[5]{\frac{0,94}{0,049}} = 0,354 \sqrt[5]{19,2}$$

$$R_{\min} = 0,640 \text{ km} = 640 \text{ m} \cong 2,25 B.$$

Sprawdzamy wzorem na spadek poprzeczny, stosownie do propozycji inż. Lambora:

Promień najmniejszy dozwolony:

$$R = \frac{0,94}{0,266 \times 9,81} = 0,36 \text{ km} < 0,64 \text{ km.}$$

Stosunek promienia 640 m do promienia średniego jest tu 45%.

Przerobione trzy przykłady nie wyczerpują oczywiście trudnego tematu. Zagadnienie jest zbyt skomplikowane, a sposób obliczenia tutaj zastosowany, w wysokim stopniu uproszczony.

Zgodzić się trzeba z tym, że wyniki tego sposobu obliczenia wymiarów koryta regulacyjnego w przebiegu nurtowym oraz promieni i długości łuków, jak również wielkości strat spadów na krzywiznie wskazują raczej rząd wielkości, a nie ich wartość dokładną.

Tym nie mniej, zbliża nas ten sposób obliczenia do poznania bilansu spadów zwierciadła wody i do racjonalnego projektowania regulacji rzeki żeglownej, w planie i w profilu podłużnym.

7. SPADEK PODŁUŻNY WISŁY ŚRODKOWEJ I WYSOKOŚĆ BUDOWLI REGULACYJNYCH.

Spadek przeciętny na przestrzeni od Sanu do ujścia Radomki jest o $0,242\text{‰}$, dalej zaś aż do ujścia Bugu $0,266\text{‰}$. Spadek przeciętny na całej przestrzeni od Sanu do Bugu jest $0,254\text{‰}$.

Stosownie do tego byłyby możliwe dwie alternatywy projektu regulacji Wisły środkowej. W alternatywie pierwszej utrzymany byłby spadek $0,242\text{‰}$ do Radomki i $0,266\text{‰}$ od Radomki. W alternatywie drugiej, można by przyjąć spadek jednostkowy $0,254\text{‰}$, wyrównany na całej przestrzeni.

W proponowanej przez mnie koncepcji uregulowania Wisły przyjąłem za punkt wyjścia, że istniejące przeciętne głębokości nurtu wiślanego są wystarczające, przeto obniżanie obecnego przeciętnego poziomu dna Wisły w nurcie nie jest potrzebne.

Ażeby poprawić warunki żeglugi na Wiśle, wystarczy wyrównać jej dno w profilu podłużnym tak, aby dzisiejsze płycizny na przejściach zostały pogłębione a lokalne wielkie wyboje podniesione.

Z tej zasady wychodząc ustaliłem potrzebne głębokości koryta regulacyjnego i obliczyłem przekroje normalne wody średniej.

Jeśli założenia powyższe są słuszne, a dalsza realizacja projektu prowadzona będzie w myśl tych samych zasad, przeciętny poziom dna na całej przestrzeni środkowej Wisły zostanie utrzymany bez zmiany. Tym samym zachowa się dzisiejszy spadek przeciętny, mniejszy powyżej i większy poniżej Radomki.

Przyjęcie drugiej alternatywy (spadek 0,254‰ na całej przestrzeni) prowadziłoby w konsekwencji do znacznego obniżenia obecnego dna Wisły w okolicy ujścia Radomki.

Obniżenie to wyniosłoby około 1,82 m przy ujściu Radomki. Ażeby takie obniżenie osiągnąć, należałoby za pomocą stosownego prowadzenia regulacji Wisły usunąć z jej uregulowanego koryta bardzo duże ilości materiału.

Ilości te możemy oszacować z następujących danych: szerokość dna w projektowanym przekroju normalnym w Zawichoście $B_1 = 123,3$, w Warszawie $B_2 = 210,6$ m, średnio na przestrzeni od Sanu do Bugu $B = 167$ m.

Długość Wisły od Sanu do Bugu:

$$L = 270.8 \text{ km} = 270.800 \text{ m.}$$

Obniżenie dna przy ujściu Radomki 1,82 m, średnio na całej przestrzeni od Sanu do Bugu $h = 0,91$ metra.

Ilość materiału dennego do usunięcia:

$V = BLh = 167 \times 270.800 \times 0,91 = 41.200.000 \text{ m}^3$
Odpowiada to ilości 72,2 milionów ton piasku suchego. Ogromna ta ilość piasku nie może być oczywiście usunięta w zbyt krótkim czasie. Proces odprowadzenia tego materiału w dół rzeki musiałby trwać co najmniej lat kilkadziesiąt. Przyjmując, że potrzeba na to 50 lat czasu, mieliśmyby roczną ilość 1,444 miliona ton piasku (suchego) do odprowadzenia w dół rzeki.

Dzisiaj przechodzi Wisłą w przekroju Warszawy przeciętnie 0,143 milionów ton piasku wleczonego w ciągu roku. (Dębski. Gospodarka Wodna. 1939. Zeszyt 2).

Wynika stąd, że intensywność wleczenia piasku w korycie Wisły środkowej trzeba by zwiększyć przynajmniej dziesięciokrotnie, aby w ciągu 50 lat doprowadzić dno rzeki przy ujściu Radomki do poziomu o 1,82 m niższego od tego, który mamy obecnie.

Taką intensyfikację wleczenia uzyskać można stosunkowo łatwo przez odpowiednie trasowanie, stosując duże promienie łuków i małe szerokości koryta.

Przyjmując, że cel nasz został osiągnięty i że cały materiał w ilości 72,2 milionów ton piasku przeszedł przez przekrój warszawski, ustalić musimy odpowiednie warunki regulacji Wisły poniżej Bugu. Regulacja musi być tak przeprowadzona, aby siła poruszająca w korycie Wisły poniżej Bugu dorównała sile poruszającej powyżej Bugu. Jest to niezbędnym warunkiem do tego, aby cały materiał wyniesiony z Wisły środkowej nie zatrzymał się w korycie Wisły zaraz poniżej ujścia Bugu, lecz był odprowadzony dalej w dół rzeki aż do morza.

W konsekwencji cała regulacja dalszej przestrzeni Wisły musiałaby być przystosowana do jednego celu: pogłębienia Wisły środkowej przy ujściu Radomki.

Powstaje pytanie, jak możnaby zahamować proces nadmiernego wleczenia po upływie pięćdziesięcioletniego okresu wyrównania spadku Wisły środkowej. Odpowiedź na to pytanie jest trudna. Szerokości koryta regulacyjnego nie mogą być łatwo zwiększone, tym bardziej nie można zmienić długości i promieni łuków trasy regulacyjnej. Te same czynniki, które nam dotychczas służyły (mała szerokość trasy, małe serpentynowanie), zaczęłyby nam odtąd szkodzić. Intensywne wleczenie postępowałoby dalej, powodując tym razem stopniowe obniżenie poziomu dna na całej uregulowanej przestrzeni. Procesowi pogłębienia możnaby wtedy zapobiec tylko przez budowę jazów, systematyczną na całej przestrzeni.

Dochodzimy do wniosku, że wybierając drugą alternatywę, tj. projektując regulację Wisły środkowej na wyrównany spadek 0,254‰, stwarzamy sytuację przesądzającą konieczność kanalizowania całej przestrzeni Wisły w dół od Sanu, w niezbyt odległej przyszłości.

Byłaby to sytuacja przymusowa i dlatego niepożądana. Dlatego to lepiej jest, aby do projektu regulacji Wisły środkowej przyjęty był spadek łamany 0,241‰ powyżej Radomki i 0,266‰ poniżej Radomki, dostosowany do dzisiejszego założmu profilu podłużnego rzeki przy ujściu Radomki.

Przyjęcie takiego spadku umożliwia nam realizację celów regulacji w na bliższym czasie i przy użyciu najprostszych i najmniej ryzykownych środków.

Spadek zwierciadła wody i spadek dna w uregulowanym korycie na dłuższych odcinkach rzeki powinny być równe. Do tego spadku należy dostosować korony tam regulacyjnych wzdłuż rzeki.

W zasadzie korony tam znaleźć się winny w poziomie zwierciadła wody średnie. Na rzece, z różnych przyczyn, wyżej omówionych, zwierciadło wody nie układa się prostoliniowo, lecz oscyluje wokoło linii prostej, podnosząc się na zakolach, i to najwyżej na końcu łuków przed przejściami, albo opadając na przejściach i to najniżej tuż przed następnym łukiem.

Odpowiednio do tego oscylować powinny wokoło wyrównanej linii spadku rzędne koron tam regulacyjnych. Korony tam poprzecznych odrzucających nurt na przejścia oraz korony tam podłużnych opasek kierujących nurt na przejścia, znajdujących się po stronie brzegu wklęsłego, powinny być wychylone ku górze o 16 do 22 cm ponad linię przeciętnego spadku. Korony tam znajdujących się na tym samym brzegu tuż poniżej przejścia mają być wychylone ku dołowi od tej linii 6 do 8 cm.

Szczegółowe wysokości ustalone być mają w zależności od stosunku długości łuków do długości trasy między przejściami w założeniu, że do prowadzenia wody w łukach potrzebny jest spadek 0,12‰ i że cały nadmiar spadku koncentruje się w pobliżu wklęsłego brzegu przed przejściami i na przejściach.

8. PRZEKRÓJ POPRZECZNY WÓD WYŻSZYCH OD WODY ŚREDNIEJ.

Regulacja ma być zaprojektowana zasadniczo na wodę średnią, jednakże w zaprojektowanym kształcie przekroju poprzecznego i w rozwinięciu trasy regulacyjnej winny być uwzględnione także warunki przepływu przy stanach wody wyższych od stanu średniego.

Projekt regulacji Wisły opracowany w Warszawskiej Dyrekcji Dróg Wodnych w 1931 r. przewiduje przekrój dwudzielny z korytem wody brzegowej i włączonym w nie korytem wody małej. Projekt ten nie podaje jednakże definicji hydrologicznej dla wody brzegowej.

Reskrypt Ministerstwa Robót Publicznych z 1927 r. mówi, że woda brzegowa jest wodą wielką, średnią z ostatnich 25 lat. Nie odpowiada to założeniu, gdyż za brzegowy stan wody przyjęto w projekcie z 1931 r. odczyt + 312 cm wody na wodowskazie w Warszawie, gdy tymczasem w szeregu najwyższych rocznych stanów wody wodowskazu warszawskiego z okresu 1916—1937 maksimum + 310 cm z 1921 r. jest najniższą wartością szeregu.

Opierając się na tym możemy dla przyjętej wody brzegowej podać definicję następującą:

Pozom wody brzegowej leży na granicy strefy najwyższych rocznych stanów wody, na wysokości tego rocznego maksimum, którego częstotliwość w długim szeregu lat wynosi 98%.

W projekcie z 1931 r. przyjęto za warunek, aby wszystkie stany wody leżące poniżej tej granicy zmieściły się w uregulowanym korycie, a tylko wody wyższe rozlewały się poza korytem.

W projekcie regulacji na wodę średnią, zasada ta nie może być zastosowana. Wykształcenie na przestrzeni między linią regulacyjną wody średniej, a linią wałów powodziowych jeszcze jednej linii regulacyjnej dla wody brzegowej nie jest celowe.

Przemawiają za tą opinią następujące przesłanki:

a) Przy projektowaniu przekroju dla wód wyższych od wody średniej trzeba dbać o to, aby przekrój koryta wody średniej jak na więcej odciążać od prowadzenia wody. Ma to na celu zmniejszenie prędkości w korycie wody średniej i niedopuszczenie do deformacji koryta pod działaniem prędkości szkodliwej.

Dlatego to dbać należy, ażeby możliwie jak największy procent przepływu przypadł na część przekroju, położoną poza trasą regulacyjną wody średniej, a to między linią regulacyjną wody średniej i linią wałów.

W tym celu trzeba koronę tam ograniczających koryto wody średniej założyć jak na niższej, a korony tam poprzecznych wyprowadzić ku brzegom ze wznosem jak najmniejszym.

b) Jakikolwiek sztuczne podnoszenie terenu w przekroju wielkiej wody między wałami jest nie tylko zbędne, ale i szkodliwe. Ogranicza ono bowiem powierzchnię przekroju wielkiej wody, a przez to podwyższa stany wody wielkiej, i zmusza do projektowania korony wałów powodziowych

wych na większej wysokości. Podraża to koszt budowy i utrzymania wałów.

c) Budowa tam ograniczających koryto wody brzegowej w niewielkiej odległości od linii regulacyjnej wody średniej spowodowałaby niepożądaną koncentrację przepływu wody wielkiej, w okolicy wody średniej, nieprzystosowanym do prowadzenia wody wielkiej. Odstęp linii regulacyjnych wody średniej i wody brzegowej jest za mały na to, aby trasa wody średniej wewnątrz trasy wody brzegowej mogła być racjonalnie rozwinięta.

Opierając się na tym, należy zrezygnować z wykonania w międzywałach jakichkolwiek budowli wyższych od poziomu tam stanowiących zabudowę koryta wody średniej. Koronę tam w linii regulacyjnej wody średniej, przyjąć należy na wysokości zwierciadła wody średniej z odchyleniami przewidzianymi w rozdziale poprzednim.

Korony tam poprzecznych poprowadzić należy ku obustronnym brzegom ze wznosem jak najmniejszym, stosując się przy tym do uwag inż. Lambora (Gospodarka Wodna, Zeszyt 3. 1947).

Budowle inne, mające na celu koncentrację nurtu, przetamowanie ramion bocznych itp. uważać należy za przygotowawcze do właściwej regulacji. Korony tych budowli nie mogą się znajdować wyżej niż korony tam regulacyjnych wody średniej.

Na przestrzeni między trasą wody średniej a wałami, nie należy dopuszczać do porostu w kliny i kolmatacji odsypisk na brzegach wypukłych, ponad miarę niezbędną do utrzymania pożądanej wysokości terenu.

Linie wałów powodziowych powinny być uzgodnione z kierunkiem linii regulacyjnych wody średniej tak, aby woda wielka między wałami mogła być kierowana. Dostosować się należy przy tym do wskazówek Wittmanna, który na podstawie doświadczeń laboratoryjnych, prowadzonych w Karlsruhe, zaleca, aby wierzchołki łuków wklęsłych w linii wałów powodziowych nie leżały koncentrycznie z wierzchołkami łuków wklęsłych trasy regulacyjnej, lecz aby wysunięte były naprzód, tj. w kierunku biegu rzeki o tyle, ile potrzeba, aby trasa regulacyjna, podczas wysokiego stanu wody, znajdowała się na obszarze ruchu opóźnionego.

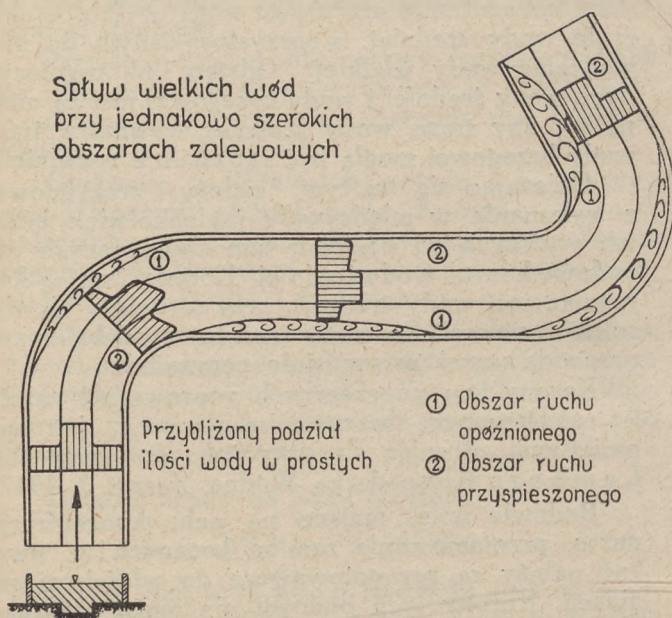
Według badań przeprowadzonych przez Wittmanna w terenie zalewowym rozwiązują się prędkości, które więcej są zależne od położenia terenu zalewowego w planie, aniżeli od wysokości tego terenu.

Przy jednej i tej samej wysokości terenu zalewowego powstawać w nim mogą prędkości większe jeżeli teren leży w obszarze ruchu przyspieszonego, albo prędkości mniejsze, jeżeli teren leży w obszarze ruchu opóźnionego. Zależy to od położenia trasy regulacyjnej wody średniej w stosunku do terenu zalewowego i obustronnych wałów powodziowych lub wysokiego brzegu.

Obniżając teren zalewowy w obszarze przyspieszenia, możemy odprowadzić w tej części przekroju więcej wody aniżeli by to wynikało z prostego stosunku do całej powierzchni przekroju wielkiej wody.

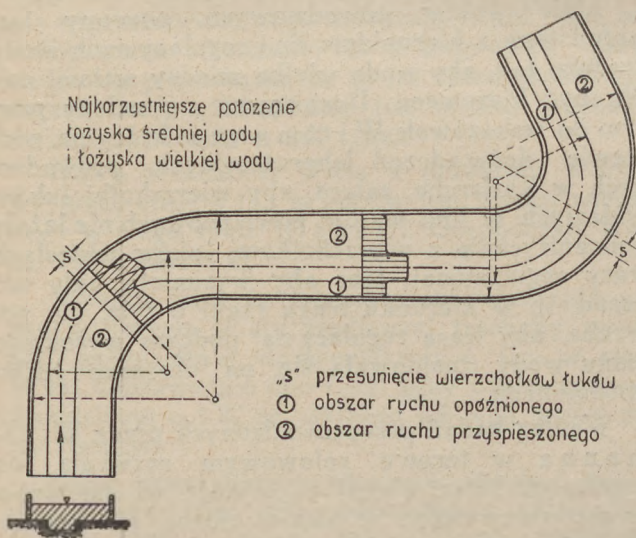
Na załączonych rysunkach widzimy rozkład prędkości w przekroju wielkiej wody między wałami, w dwóch alternatywach.

1. Oś trasy średniej wody idzie po osi trasy wielkiej wody (rys. 18).



Rys. 18.

2. Trasa średniej wody zbliża się na łukach do wklęsłe linii wałów, przy czym wierzchołki łuków linii regulacyjnych leżą przed wierzchołkami łuków linii wałów (rys. 18a).



Rys. 18a.

W pierwszej alternatywie nurt odrywa się od linii wałów w pobliżu wierzchołków łuków po stronie wklęsłej, a także na prostych przejściach poniżej wypukłej linii wału.

W miejscach tych zauważyć się dały wiry i małe prędkości. Są to obszary ruchu opóźnionego. Obszary przeciwległe wykazują ruch przyspieszony.

W drugiej alternatywie trasa średniej wody odsunięta jest ku obszarom o ruchu opóźnionym, przez co teren zalewowy wpada w obszar ruchu przyspieszonego. W tym wypadku teren zalewo-

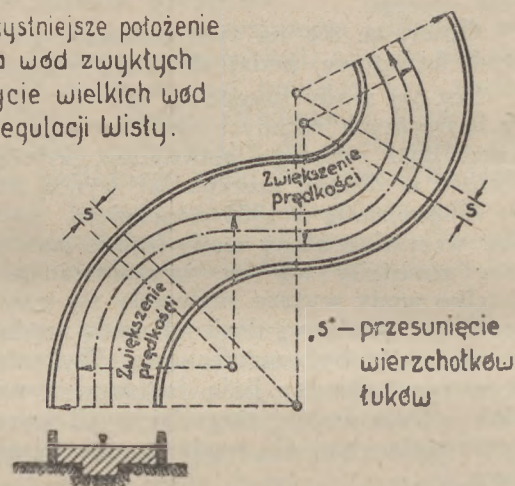
wy bierze duży udział w prowadzeniu wielkiej wody, znacznie większy aniżeli w wypadku alternatywy pierwszej.

Bezpośrednią korzyścią płynącą z takiego układu trasy w planie jest odciążenie koryta wody średniej od dużych prędkości wody wielkiej. Przez to zmniejsza się szkodliwe działanie wody wielkiej, budowle regulacyjne są mniej narażone na uszkodzenia, a dno koryta nie ulega tak wielkim deformacjom, jak wtedy, gdy prędkości w korycie są duże.

Przestrzenie nieczynne i dla prowadzenia wody bezwartościowe znikają praktycznie, gdy teren przybrzeżny ma różną szerokość (mniejszą w obszarze opóźnienia i większą w obszarze przyspieszenia) oraz gdy wierzchołki łuków wałów umieszczone są poniżej odpowiednich wierzchołków trasy regulacyjnej.

Najkorzystniejszy sposób prowadzenia trasy regulacyjnej Wisły pomiędzy wałami wskazuje rysunek następny, zaczerpnięty ze sprawozdania inż. Sieversa o projekcie regulacji Wisły poniżej Modlina (rys. 18 b).

Najkorzystniejsze położenie łóżyska wód zwykłych w korycie wielkich wód przy regulacji Wisły.



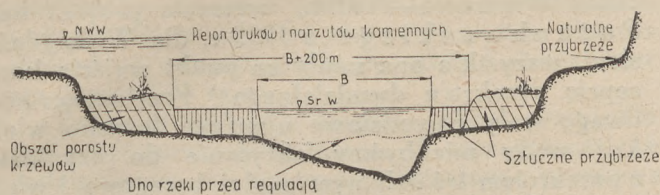
Rys. 18b.

Z rysunku da się wysnuć wniosek, że jest nie tylko dopuszczalne, lecz także pożądane pewne skrzyżowanie łóżyska wielkiej wody z trasą regulacyjną średniej wody, aby w ten sposób stworzyć korzystniejsze warunki przepływu.

Przy projektowaniu trasy nie zawsze można stosować podane prawidła w całej rozciągłości, w odniesieniu do już istniejącego terenu zalewowego. Natomiast można i powinno się wykształcać w myśl tego prawidła teren powstający przez zakładowanie dotychczasowych powierzchni wodnych, w wyniku robót regulacyjnych. Dlatego też według inż. Sieversa nie należy dopuszczać do porostu wikliny po obu stronach trasy regulacyjnej średniej wody w pasach o łącznej szerokości 200 m (rys. 19). Przeshkodzi to zbyt kolmatacji terenu, pozwoli na utrzymanie dużych prędkości wielkiej wody w tym miejscu, a tym samym zapobiegnie nadmiernym prędkościom w korycie.

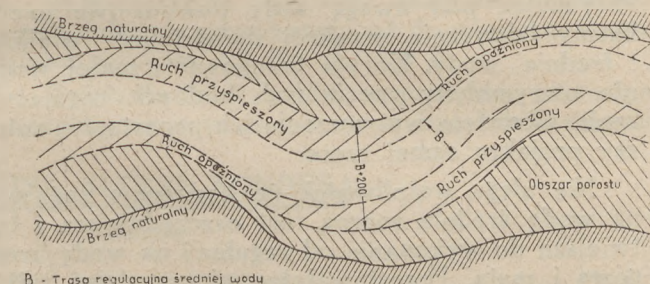
Należy starać się, ażeby pasy niezawikłone w obszarze przyspieszonych prędkości były możliwie jak najszerze. Bardzo duży pożytek przy-

nieść może skopanie naturalnych brzegów i obniżenie terenu w przekopach przez wyspy w obszarze przyspieszenia.



Rys. 19.

Schematyczny plan trasy prowadzonej w ten sposób widzimy na rysunku następnym, wyjętym również ze sprawozdania inż. Sieversa (rys. 19a).



B - Trasa regulacyjna średniej wody
B+200 - poziom zwiększonej wielkości wody

Rys. 19a.

Jeśli warunki stawiane przez prof. Wittmana i inż. Sieversa będą spełnione, przepływ wielkiej wody nie będzie się koncentrował w korycie wody średniej, lecz będzie rozłożony mniej więcej równomiernie w całym przekroju wielkiej wody.

Przepływ w korycie wody średniej będzie się odbywać wówczas do pewnego stopnia niezależnie od przepływu w terenie zalewowym. Kierunki ruchu wody w korycie i w warstwie ponad nim nie będą równoległe ale mogą być mniej lub więcej wzajemnie odchyłone.

Dlatego też i prędkość wielkiej wody w części przekroju poprzecznego wielkiej wody, przynależnej do koryta wody średniej, niezupełnie będzie odpowiadać faktycznej głębokości w tym miejscu, lecz będzie znacznie zmniejszona.

Obliczenie prędkości prowadzić należy w tym wypadku osobno dla warstwy wody płynącej w korycie poniżej poziomu korony tam regulacyjnych, a osobno dla warstwy wody płynącej powyżej¹⁾.

9. ZAPOTRZEBOWANIE WODY ZBIORNIKOWEJ.

Ilość wody zbiornikowej, potrzebnej do wyrównania odpływu, obliczamy dla przekroju Wisły w Warszawie.

Badamy dwie alternatywy:

1. Wyrównanie najniższych stanów wody do stanu średniego z najniższych, w letnim okresie

¹⁾ Przy obliczeniu stosować należy zasady przedstawione przez autora w artykule na temat przepływu rzek w fazie wylewu, drukowanym w „Gospodarce Wodnej” 1938 r. (Zeszyt 1 — 2).

żeglugi, odpowiadającego przepływowi 183 m³/s (Żegl. Śr. N. W.).

2. Wyrównanie najniższych stanów wody do stanu normalnego, trwającego przez 215 dni w letnim okresie żeglugowym i odpowiadającego przepływowi 309 m³/s (Żegl. W. 215).

Brakujące ilości wody w rzece muszą być pokryte zapasem płynącym ze zbiorników. Ażeby ilość brakującą obliczyć, zestawiono codzienne przepływy Wisły w Warszawie za miesiące żeglugi okresu 1921—1940. Następnie obliczono miesięczne sumy przepływu i ich dopełnienia do ilości potrzebnych. Do utrzymania stanu średniego z najniższych potrzebna ilość wody wynosi 473 milionów m³ w miesiącu, do utrzymania stanu normalnego potrzeba 800 milionów m³ w miesiącu.

Dopełnienia miesięcznych sum przepływu do ilości potrzebnych przedstawiają nam miesięczne niedobory wody płynącej rzeką, a zarazem zapotrzebowanie wody zbiornikowej w poszczególnych miesiącach.

W dwóch tabelkach podano wielkość zapotrzebowania w poszczególnych latach, dla obu alternatyw wyrównania, w milionach m³ oraz w m³/s.

Wyrównanie odpływu na wodę średnią najniższą.

Rok	Miesiące	Ilość dni	Niedobór przepływu mio m ³	Potrzebne uzupełnienie przepływu m ³ /s
1921	VIII—X	92	452,9	57
1930	VII	31	57,4	21

Wyrównanie odpływu na wodę normalną.

Rok	Miesiące	Ilość dni	Niedobór przepływu mio m ³	Potrzebne uzupełnienie przepływu m ³ /s
1921	VII—XI	153	1 797,3	135
1928	VII—XI	153	929,7	70
1934	V—VI	61	559,4	106
1923	VIII—IX	61	477,2	91
1932	IX—X	61	445,9	84
1930	VI—VII	61	404,9	77
1931	VI—VII	61	310,1	59
1924	X—XI	61	214,1	46
1922	VI—VII	61	223,5	42
1939	IX	30	257,6	99
1925	VI	30	220,3	85
1932	VII	31	121,6	45
1937	X	31	90,7	34
1939	VII	31	44,1	17
1929	IX	31	30,2	12

Z przeprowadzonych obliczeń wynika, że wyrównanie odpływu na stan wody średni z najniższych (Żegl. Śr. N. W.) w ciągu 20 lat tylko dwa

razy byłoby potrzebne, a to w 1921 r., kiedy przez 92 dni należałoby dodawać 57 m³/s, razem w ciągu 3 miesięcy posuchy 453 milionów m³ i w 1930 r., kiedy przez 30 dni posuchy należałoby dodawać po 21 m³/s, razem 58 milionów m³. W innych latach zapotrzebowanie wody zbiornikowej byłoby bardzo małe w porównaniu do zapotrzebowania z lat 1921 i 1930.

Warunki wyrównania odpływu na wodę 215-dniową (Żegl. W. 215) byłyby znacznie trudniejsze. W 1921 r. należałoby dodawać po 135 m³/s przez 153 dni, razem w ciągu 5 miesięcy 1797 milionów m³, w 1928 r. po 70 m³/s przez 153 dni, razem 930 milionów m³. Siedem dalszych lat byłoby takich, w których zasilanie Wisły wodą zbiornikową trwałoby przez 2 miesiące w roku i wymagałoby w sumie 223 do 559 milionów m³ wody zbiornikowej w ciągu roku. Jeszcze dalszych sześć lat byłoby takich, w których zasilanie Wisły wodą zbiornikową trwałoby jeden miesiąc i krócej. Zapotrzebowanie wody zbiornikowej w tych latach wynosiłoby 30 do 258 milionów m³.

W liczbach tych uwzględniono tylko potrzeby netto. Nie liczono tych ilości wody, które potrzebne byłyby na podniesienie stanów wody do potrzebnej wysokości (12 milionów m³ na każde 10 cm różnicy stanów wody na całej przestrzeni od zbiorników do ujścia Bugu).

Nie liczono poza tym ilości wody potrzebnej do uzupełnienia strat na wzmożone parowanie wody gruntowej w dolinie Wisły i na zwiększony odpływ podziemny. Badanie tych strat jest przedmiotem osobnych studiów, jeszcze niezakończonych.

10. POTRZEBA DALSZYCH PRAC BADAWCZYCH.

Stan obecny prac nad projektem regulacji Wisły środkowej przedstawił inż. Zdzisław Kornacki w swoim artykule pt. „Jak regulować Wisłę”, o którym była mowa we wstępie (Gospodarka Wodna. Zeszyt 3.1947). Autor artykułu stara się odpowiedzieć na trzy pytania:

1. Na jaką wodę należy regulować Wisłę?
2. Jaką przyjąć szerokość trasy regulacyjnej?
3. Jakie granice ustalić dla promieni i łuków?

Odpowiadając na pytanie pierwsze staje inż. Kornacki na stanowisku, że Wisła powinna być uregulowana na wodę średnią roczną. Jest to zgodne z poglądem wyrażonym w artykule obecnym i musimy to sobie powiedzieć wyraźnie, że w stosunku do tendencji przejawiającej się w dawniejszych projektach regulacji Wisły — stanowi przełom o zasadniczym znaczeniu.

Przypomnieć bowiem trzeba, że wszystkie polskie projekty regulacji Wisły środkowej i dolnej z lat 1926—1939 brały za podstawę przekrój dwudzielny, a mianowicie koryto dla wód niskich w obrębie koryta ujmującego tzw. wodą brzegową.

Koncepcja przekroju dwudzielnego pochodzi od prof. Rybczyńskiego i prof. Małkiewicza, którzy w 1926 r. opiniowali projekt inż. Ingardena, regulacji Wisły na przestrzeni od Przemszy do Silna.

Projekt inż. Borna z 1927 r. regulacji dolnej Wisły od Silna do Nogatu na małą wodę, projekt inż. Tillingera z 1932 r. regulacji odcinka Warszawa—Modlin, wreszcie projekt inż. Rożankowskiego z 1935 r. dla Wisły gdańskiej, wszystkie one miały za punkt wyjścia koncepcję przekroju dwudzielnego. Przyjmując pod uwagę wały powodziowe ujmujące łożysko wielkiej wody mielibyśmy faktycznie do czynienia z przekrojem tródzielnym: małej, brzegowej i wielkiej wody.

Niemieccy hydrotechnicy zajmujący się problemem regulacji Wisły w czasie wojny, nie poszli po tej drodze. Projekt Sieversa z 1942 r. przewiduje dla Wisły dolnej od Modlina do Torunia jeden tylko przekrój średniej rocznej wody. Przyjmując pod uwagę wały powodziowe mielibyśmy faktycznie przekrój dwudzielny: wielkiej i średniej wody. Koryta brzegowej i małej wody nie otrzymałyby specjalnych budowli regulacyjnych, albowiem wytworzenie ich pozostawili autorzy projektu samej rzece.

Nie ulega wątpliwości, że koncepcja regulacji na wodę średnią roczną jest oszczędniejsza i łatwiejsza do wykonania od regulacji na wodę brzegową i małą. Pozostawałoby odpowiedzieć tylko na pytanie, czy w obrębie koryta wody średniej wytworzyć się może samoczynnie koryto małej wody odpowiednie dla żeglugi. Na pytanie to trzeba odpowiedzieć twierdząco. Uważam za rzecz udowodnioną, że Wisła ma wystarczającą ilość wody dla żeglugi przy stanach niskich, w latach niezbyt posusznych.

Chodzi o to, aby przez stosowne przeprowadzenie trasy regulacyjnej średniej wody zapewnić wystarczającą koncentrację nurtu małej wody i korzystne głębokości tranzytowe. Zadanie to jest wykonalne.

Ażeby wyjaśnić sposób osiągnięcia tego celu regulacji trzeba jak najrychlej przystąpić do wykonania kilku odcinków próbnych na Wiśle i prowadzić na nich badania. Projekty regulacji, jeśli mają być realizowane na większą skalę, powinny być przestudiowane na samej rzece.

Miejsca wybrane na odcinki próbne powinny być jak najwcześniej zaopatrzone w wodowskazy ustawione tak gęsto, aby kontrolowane być mogły na nich spadki zwierciadła wody w przekroju podłużnym i poprzecznym, na każdym zakolu i przejściu nurtowym przy różnych stanach wody.

Dotyczy to w pierwszym rzędzie odcinka Wisły pod Rajszewem, który w tym roku miał być zakończony.

Przy wodowskazach winny być osadzone trwałe repery, na dobrym fundamencie. Zera wodowskazów winny być na jednakowym poziomie.

W miarę postępu robót regulacyjnych zmieniać się będą spadki w zależności od rodzaju robót i ich wpływu na rzekę. Zmieniać się będzie także rzeźba dna rzeki. Ze zmian tych wnioskować będzie można o regulacyjnej wartości robót.

Przez studiowanie odcinków próbnych można dojść do decyzji o najkorzystniejszej szerokości trasy regulacyjnej.

Inż. Kornacki zastanawiając się nad tym czy szerokość koryta średniej wody pod Warszawą przyjąć 225 czy 251 m stwierdza, że wybór jest trudny. Zarazem oświadcza, że wybrano trasę węższą: 225 m. Z mojej strony proponuję przestudiować na odcinku próbnym także i drugą, szerszą trasę: 243 m.

Także promienie i długości łuków przestudiowane być powinny na rzece. W szczególności zagadnienie najmniejszego dopuszczalnego promienia łuku domaga się sprawdzenia.

Inż. Kornacki decyduje się słusznie na zmniejszenie promienia przy wyjściu z łuku wklęsłego i powiększenie promienia przy wejściu na łuk wypukły. Jednakże promień zmniejszony do normy $3,1 B < R < 4,2 B$, jak to proponuje inż. Kornacki jest jeszcze za duży i dla Wisły środkowej wymaga dalszego zmniejszenia, aż do minimum w granicach wartości $1,9 B < R < 2,2 B$.

Zwężenie trasy o 10% w przeście nurtowym może być korzystne ale może być także szkodli-

we. Proponowałbym przestudiować na odcinku próbnym przeście Lelańskiego, które, zdaje mi się, dobrze odpowiada potrzebom Wisły.

Przeście to jest odmienne od typu, polegającego na stosowaniu prawideł Farguea, który jest wzorem dla trasy odcinka próbnego, wykonanego pod Raśzewem.

Również problemy wysunięte przez inż. Lambora (loco citato) nadają się do badania w laboratorium wodnym i na rzece.

Na badania te, jak dotąd, brak jest odpowiednich środków. Brak jest również specjalistów, którzyby prace te mogli i chcieli rozwinąć.

Rzeczą powołanych do tego czynników państwowych jest stworzenie jak na bardziej korzystnego klimatu wokoło tych badań.

Wydatki na te cele będą zawsze niewspółmierne małe wobec oczekiwanych korzyści i zawsze się opłaca.

INŻ. ALFRED KONOPKA

Kraków

Regulacja Wisły a prace na Odrze i w jej dorzeczu

Artykuł wstępny w zeszycie 3 z 1947 r. „Gospodarki Wodnej” inż. Z. Kornackiego pt. „Jak regulować Wisłę” oraz następne artykuły prof. inż. K. Rodowicza i inż. J. Lambora o zasadach projektu regulacji Wisły stwierdzają i wyjaśniają w sposób przekonywujący zastrzeżenia wielu inżynierów wodnych co do dalszego stosowania dotychczasowych metod regulacji rzek, w szczególności tzw. „rzek żeglownych”, metod opartych — zresztą nie tylko u nas — na dotychczas przyjętych założeniach. Czytając te artykuły doznaje się uczucia ulgi, poznając, że autorzy znaleźli środek ciężkości zagadnienia.

Trafnie zaznacza inż. Z. Kornacki na str. 99, że budowa zbiorników powodziowych w dorzeczu Wisły to zagadnienie tego samego rzędu pilności co regulacja Wisły i każdy nowy zbiornik będzie nas zbliżał do wyrównania przepływów, a więc do wody średniej rocznej. Dziś obliczony stan średni z najniższych po wybudowaniu pierwszego zbiornika nie powtórzy się więcej, już będzie wyższy i będzie się powiększał z każdym nowym zbiornikiem, dążąc do wyrównania rocznego. Nie ma więc racji regulować na stan średni z najniższych, czy na stan 215-dniowy i projekt regulacji Wisły winien być opracowany na wodę średnią roczną.

Prof. inż. Rodowicz wychodzi z założenia (str. 100), że uporządkowanie zaniedbanej Wisły nie da się osiągnąć przez rozwiązanie jedynie np. zagadnienia komunikacyjnego, inne zagadnienia jak melioracji podstawowych oraz energetyczne muszą być na Wiśle potraktowane równorzędnie i znaleźć również całkowite rozwiązanie. Autor zaznacza dalej, że jednym z największych utrudnień przy wyciąganiu maksimum korzyści z obranego systemu regulacji

na Wiśle jest stała zmienność stanów wody w bardzo szerokich granicach. Nie powinno jednak ulegać żadnej wątpliwości, że zagadnienie zbiornikowe jest dla regulacji Wisły jednym z najbardziej zasadniczych postulatów.

Inż. Lambor wyjaśnia (str. 103), że trudność należytego uregulowania rzeki leży właśnie w wielkiej różnicy pomiędzy stanami niskimi i wysokimi, w wielkim obciążeniu koryta wody niskiej przepływem wielkich wód. Ustalenie przepływów na wysokości średniej wody niweluje tę różnicę, podwyższa dolny poziom wód, a obniża górny, dając koryto bardziej dostosowane do przyjęcia wysokich stanów, niż koryto małej, czy 215-dniowej wody. Inż. Lambor wyjaśnia dalej, że nie widzi żadnej słusznej racji, któraby wskazywała konieczność wykształcania profilu dwudzielnego, tj. na wodę średnią i brzegową. Jednak koryto wody brzegowej w terenie istnieje, wprawdzie nieregularne, w jednym miejscu węższe, w drugim znacznie szersze i do istniejącego koryta wody brzegowej projekt ustosunkować się musi, w przeciwnym razie łatwo nastąpić mogą błędy w wykonaniu, to też profil dla wód większych niż woda średnia roczna musi być przewidziany i w wykonaniu uwzględniony, a ważnym momentem przy wyborze kształtu profilów będą poza względami hydrotechnicznymi także względy gospodarcze, które zadecydują o wyborze z pośród różnych alternatyw.

Wreszcie przypominam bardzo trafny ustęp w artykule inż. Tillingera pt. „Wisła a zbiorniki”, podanym w Nr 1/1947 „Gospodarki Wodnej” (str. 15), następującej treści:

„Celem zagospodarowania Wisły jest wykorzystanie tych 30 km³ wody, które corocznie spływa jej korytem do morza, w ten sposób, ażeby

ograniczyć do minimum jej działanie szkodliwe, a wyzyskać do maksimum jej własność pożyteczną".

Woda w przyrodzie to główny czynnik, tak w całym życiu człowieka i jego pracy, jak również i w życiu roślin i zwierząt, bez wody krań byłyby mariwą pustynią, to też sieć wodna musi być otoczona pełną i umiejętną opieką człowieka, jako świadomego gospodarza przyrody. Zaspakajając podstawowe potrzeby ogólnego życia, woda przynosi w pewnych warunkach i formach liczne pożytki, ułatwiając człowiekowi gospodarowanie; aby więc w interesie człowieka i jego pracy zapewnić nie tylko utrzymanie życia w przyrodzie, ale i jego stały rozwój, należy odpowiednio i umiejętnie gospodarować wodą, aby jej ilość i jakość odpowiadała potrzebom tego życia, a człowiek wyzyskując i ujarzmiając surowe siły tego żywiołu winien równocześnie badać wszelkie zjawiska związane z występowaniem wody i jej krążeniem. W pierwszym rzędzie należy mieć na uwadze potrzeby rolnictwa, dalej korzyści komunikacyjne i energetyczne, ułatwiające człowiekowi życie i pracę. Ale woda przynosi i szkody — występując w nadmiarze zabagnia grunty, zaś wody płynące w rzekach i potokach działają niszcząco na brzegi, a przy wyższych stanach, nie mieszcząc się w korytach, wylewają, powodując zniszczenia i znane szkody powodziowe. Umiejętne gospodarowanie wodami powinno więc — jak to słusznie zaznacza inż. Tillinger — zapewnić pełne zabezpieczenie przed szkodami, usuwając także ich przyczyny oraz ułatwić również pełne wykorzystanie pożytków.

Wzrost poziomu wody w rzekach i potokach zależy — poza okresem roztopów wiosennych — od ilości opadów, które występują bardzo niejednostajnie tak co do miejsca jak i czasu, dalej od ukształtowania dorzecza, od przepuszczalności gruntu i od szaty roślinnej. Część wody opadowej spływa bezpośrednio do rzeki, część z większym lub mniejszym opóźnieniem wstrzymana przez tę szatę roślinną, wreszcie część, która przy gruntach przepuszczalnych wsiąka w grunt, a na obszarach lasów w podglebie leśne zasila naturalne zbiorniki wody podziemnej (gruntowe). Ta woda gruntowa występuje później na powierzchni w formie źródeł, często zanikających przy opadaniu jej poziomu, częściowo zaś spływa ku morzu. Innymi słowy szata roślinna a szczególnie lasy, opóźniając spływ, przedłużają wprawdzie czas trwania wezbrania, lecz obniżają jego poziom, a zasilone zbiorniki wody podziemnej podwyższają niski stan wody w rzece w okresach tzw. posuchy. Słusznie też mówił filozof francuski Descartes: „chcesz mieć wodę — to urządzaj lasy!”

Regulację rzek wykonywano w XIX wieku, mając na uwadze w pierwszym rzędzie ich znaczenie komunikacyjne, to też ta regulacja polegała głównie na koncentracji koryta i wykonywaniu licznych przekopów. Nie uniknęła tego losu i nasza Wisła na dawnym granicznym odcinku od ujścia Przemszy do Zawichostu.

Odległości poszczególnych odcinków Wisły podług zdjęć z lat 1820/25 i 1847/51 oraz obecnego kilometrowania podaje poniższe zestawienie:

Odległości od ujścia Przemszy.

Odcinek rzeki	1820/25	1847/51	obecne kilometrowanie
do ujścia Rudawy w Krakowie	93,2 km	92,7 km	75,5 km
do Niepołomic	136,5 „	127,3 „	103,0 „
do ujścia Dunajca	205,7 „	194,3 „	160,6 „
do ujścia Sanu	350,4 „	315,3 „	279,6 „
do Zawichostu	357,5 „	320,9 „	287,6 „

Stosunkowo największe skrócenie występuje na odcinku Kraków — Niepołomice z powodu wykonania jeszcze w połowie XIX wieku kilku dużych przekopów, wskutek czego wystąpiło obniżenie dna o prawie 3 m. Na wodowskazie krakowskim, którego „0” podziału obniżono w 1941 r. o 5 m, do 1830 r. nie notowano ujemnych odczytów, w następnym dziesięcioleciu odczytywano na niższym stan w granicach od +1 do —48 cm, w latach 1881—1890 od —75 do —150 cm, w lipcu 1910 r. —250 cm, a w lipcu 1930 r. nawet —320 cm. Podobnie silne pogłębienie wystąpiło na Sanie w Przemyśle z powodu licznych przekopów między Przemyślem i Radymnem; najniższe stany wody notowane w Przemyśle opadały na tamtejszym wodowskazie:

w r. 1886	do 47	cm	poniżej zera	podziału
„ 1895	„ 95	„	„	„
„ 1920	„ 225	„	„	„
„ 1937	„ 267	„	„	„

Również skrócono przekopami bieg Odry między Raciborzem i Szczecinem z 800 km na 650 km regulując ją w pierwszej połowie XIX wieku — podobnie prostowano i inne rzeki.

Ale taką regulacją nie usunięto ani często powtarzających się gwałtownych wylewów, ani tej wielkiej różnicy między objętościami przepływu przy niskich i przy wysokich stanach wody, to też francuski inżynier Belgrand, autor znakomitego dzieła o Sekwanie, wydanego w 1873 r. zwrócił uwagę, że porządkowanie (amélioration) rzeki to nie tylko regulacja jej biegu i koryta ale także regulowanie przepływu, a wiedząc, że nie znamy jeszcze sposobu kierowania natężeniami opadów ani okresami ich występowania powinno się odpowiednio regulować spływ, zatrzymując nadmiar na okres niskich stanów wody.

Jeżeli rzeka przepływa przez jezioro, to jezioro jest tym naturalnym zbiornikiem regulującym jej przepływ i zatrzymującym nadmiar. Takim regulatorem jest dla Renu jezioro Bodeńskie, dla Rodanu Genewskie, a dla lewobrzeżnych dopływów Padu w nizinie lombardzkiej — jeziora południowego stoku Alp: Lago di Maggiore, di Lugano, di Como, di Garda, to też na tych rzekach różnica objętości przepływających przy niskim, przy średnim i przy wysokim stanie nie jest tak

wielka jak na rzekach pozbawionych naturalnych lub sztucznych zbiorników.

Powierzchnia jeziora Bodeńskiego wynosi 528 km², jezioro to może bez szkody dla nadbrzeżnych obszarów przyjąć w ciągu 24 godzin 174 milionów m³ wody, podnosząc poziom jeziora o 0,33 m. Dorzecze Renu pod Szafuzą, tj. po wyjściu z jeziora Bodeńskiego wynosi 11.564 km², pod Bazyle'a 36.424 km². Na tym odcinku przyjmuje Ren z lewego brzegu dopływ Aarę o dorzeczu 17.615 km², która ze swymi dopływami przepływa jeziora Czterech Kantonów, Zurychskie, Zug, Walońskie, Tuńskie i Brienne; jeziora te mogą w ciągu 24 godzin zatrzymać 232 mio m³ wody. Aara prowadzi do Renu przy stanach najniższym, średnim rocznym i absolutnie najwyższym 70 — 500 i 2600 m³/sek czyli 3,97 — 28,3 i 147,5 l/sek z km²; stosunek abs. minimum do abs. maksimum wynosi więc 1:37,3.

Niemiecki rocznik hydrograficzny z 1938 r. podaje dla Renu i Odry, jako dotychczas spostrzeżone absolutne minima wzgl. maksima, następujące przepływy sekundowe i daty tych spostrzeżeń:

Rzeka i miejsce obserwacji	dorzecze w km ²	absol. minimum	abs. maksimum	stosunek
Lustenau (powyżej jeziora Bodeńskiego)	6 122	39,2 m ³ /sek.—8.III.1925	3.000 m ³ /sek.—25.IX.1927	1 : 76,5
Ren				
Marlen (poniżej Bazylei)	39 561	232 m ³ /sek.—2.XII.1907	3.890 m ³ /sek.—26.XII.1918	1 : 16,8
Rees (przy granicy Holandii)	159 683	660 m ³ /sek.—XI.1921	12.200 m ³ /sek.—3.I.1926	1 : 18,5
Odra				
Raciborz	6 698	2,75 m ³ /sek.—23.VIII.1876	1.630 m ³ /sek.—28.VII.1939	1 : 593
Polęcko	47 300	60,2 m ³ /sek.—IX.1921	2.370 m ³ /sek.—21.VII.1903	1 : 39
Kienice (poniżej ujścia Warty)	109 093	137 m ³ /sek.—30.VI.1934	3.320 m ³ /sek.—20.VI.1917	1 : 24,2

Dla porównania podaję minima i maksima przepływów na Wiśle i jej karpaccich dopływach (według Dra Pareńskiego), rzecz prosta na Sole i Dunajcu przed budową Porąbki i Rożnowa:

Rzeka lub miejsce obserwacji	dorzecze w km ²	absol. minimum	abs. maksimum	stosunek
Kraków	8 021	17 m ³ /sek	2 500 m ³ /sek	1 : 147
Chwałowice	50 585	71 „	6 650 „	1 : 94
Warszawa	85 176	119 „	8 940 „	1 : 75,2
Mątański Cypel	193 000	250 „	10 500 „	1 : 42
Soła	1 388	2,1 „	1 290 „	1 : 615
Raba	1 527	2,2 „	1 200 „	1 : 542
Dunajec	6 958	13,6 „	4 400 „	1 : 326
Wisłoka	4 090	7,9 „	2 315 „	1 : 295
San	16 870	27,0 „	3 700 „	1 : 137

Powyższe zestawienie absolutnych maksimów i minimów przepływu wskazują wyraźne regulowanie przepływu przez zbiorniki naturalne na Re-

nie, sztuczne na Odrze. Stosunek tych absolutnych maksimów do absolutnych minimów wynosi 76,5, na źródłowym odcinku Renu, na środkowym i dolnym odcinku spada do 16,8 i 18,5; na Odrze w Raciborzu, gdzie przepływ nie jest regulowany wynosi 593, obecnie zapewne wynosi mniej, gdyż źródłowy odcinek Odry w Czechosłowacji posiada kilka zbiorników, a przepływ 2,75 m³/sek notowano jeszcze w 1876 r., za to dzięki zbiornikom na dopływach Odry no i kanalizacji Odry od Koźła do Wrocławia, gdzie stanowiska są pewnego rodzaju zbiornikami, stosunek ten spada na środkowe i na dolnej Odrze do 39 i 24,2, a są to przecież dawne spostrzeżenia, w Polęcku z 1903 r., kiedy żaden ze zbiorników nie był jeszcze czynny, a kanalizacja doprowadzona tylko do Nysy Kłodzkiej, zaś poniżej ujścia Warty, w Kienicach z 1917 r., więc przed budową Odmuchowa i Turawy, obecnie stosunek ten będzie znacznie mniejszy.

Tymczasem na Wiśle od Krakowa w dół stosunek ten wynosi pod Krakowem 147 i spada przy odgałęzieniach Nogatu tylko do 42, a na karpaccich dopływach Wisły spadał z 615 na Sole, do

137 na Sanie; otóż zbiorniki, zatrzymując znaczną część wezbrania, przyczynią się wydatnie do zmniejszenia tej różnicy między przepływem przy małej i wielkiej wodzie. Zwracał na to uwagę

prof. M. Małakiewicz w swej pracy doktorskiej „O zapobieganiu wylewom przez budowę zbiorników wodnych”.

Rzecz prosta, że budując zbiorniki regulujące przepływ ma się na uwadze i dalsze gospodarcze pierwszorzędne korzyści, przede wszystkim zbiorniki umożliwiające racjonalne wyzyskanie siły wodnej, dają zapas wody dla potrzeb żeglugi, aby przy niższych stanach zwiększyć głębokości na drodze wodnej, wreszcie ułatwiają pobór wody dla różnych celów użytkowych.

Należy więc wiedzieć i pamiętać, że rzeki nie są wyłącznie drogami wodnym, one przede wszystkim odwadniają dorzecze. Regulacja ma na celu wykształcenie odpowiednimi robotami takiego łóżyska, które chroniąc od szkód wyrządzonych przez żywioł wodny, zapewni krajowi maksimum pożytku. Nadto zadaniem regulacji jest ustalenie poziomu niskich stanów na takiej wysokości, aby poziom ten nie oddziaływał szkodliwie na poziom wód gruntowych, to jest aby nie powodował zabagnień ani przesuszania żyznych gruntów przyległych.

Na obszarze dawnych Niemiec tylko cztery rzeki żeglowne uchodziły do morza: Ems o dorzeczu 12.482 km², Wezera 45.590 km², Łaba 144.056 km² i Odra 118.610 km², lecz tylko Ems i Wezera były rzekami niemieckimi, całe bowiem dorzecze górnej Łaby o powierzchni 51.000 km² leży w Czechach, a największe dorzecze, na którym dawne pruskie władze wodne miały pełną swobodę gospodarowania od połowy XVIII wieku, to Odra i jej sudeckie górskie dopływy oraz dolne odcinki prawobrzeżnych nizinnych dopływów. I przyznać trzeba, że od drugiego dziesięciolecia XIX wieku ich władze wodne stałe dążyły do poprawiania i uzupełnienia zasad systematycznego porządkowania tych rzek, opierając się na spostrzeganych skutkach dokonywanych robót, nie zrażając się ujemnymi wynikami, choć te ujemne wyniki niechętnie podawano do wiadomości w prasie fachowej.

Obecnie posiadamy prawie w całości dorzecza dwu największych rzek Bałtyku, Odry i Wisły, lecz porównanie stanu i wyników gospodarki wodnej na obu tych rzekach wypada fatalnie dla Wisły, a to dlatego, że środkowy jej odcinek o długości ponad 400 km był pozbawiony tej opieki, jaką kulturalne państwa Europy stosowały do większych rzek, szczególnie od drugiej połowy XIX wieku, to też w latach 1919—1939 trudno nam było odrobić ujemne skutki tego stuletniego podziału rzeki między trzy odrębne państwa.

Ale to zaniedbanie Wisły ma i pewne dodatnie strony. Przystępując obecnie do ustalania zasad i sposobu „porządkowania” Wisły i całego jej dorzecza, a nie tylko do podstawowych robót na środkowej Wiśle i do poprawienia stanu górnej i dolnej Wisły, mamy możliwość badania i poznawania czy i jakie ujemne wyniki, czy też niedociągnięcia wykazują na Odrze ogólne zasady stosowane przy jej wieloletnim „porządkowaniu”. Warunki na Wiśle i na Odrze, układ i ukształtowanie dorzeczy wykazują wiele podobieństwa, lewobrzeżne sudeckie dopływy Odry odpowiadają karpaccim dopływom Wisły, Warta z Notecią to przecie Bug z Narwią; mamy więc możliwość uży-

skiwania dość konkretnych wskazówek — czy zasady stosowane na Odrze zalecałoby się i w jakiej mierze stosować na Wiśle, a czego należałoby unikać.

Odra między Koźlem a Szczecinem przepływa przez cztery pradoliny; pierwsza pradolina ciągnie się od Małejpanwi na Wrocław, Łgnicę, Puszczę Sprewy (Spreewald) ku Łabie poniżej Drezna, druga to dolina Baryczy, która na środkową Sprewę prowadzi ku Łabie pod Dżewinem (Magdeburg), trzecia to dolina warszawsko-berlińska, a czwarta dolina toruńsko-eberwaldska.

Pierwsze prace nad regulacją Odry, podejmowane bezplanowo miały na celu przede wszystkim interesy użytkowników nadbrzeżnych terenów, a więc ubezpieczenie brzegów i ochronę od powodzi oraz ochronę urządzeń ujmujących wodę dla różnego rodzaju zakładów wodnych. Obwałowania obszarów zalewowych na środkowej Odrze rozpoczęto jeszcze za Płastów, szczególnie w księstwach Opole, Brzeg, Wrocław i Głogów i z końcem XV wieku istniały już, szczególnie w obszarze miast, liczne wały powodziowe, a z końcem XVIII w. przystąpiono do obwałowania i stopniowego porządkowania dolnej Odry na odcinku od ujścia Warty do Szczecina. Z początkiem XIX w., w związku z podjętą w 1812 r. budową kanału Kłodnickiego, przystąpiono do regulacji Odry od Koźla w dół dla poprawienia żeglowności, wykonując dość bezplanowo liczne przekopy, a więc skracając stopniowo bieg rzeki. Po kilku silnych powodziach zaczęto „porządkować, poprawiać i uzupełniać” wały, zmniejszając znacznie retencję przybrzeżnych obszarów; ale te „poprawione” wały wpływały ujemnie na przebieg wezbrań, jak to okazała wielka powódź w 1854 r., zalewając na górnej i środkowej Odrze przez rozerwane wały 2.050 km². Naprawiano więc wały i ubezpieczano brzegi, lecz dopiero po ponownej katastrofie powodziowej w 1888 r., która spustoszyła znaczną część Śląska, zwrócił rząd baczniejszą uwagę na Odrę i jej górskie dopływy (podobnie jak u nas mniej więcej, w tym czasie zwrócono uwagę na karpaccie dopływy Wisły) i wezwał Śląski Zarząd Prowincjonalny oraz sfery gospodarcze do przedstawienia projektu zarządzeń zapobiegawczych, zaznaczając potrzebę zakładania zbiorników przeciwpowodziowych na sudeckich dopływach Odry oraz potrzebę regulacji tych dopływów. Na razie zorganizowano jeszcze w tym roku zapowiadanie wezbrań i niskich stanów wody na Odrze i dopływach.

Przez 10 lat nie mogły poszczególne zainteresowane urzędy uzgodnić zasad tego projektu. Dziwne były poglądy niektórych władz; tak np. Ministerstwo Rolnictwa sprzeciwiało się budowie zbiorników uważając, że zajmą za duże obszary, że szkoda dla produkcji rolnej, a więc i ze szkoda dla wyżywienia, nie zgadzało się również na obniżanie korony wałów, na tworzenie pól zalewowych na łąkach i pastwiskach twierdząc, że są zapewne i inne jeszcze sposoby obniżania poziomu na wyższych wodach.

W tym czasie przystąpiono do dawno postanowionej kanalizacji górnej Odry od Koźla w dół,

którą wykonano narazie do ujścia Nysy Kłodzkiej w latach 1891—1897.

Tymczasem w 1897 r. nastąpiła ponowna katastrofalna powódź, a przyczyną znacznych spustoszeń było zdziczenie koryt sudeckich dopływów Odry, zarośnięte brzegi i tereny zalewowe, jak również za małe otwory mostowe. Wydano więc narazie jako podstawowe zarządzenie ustawę z 16 września 1899 r. o „ochronie terenów górskich u źródeł dopływów Odry”. Ustawa ta ogranicza swobodę cięcia lasów, zabrania karczowania, odprowadzania wód górskich drogami, a przede wszystkim paszenie bydła i owiec na stokach.

Aby wreszcie przystąpić do istotnych robót wydano 3 lipca 1900 r. ustawę „o zarządzeniach ochronnych i zapobiegawczych przed niebezpieczeństwem powodzi na lewobrzeżnych dopływach Odry” i już w następnym roku rozpoczęto regulację Osobłogi, Nysy Kłodzkiej, Bystrzycy, Kaczawy, Bobra i Nysy Łużyckiej oraz przystąpiono do budowy kilkunastu zbiorników powodziowych w dorzeczach tych rzek. W 1903 r. wystąpiła znowu katastrofalna powódź na Odrze i dopływach; rozrywając w wielu miejscach wały zalała woda nad Odrą 880 km² i po tej powodzi wydano dwie dalsze ustawy (4 sierpnia 1904 r. o poprawieniu odpływu na dolne Odrze i 12 sierpnia 1905 r. o regulowaniu wielkich wód i obwałowywaniu górnej i środkowej Odry). Zrozumiano wreszcie, że aby obniżyć kulminację należy dążyć do powstania warunków nie tylko ułatwiających ale przede wszystkim opóźniających a nie przyspieszających spływ, to też ustawa z 1905 r. mówi o budowie wałów do poziomu zwyczajnych corocznych wzebrań i o obszarach za tymi wałami jako polach zalewowych, które przy nadzwyczajnej wielkiej wodzie będą naturalnymi zbiornikami, samoczynnie opróżnianymi z opadaniem stanu wody w rzece; osiedla i cenniejsze kultury rolne zaleca ta ustawa ochraniać wałami pierścieniowymi, o koronie ponad poziom najwyższej wody, czyli jak mówią francuzi wałami niezatapianymi; dalej nakazywała ustawa usuwać przeszkody zmniejszające profil wielkiej wody oraz rozszerzać światła mostów, wreszcie badać czy i jakie stare koryta mogą być wykorzystane dla przepływu wielkiej wody. Do 1930 roku było na Odrze środkowej i dolnej kilkanaście takich pól zalewowych na łąkach i pastwiskach, odpowiednio urządzonych, o łącznej powierzchni ponad 15 tysięcy hektarów.

Pamiętano również o poprawie żeglowności Odry, mając na uwadze jej znaczenie jako ważnej drogi wodnej. W 1905 r. wydano ustawę o przedłużeniu kanalizacji Odry do Wrocławia. Pomysł ten poprzednio silnie krytykowano, na tym bowiem odcinku przepływa Odra pierwszą pradolinę złożoną z utworów przepuszczalnych, a dno rzeki stanowią piaski. I dziwna rzecz, o kanalizacji tego odcinka miała zadecydować ambicja pruska; przeciwnicy kanalizacji zwracali wprawdzie uwagę, że znany inżynier francuski de Mas w swej nowej wówczas pracy o kanalizacji rzek (Rivières canalisées. Paris 1903) zaznacza na wstępie, że nie kanalizuje się rzek o dnie ruchliwym, jednak pruskie decydujące czynniki uznały, że

ruchliwość dna rzeki nie stanowi dla pruskiego inżyniera żadnej przeszkody.

Rok 1911 był na Odrze niezwykle suchy, a kilkanaście zbiorników wówczas już wykonanych, zresztą o stosunkowo małej pojemności, nie mogły nawet słabo zasilać drogi wodnej, to też w 1913 r. przystąpiono do regulacji na małą wodę odcinka Odry od Wrocławia w dół; o dalszej kanalizacji już nie mówiono, lecz zwrócono uwagę na potrzebę zasilania przepływu Odry poniżej Wrocławia. Po ponownie suchych latach 1921 i 1922 na żądanie sfer gospodarczych utworzono komitet mający zbadać stosunki w dorzeczu Odry i ułożyć plan jednolitej gospodarki wodnej, celem usunięcia przyczyn, tak wylewów, jak i braku wody. Komitet ten miał także zbadać skargi na pewne ujemne skutki wykonanych robót.

Program ułożony w Zarządzie Prowincji Dolnośląskiej w 1927 r. obejmował: 1) uzupełnienie regulacji sudeckich dopływów Odry i regulację jej nizinnych dopływów, 2) budowę zbiorników zasilających, narazie na Nysie Kłodzkiej, w Odmuchowie i na Małejpanwi w Turawie i 3) zalesianie stoków górskich i w 1928 r. Sejm Dolnośląski wezwał rząd Rzeszy do wykonania tego programu.

W ostatnich latach przed drugą wojną przystąpiono do przebudowy kanału Kłodnickiego (kanał Gliwicki) i w związku z tą przebudową do budowy dalszych zbiorników zasilających, których już nie wykonano.

Otóż tak się przedstawia kolejność zarządzeń i wykonywanych robót w interesie stopniowego porządkowania Odry i jej dopływów, a więc nieszkodliwego odprowadzania wód przy wszystkich stanach i wyzyskania pożytków, w pierwszym rzędzie dla rolnictwa oraz zwiększenia zdolności przewozowej drogi wodnej.

Jeszcze przed pierwszą wojną organizacje rolnicze i związki wałowe zaczęły się skarżyć na ujemne skutki robót przeprowadzanych od początku XX wieku, szczególnie na nizinnym odcinku Odry od Nysy Kłodzkiej do Wrocławia i na dolnej Odrze. Żalono się, że skanalizowanie Odry podnosząc stale poziom wody w rzece wywołało podwyższenie poziomu wody gruntowej ze szkodą dla kultur rolnych, tak np. liczne plantacje buraków cukrowych musiano przenosić na wyższe miejsca, a pola orne zamieniać na łąki i pastwiska. O skargach na zabagnianie pobrzeży Odry spowodowane kanalizacją od Koźła do ujścia Nysy Kłodzkiej wspomina już inż. R. Ingarden, opisując Odrę w swej znanej pracy „Rzeki i kanały żeglowne w b. trzech zaborach” 1921 r. W skargach zwracano dalej uwagę, że zasilanie Odry zbiornikami podnosi stan wody także i na dolnym odcinku poniżej Wrocławia, co również nie jest bez wpływu na poziom wody gruntowej, to też tereny zalewowe (poldery), przewidziane jako krótkoczasowe zbiorniki retencyjne przy wyższych stanach wody, muszą być obecnie sztucznie odwadniane także przy zwykłych stanach wody w rzece, co zwiększa znacznie koszty pompowania, wreszcie na dolnej Odrze szerokość rzeki okazuje się zbyt małą przy zejściu lodów.

Komitet powołany w 1922 r. do zbadania stosunków na Odrze bagatelizował te skargi, uważając szkodliwe skutki niektórych robót za zjawiska przejściowe. W ostatnich latach przed drugą wojną skargi te powtórzyły się, zajął się nimi nawet Centralny Zakład Badania Wód w Berlinie.

Zawiska na skanalizowanym odcinku Odry powyżej Wrocławia stwierdzają słuszność uwag Mas'a z 1903 r. i późniejszych Cuenot'a („Rivières canalisées et Canaux”, Paris 1913), że nie należy kanalizować rzek o dnie ruchliwym, o niskich brzegach z utworów napływowych i przepuszczalnych. Taką rzeką jest właściwie Odra powyżej Wrocławia, a z małymi wyjątkami i Wisła środkowa i z tego też powodu pomysły choćby tylko częściowej kanalizacji Wisły środkowej nie powinny być uważane za realne. Toteż eksperci b. Ligi Narodów, którym chyba nie można odmówić doskonałych fachowych wiadomości i doświadczenia, w swym sprawozdaniu o programie budowy dróg wodnych w Polsce, zaznaczają możliwość kanalizacji tylko górnej Wisły po ujście Sanu, a dla środkowej Wisły przewidują tylko regulację. Przypominam, że w 1938 r. poruszono sprawę kanalizacji Wisły w obrębie Warszawy; nie da się zaprzeczyć, że możliwość uzyskania stałego poziomu wody w rzece na obszarze dużego miasta to rzecz bardzo pożądana, nie tylko dla ułatwienia operacji żeglugowych ale i z urbanistycznego punktu widzenia, lecz łatwo zrozumieć wpływ takiego stałego i dość znacznego podwyższenia stanu wody na Wisłę w Warszawie, na niskim a rozległym prawobrzeżu Powiśla; przed tymi szkodliwymi skutkami, nie zabezpieczyłyby tego Powiśla najsilniejsze bulwary, a skutki usunąćby mogła częściowo tylko bardzo kosztowna melioracja; przecie obecnie już kilkodniowa wyższa wody zabagnia tę rozległą, a już odwodnioną prawobrzeżną nizinę.

Porównując środki ochronne, zabezpieczające przed powodzią, projektowane i stosowane na górnej Wiśle i w dorzeczu Odry, okazuje się, że: 1) systematyczne regulacje górskich dopływów na Odrze rozpoczęto nieco wcześniej niż na Wiśle i prowadzono intensywniej, 2) o zabudowaniu górskich potoków i budowie zbiorników w dorzeczu Wisły i Dniestru mówi dopiero ustawa z 9 maja 1907 r. U nas także uznano zbiorniki retencyjne za „naśrodekniejsze i najbardziej odpowiednie środki uchylające niebezpieczeństwo powodzi” i tym określeniem rozpoczyna inż. T. Baecker swą pracę pt. „Zbiorniki wody w Zachodniej Galicji”, wydana jeszcze w 1914 r. we Lwowie.

Jednak odmiennie traktowano rolę wałów. Na Odrze rozumiano, że wał zastępuje wysoki brzeg, chroniąc obszary przybrzeżne przed zwykłą, coroczną wielką wodą, ale wiedziano o ujemnych skutkach pełnego obwałowania na największą wodę występującą z brzegów naturalnych i sztucznych (wałów przelewowych), rozumiano, że wały nie zatapiane przy nadzwyczajnej wielkiej wodzie odcinają od rzeki obszary zalewowe, tzw. tereny inundacyjne, te naturalne czasowe zbiorniki retencyjne, a podwyższając przez to poziom wezbrania, powodują pękanie wałów lub zabagnianie za-

wał. Na Odrze nadzwyczajne 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.

Na Wiśle zaś do 1914 r. tylko prawobrzeżne Powiśle od Nepołomic do dawnej granicy poniżej ujścia Sanu było obwałowane na na wyższą wodę i rzecz prosta z wałami cokołowymi na dopływach. W 1908 r. na pierwszej konferencji w Ministerstwie Spraw Wewnętrznych w Wiedniu poświęconej zagadnieniu pełnej ochrony Krakowa przed powodzią, zwrócono uwagę, że zasadniczo groźne dla Krakowa zamierzone obustronne obwałowanie Wisły od ujścia Przemszy do Niepołomic nie przedstawia dla miasta większego niebezpieczeństwa tylko dzięki temu, że przewiduje się budowę zbiorników na Sole i na Skawie. Ujemnych skutków obwałowania prawobrzeżnego Powiśla nie odczuwano na odcinku od ujścia Raby do ujścia Sanu tylko dzięki temu, że przeciwnie lewy brzeg Wisły w b. Królestwie nie był obwałowany, retencja tego lewobrzeżnego Powiśla działa bowiem obniżająco na każdą falę Wisły wzmocnianą karpackimi dopływami. Tymczasem nasz pierwszy Sejm już 29 kwietnia 1919 r., równocześnie z ustawą o organizacji Ministerstwa Robót Publicznych, uchwalił drugą ustawę „O obwałowaniu lewego brzegu Wisły od potoku Kościelnickiego do Zawichostu, na długości 182 km i na 9 dopływach Wisły”. Pamiętam dobrze jak wówczas czynniki „decydujące” wyrażały z oburzeniem pewne zdziwienie, że nie wszyscy inżynierowie wodni podzielili zadowolenie i entuzjazm ówczesnych autorów tej ustawy, której wykonanie, jak się później okazało, przyczyniło się wydatnie do katastrofy powodziowej 1934 r.¹⁾

Uważam, że należałoby zastanowić się nad sprawą urządzenia takich obszarów zalewowych na górnej i środkowej Wiśle; zwiększyłyby one znacznie nie zawsze wystarczającą retencję zbiornikową. W ostatnim dotychczas wydanym roczniku hydrograficznym dla dorzecza Wisły za lata 1935, 1936 i 1937 podane są dla górnej Wisły w Nepołomicach i Sandmierzu następujące abso-

1) Referat o przebiegu tej powodzi wygłosił śp. inż. Tadeusz Zubrzycki na konferencji powodziowej w lutym 1935 r. a interesujące uwagi na temat powodzi i środków zapobiegawczych podaje memoriał Polskiego Tow. Politechn. we Lwowie, lwowskiej Izby Inżynierskiej i Polskiego Tow. Leśnego we Lwowie w sprawie gospodarki wodnej i leśnej w związku z powodzią 1934 r., przedstawiony Rządowi Polskiemu w marcu 1935 r., a ogłoszony w „Czasopiśmie Technicznym” Nr 4 — 7/1935 r.

Przyp. Red.: Sprawozdanie z przebiegu Konferencji Powodziowej, odbytej w Warszawie w dniach 9 i 10 lutego 1935 r. staraniem Stowarzyszenia Gospodarki Wodnej w Polsce, zamieszczone było w zeszycie Nr 2 z 1935 r. „Gospodarki Wodnej”.

lutne, dotychczas spostrzegane minima i maksima przepływu:

	abs. minimum	rok:	abs. maximum	rok:	stosunek:
Niepołomice	10 m ³ /sek.	1932	2.100 m ³ /sek.	1940	1 : 210
Sandomierz	59 „ „	1932	4.140 „ „	1934	1 : 70

Regulując przepływ przy pomocy właściwych urządzeń budowlanych, należy mieć na uwadze podniesienie przepływu przy małej wodzie a obniżenie przy wezbraniach, tak aby stosunek minimum do maksimum mógł opasać na górnej Wiśle do 1:15, zaś na środkowej i dolnej do 1:10, koncentracja nadzwyczajnych wielkich wód w jednym korycie utrudniałaby uzyskanie tego zadania.

Żeglowna Wisła od ujścia Przemszy do morza, długości 940 km, dzieli się pod względem układu i rzeźby dorzecza na trzy odcinki: pierwszy, geologicznie na starszy odcinek to górna Wisła od Przemszy (km 0) do ujścia Sanu (km 280), drugi — Wisła środkowa od Sanu do ujścia Bugo-Narwi (km 550) jest geologicznie najmłodszy, długość tego odcinka wynosi 27 km, trzeci, najdłuższy odcinek, to dolna Wisła od Modlina do morza, długości 390 km. Dolną Wisłę nazywano u nas nieślusownie tylko jej dolny odcinek długości 222 km, od dawnej granicy pruskiej do morza; odcinek ten został przed 1914 r. uregulowany na średnią wodę, a Powiśle obustronne systematycznie zmeliorowane, podobnie jak dolne biegi innych rzek środkowej Europy uchodzące do Bałtyku i Morza Północnego. Dolne biegi tych rzek regulowano aby ustalić łożyska średnich wód i brzegi oraz aby oddać rolnictwu możliwie największą część naturalnego koryta. Projekt regulacji Wisły w b. Królestwie Polskim inż. Kostaneckiego, opracowany w 1885 r., przewidywał również regulację koryta średniej wody i ustalał szerokość trasy dla tego stanu wody od ujścia Sanu do ujścia Wieprza na 320 m, do ujścia Pilicy na 330 m, do ujścia Bugo-Narwi na 340 m, zaś na końcowym odcinku do dawnej granicy pruskiej na 365 m.

Rzeki nasze, a więc i Wisłę, regulowaliśmy, przyjmując jako tzw. stan normalny, stan najdłużej trwający w roku, bądź też stan 215-dniowy w okresie żegluga, poziomy na ogół dość niskie.

Przepływ Wisły będzie regulowany zbiornikami, które zmniejszą stopniowo różnicę między najwyższymi i najniższymi poziomami napełnienia koryta, jakie występują w okresach wezbrań i w okresach suszy; wówczas stany wody zbliżone do średniej rocznej wykazywać będą największą ilość dni trwania, regulacja na średnią wodę będzie więc regulacją na stan najdłużej trwający. Wiemy, że opracowanie szczegółowe programu zbiorników i jego realizacja wymaga lat, lecz przystąpienie już teraz do regulacji środkowej Wisły na średnią wodę nie odbije się ujemnie na zdolności przewozowej drogi wodnej, przykładem dolna Wisła, na której przyczyną niedomagań toru żeglownego był i jest nie brak regulacji na małą wodę,

lecz tylko wadliwy system prowadzenia i obudowy trasy, naruszający warunki równowagi kory-

ta, wskutek czego stan rzeki miejscami zbliża się prawie do stanu dzikiego. Rzecz prosta, że wykształcając koryto średniej wody należy pamiętać o wodzie brzegowej, tej średniej z corocznych wezbrań w granicach pełnego koryta, a więc wezbrań nie występujących jeszcze z brzegów (plenissimum flumen). Jednak i ta woda występuje miejscami na tereny zalewowe, a mianowicie na tych odcinkach, gdzie nie ma wyższych brzegów, jednak utrwalając koryto dla tych corocznych wyższych wód łatwo miejscowy brak brzegu zastąpić sztucznym brzegiem, tj. wałem, który jednak nie będzie niezatapianym wałem powodziowym.

Rozumie się, że utrwalając to koryto wody brzegowej należy pamiętać — jak to słusznie zaznacza inż. Lambor — o warunkach równowagi koryta²⁾. Nie będę przypominał tych warunków, zna je przecież każdy inżynier interesujący się analizą pracy rzek o dnie ruchliwym, a taką rzeką jest właśnie Wisła, w środkowym swym biegu — jak wyżej wspominałem — geologicznie jeszcze młoda; uwagi moje ograniczę do ogólnych, zasadniczych określeń.

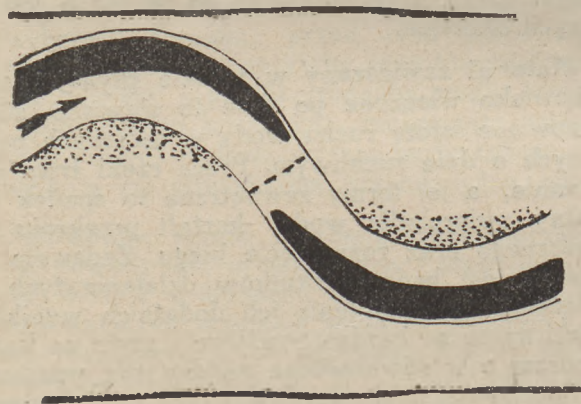
Materiał zawieszony w wodzie płynącej oraz rumowisko wleczone po dnie to zjawisko stałe, stanowiące istotę ruchu wody w łożyskach naturalnych o dnie ruchliwym. Praca rzeki trwa nieustannie, a jej formy zewnętrzne to spadek podłużny zwierciadła wody, kształt przekroju poprzecznego oraz rozwinięcie biegu. Zadaniem inżyniera jest badanie skutków działania tych sił i dążenie do utrwalenia ich dodatnich wyników. Rzeki nasze są bardzo wrażliwe i czułe na każde zaburzenie w równowadze między siłą unoszenia i odpornością dna, niezależnie czy to zaburzenie występuje z przyczyn wywołanych naturą rzeki czy też działaniem człowieka.

Jedyną metodą naukową regulowania rzek jest metoda doświadczalna, polega ona na zbieraniu materiałów z licznych i umiejętnie prowadzonych spostrzeżeń nad spadkiem zwierciadła wody, obętością przepływu, kierunkiem nurtu i układem rzeźby dna łożyska. Pierwsze systematyczne prace w tym kierunku rozpoczął inż. Fargue jeszcze z końcem XIX w. i w 1908 r. ukazała się jego bardzo interesująca praca, opisyująca kształt łożyska rzek o dnie ruchliwym (*La forme du lit des rivières à fond mobile*), Inż. Girardon badał później Loarę, Garonnę i Rodan, lecz z tych rzek tyl-

²⁾ O obniżeniu koryta dolnej Wisły w ostatnich 30 latach i charakterze zamuleń między ostrogami na tym odcinku, pisał inż. Lambor przed kilkunastu laty, w „Czasopiśmie Technicznym“.

ko Loara w środkowym i dolnym biegu posiada warunki podobne do Wisły, płynię po własnych nanosach i na tym odcinku wykazuje spadek 0,20‰.

Na środkowej Wiśle łóżysko średniej wody dzieli się w wielu miejscach na liczne ramiona, a nawet na odcinkach dość zwartych koryto jej założone jest rozległymi odsypiskami, wypami i mieliznami. Łóżysko małej wody wiję się między nieustalonymi skarpami wody średniej i składa się z kolejno po sobie następujących głębów na zakolach, przy brzegach wklęsłych i odsypisk po brzegach wypukłych tych zakoli, zaś w miejscach przegięcia, tj. przejścia z łuku w następny łuk odwrotny, dno głębów podnosi się, tworząc próg i opada tworząc następną dolną głęb, a nurt przechodzi z górnego zagłębienia do następnego dolnego pod przeciwnym brzegiem, przekraczając próg. Jeżeli głębów zachodzą za siebie, to jest jeżeli dolna głębowa zaczyna się przed spływem górnej głębów przeciwnego brzegu, wówczas próg jest ukośny do osi koryta i długi, a przekrój poprzeczny łóżyska w miejscu przegięcia przedstawia profil dwuczęściowy, z zagłębieniami przy brzegach, próg taki jest płytki; jeżeli jednak koniec głębów górnej i początek dolnej nie dochodzą do siebie, próg jest mniej więcej prostopadły do osi łóżyska i krótki, a więc głęboki i daje statkom dobre przejście, zaś próg ukośny przedstawia złe przejście. Takie dobre i złe przejścia znajdują doskonałe nasi żeglarze, są to tzw. „haki” na górnej Wiśle,



Rys. 1.



Rys. 2.

a „przemiały” na środkowej i dolnej. Rys. 1 i 2 podają sytuację dobrego i złego przejścia.

Spadek koncentruje się na progach, na głębach prawie zanika, lecz przy podnoszeniu się stanu wody spadek na głębach wzrasta, na progach maleje, żłobi więc materiał na dnie głębów i osadza na progach; odwrotny proces zachodzi w czasie trwania niskiego stanu, dlatego też żeglarze mówią, że opadająca woda „przemywa” przemiały, bo je pogłębia.

Każde wezbranie powoduje na progu wymianę materiału tworzącego próg i zmianę jego kształtu, a jeżeli rzeka ma brzegi ubezpieczone i ustalone, to wezbranie zwyczajnie wywołuje tylko nieznaczne zmiany w rzucie poziomym biegu rzeki, progi i głębów pozostają w tych samych miejscach. Badać więc należy progi, które w przebiegu wezbrań wykazują pewną stałość form i dążyć do nadania rzecze takiej formy ostatecznej, aby wszystkie progi wykazać mogły właściwości progów „dobrych”, zapewniających żegludze przy każdym stanie wody odpowiednie głębokości, innymi słowy poprawa żeglowności rzeki przez regulację polega w pierwszym rzędzie na zamianie złych przejść na dobre.

Wzorując się na regulacjach rzek niemieckich usiłowano i u nas budowlami regulacyjnymi zamienić złe przejścia na dobre; odmiennie podchodzili do tej sprawy inżynierowie francuscy, przede wszystkim badali dokładnie warunki, które powodują kształtowanie się dobrych i złych przejść, a następnie starali się przy pomocy właściwych robót tworzyć na złych przejściach takie warunki, jakie powodują powstawanie dobrych przejść. Pierwsze próby tego rodzaju rozpoczęto na dolnej Loarze, opisał je dawny szef służby Loary w Nantes inż. Kaufmann, w roczniku 1915 „Annales des Ponts et chaussées”. Wiele pracy poświęcono również badaniom progów na Rodanie między Lyonem a Awinionem (od ujścia Saony do ujścia Durance) i wyniki te dały już pewną podstawę do racjonalnego prowadzenia trasy w łukach i przejściach; wskazówki w tej sprawie podaje opinia ekspertów b. Ligi Narodów o regulacji Wisły, na str. 21—24 polskiego tłumaczenia³⁾.

Dobrze ukształtowany próg winien wykazywać dość stały poziom dna niezależnie od wahań zwierciadła wody, a warunkiem utworzenia takiego stanu równowagi względnej na progu musi być określony związek między chylnością denną a głębokością na progu, zależnie od natury podłoża tworzącego dno i ten związek przesądza o kształcie profilu poprzecznego, jego szerokości, głębokości średniej i największej oraz o stopniu koncentracji. Ustaliwszy warunki jakie muszą zaistnieć, aby ta równowaga nastąpiła, można z dostateczną dokładnością wyznaczyć kształt przekroju poprzecznego i jego zasadnicze wymiary dla skrajnych i dla pośrednich stanów wody.

³⁾ „Sprawozdanie Komitetu Ekspertów przedłożone Rządowi Polskiemu przez Ligę Narodów o programie budowy dróg wodnych”. Warszawa 1928. Nakładem Ministerstwa Robót Publicznych.

Należy jednak mieć na uwadze, że potrzeby regulacji rzeki winny być uwzględniane przed wymogami żeglugi.

Wyznaczając kształt przekroju poprzecznego i jego zasadnicze wymiary dla każdego stanu wody, należy pamiętać, że przy tym samym spadku podłużnym prędkość jest proporcjonalna do powierzchni średniej głębokości i że ze zmianą poziomu napełnienia koryta, nie powinny być naruszone warunki równowagi. Wskazówką będzie stosunek szerokości zwierciadła wody w danym

profilu do średniej głębokości $= \frac{S}{\text{głęb. sr.}}$, czyli, jak się u nas niestety jeszcze według określeń nie-

mieckich pisze $\frac{B}{t_m}$. Otóż, jeżeli ma być zachowana względna równowaga dna na progach, to stosunek ten nie powinien ulegać silniejszym zmianom przy zmianach stanu wody i przy wyższych stanach. Na to zwrócili nam uwagę koledzy francuscy w czasie wycieczki kilkunastu naszych inżynierów wodnych, jaką zorganizowałem w 1925 r. Zwiedziliśmy wówczas liczne zbiorniki i trzy charakterystyczne rzeki, każdą o odmiennym układzie koryta, a to Sekwanę między Paryżem i Havrem, o dnie ustalonym i skanalizowaną, Loarę od Angers do Nantes, typową rzekę o dnie ruchliwym i Rodan od Lyonu do Avignon o korycie dość zwartym, przy bardzo silnym spadku zwierciadła wody dochodzącym do 0,70‰.

Otóż przy wyznaczaniu przekrojów wody średniej i brzegowej na poszczególnych odcinkach należałoby mieć na uwadze ten stosunek szerokości zwierciadła wody do średniej głębokości przy każdym stanie wody. Na znaczenie tego stosunku zwraca uwagę także inż. J. Zaczek w swej pracy z r. 1935 pt. „Próba ustalenia teoretycznych podstaw regulacji rzek żeglownych o dnie ruchliwym”, (podając na str. 38/39 i 46/47), że rzeki żeglowne o dnie ruchliwym rozpadają się zasadniczo na dwa typy. Typ pierwszy to rzeki o ustalonej równowadze dna, scharakteryzowane malejącym stosunkiem szerokości zwierciadła wody do średniej głębokości przy podnoszeniu się stanów wody, typ drugi to rzeki o chwiejnej równowadze dna i wzrastającym stosunku szerokości do średniej głębokości przy powiększaniu się objętości przepływu. Inż. Zaczek podaje także pewne wskazówki jakie stosować na takich rzekach krzywizny łuków, aby umożliwić zachowanie równowagi dna.

Ta obliczona powierzchnia profilu dla średniej i dla brzegowej wody musi być zachowana w rozmiarach przyjętych i wyliczonych, profil musi być wolny i nie może być zwężony, jak to się często widzi, nasypami dojazdowymi do przyczółków mostowych. Profil nie może być również zarośnięty i inż. Lambor ma zupełnie słuszne zastrzeżenia co do istniejących plantacji wikliny w korycie wody brzegowej. Dawniej nakazywano utrwalanie sadzonkami każdego nowo tworzącego się odsypiska poza trasą regulacyjną, zresztą nie bez pewnej racji, ponieważ uzyskiwane plantacje wikliny umacniając ład, przedstawiały i nadal przedstawia-

ją cenny obiekt, dający tak potrzebny materiał fałszywny. Lecz plantacje w korycie średniej wody, zmniejszając wolny przekrój, wywołują zmiany prędkości płynącej wody, naruszające równowagę ruchliwego dna. A na Wiśle nie brak szkodliwych kęp w miejscach, gdzie sadzenie było niedozwolone. Są to kępy na wypukłych łukach trasy. Kępy takie przymulają każde wezbranie, a na niższym terenie między kępą a wyższym brzegiem widać zawsze wyrwy, które wskazują, że nurt przy wyższym stanie wody dzieli się, szukając krótszej, drogi wzdłuż cieciny łuku.

Inż. Lambor, kończąc swój referat, słusznie zwraca uwagę na konieczność ciągłych badań skutków wykonywanych robót. Należy badać wpływ formy falowania trasy i krzywizn na kształtowanie przebiegu. Na dolnej Loarze przy ustalaniu kierunków trasy przyjmuje się długość fali, tj. odstęp między dwoma następującymi po sobie wierzchołkami łuków przy tym samym brzegu równy dziesięciokrotnej szerokości łożyska wody normalnej, zaś stosunek długości fali, mierzonej na stycznej do tych dwóch łuków sąsiednich przy tym samym brzegu do jej wysokości, tj. do odstępu wierzchołka środkowego łuku przy przeciwległym brzegu od tej stycznej (amplituda) wynosi od 4,5 do 8. Założono bowiem, że jeżeli stosunek ten opada poniżej 4,5, to koryto jest zanadto kręte i na przejściach dolna głęboka rozpoczyna się przed dolnym końcem górnej głębi z pod drugiego brzegu, występuje więc próg podłużny; jeżeli stosunek długości do wysokości fali przekracza 8, głębiny sąsiednie następujące po sobie są zbyt oddalone od siebie i próg stanowi długą, płytką mieliznę — w jednym i drugim wypadku tworzy się więc złe przejście; dobre przejścia z łuku w łuk tworzą się na Loarze tylko jeżeli długość fali jest 4,5 do 8 razy większa od jej wysokości, to też eksperci b. Ligi Narodów w sprawozdaniu swym o polskich drogach wodnych zalecają stosowanie tego kształtu falowania trasy także i na Wiśle. Kształtów tych nie można jednak rzeczy narzucać na podstawie podobieństwa warunków i tylko dokładne i umiejętnie prowadzone badania pozwolą poznać warunki tworzenia się dobrych przejść na poszczególnych odcinkach Wisły.

Wreszcie ostatnia uwaga — regulowanie rzek to nie tylko poprawa żeglowności, lecz wytworzenie na rzece takich warunków, aby usuwając szkodliwe działanie płynącej wody przy każdym poziomie napełnienia koryta umożliwić i ułatwić pełne wyzyskanie pożytków, a więc umiejętne i celowe zagospodarowanie wód. I słusznie jeden z najlepszych naszych znawców tego zagadnienia prof. dr inż. K. Pomianowski, pisząc o gospodarce wodnej na terenie Śląskiego Zagłębia Przemysłowego w Nr 2/1946 „Gospodarki Wodnej”, zaznacza na końcu, że zagadnienia wodno-gospodarcze należy rozwiązywać dorzecznymi, łącząc różne cele, a nie traktować poszczególnych zagadnień oddzielnie. U nas pod tym względem warunki nie są zbyt sprzyjające od kilkunastu lat, do 1932 r. wszystkie sprawy wodne, z wyjątkiem morskich, załatwiał jeden urząd centralny (Ministerstwo Robót Publicznych), po zniesieniu tego urzędu roz-

dzielono sprawy wodne z sobą ściśle związane między cztery różne Ministerstwa.

W interesie racjonalnego gospodarowania wodami powinny być wszystkie sprawy wodnełączone ponownie w jednym urzędzie centralnym.

INŻ. LEON NAŁĘCZ

Zbiornik i zaporę w Czchowie na Dunajcu

Pierwszy projekt ogólny stopnia piętrzącego w Czchowie sporządzony został w 1929 r. przez Prof. dr inż. K. Pomianowskiego. Przewidywane było w tym projekcie piętrzenie, sięgające swą cofką aż pod zakład w Rożnowie. Zwiększenie zaś spadku użytecznego do 16,5 m miało być uzyskane przez pobudowanie siłowni wodnej pod Zakł. czynem, dokąd woda dochodziłaby otwartym kanałem lateralnym, długości 5 względnie 9 km, co mogłoby dać w efekcie średnią roczną produkcję 67,5 mio kWh energii elektrycznej, przy instalowanej mocy turbin 18,500 kW.

Zagadnienie zbiornika wodnego w Czchowie przepracowane zostało przez Biuro Dróg Wodnych Ministerstwa Komunikacji ponownie w latach 1936 — 1938, przy czym nowy projekt zapory opracowany został przez śp. Inż. J. Puzyń.

Na podstawie sprawozdania do projektu zakładu w Czchowie i rysunków przechowanych w Państwowym Kierownictwie Budowy Zbiornika Wodnego w Czchowie cytuję dane, dotyczące przedwojennego projektu zakładu, zapory i zbiornika. W dalszym ciągu zaś podam zmiany, jakim ten projekt uległ.

ZADANIA ZBIORNIKA W CZCHOWIE.

Po zdecydowaniu i rozpoczęciu budowy zapory i zbiornika w Rożnowie, powstała konieczność budowy zbiornika wyrównawczego poniżej, gdyż siłownia w Rożnowie, położona w km 80-tym rzeki Dunajca, jest zakładem o produkcji energii szczytowej, a zatem o pracy zmiennej — tak w ciągu doby jak w ciągu roku. Przewidziany czas pracy turbin w Rożnowie wynosi 6 — 8 godz. w ciągu doby. W pozostałych godzinach turbiny mają być nieczynne, a zbiornik rożnowski ma nie wypuszczać wody jałowej.

Dlatego też w celu zapewnienia równomiernego przepływu wody w Dunajcu poniżej zapory rożnowskiej, powstała konieczność zaprojektowania zbiornika wyrównawczego, którego pojemność odpowiadać będzie potrzebie wyrównania dobowego odpływu spod turbin w Rożnowie.

Drugim zadaniem zbiornika w Czchowie jest wyzyskanie spiętrzenia i uregulowanego przepływu wód dla produkcji energii elektrycznej podstawowej.

Trzecim wreszcie zadaniem zbiornika jest wpływ jego łącznie ze zbiornikiem rożnowskim na poprawę warunków żegluga na Dunajcu i Wiśle.

Kończąc zwracam uwagę na rzeczowy referat sprawozdawczy inż. W. Kollisa p. t. „Dotychczasowe koncepcje techniczne zagospodarowania Wiśły”, podany w „Czasopiśmie Technicznym” Nr. 9 — 10/1947 r.

POJEMNOŚĆ ZBIORNIKA.

Pojemność użyteczną zbiornika obliczono, przyjmując za podstawę maksymalny wydatek turbin rożnowskich w ciągu 8 godzin:

$$Q = 4 \times 50 \times 3600 \times 8 = 5.760.000 \text{ m}^3$$

gdzie 4 oznacza ilość zainstalowanych turbin,

50 — przeływ jednej turbiny w m³/sek,

8 — liczbę godzin pracy zakładu rożnowskiego.



Rys. 1.

Przyjmując zaś, że siłownia w Czchowie jako zakład podstawowy, pracować będzie przez całą dobę równomiernie, wyznaczono potrzebną mini-

malną pojemność użyteczną zbiornika wyrównawczego na:

$$Q_{uz} = \frac{2}{3} \times 5.760.000 = 3.840.000 \text{ m}^3.$$

Wielkość ta odpowiada założeniu, że turbiny w Czchowie pracować będą na stały przepływ w ciągu doby.

PIERWOTNY PROGRAM BUDOWY ZBIORNIKA.

Wstępny projekt Inż. J. Puzyny przewidywał budowę zbiornika w Czchowie w dwóch okresach:

- okres I — piętrzenie do poziomu 232,50,
- okres II — podniesienie piętrzenia do poz. 237,00 (okres rozbudowy jazu i zbiornika).

Poziom normalnego piętrzenia w zbiorniku do rzędnej 232,50 m n. p. m. wyznaczony został w założeniu:

- a) uzyskania użytecznej pojemności zbiornika,
- b) sprowadzenia robót budowlanych oraz wykupu gruntów do minimum,
- c) uzyskania ekonomicznych warunków pracy zakładu w Czchowie, zgodnie z planem zapotrzebowania energii.

Przy piętrzeniu 232,50 pojemność użyteczna zbiornika mieści się w warstwie o grubości 2,70 m. Z krzywej pojemności zbiornika wyznaczono najniższy poziom w zbiorniku w ciągu doby, odpowiadający rzędnej 229 80 m n. p. m.

Projekt ten przewidywał, w razie zwiększenia zapotrzebowania energii elektrycznej, rozbudowę zbiornika, czyli podniesienie piętrzenia normalnego do rzędnej 237,00 m n. p. m., nie powodując żadnej przerwy w pracy zakładu. Całkowita pojemność zbiornika w Czchowie po I okresie budowy wynosiłaby około 6,2 mio m³, po II okresie około 25 mio m³, a pojemność użyteczna około 23 mio m³, co stanowiłoby około 13% pojemności użytecznej zbiornika rożnowskiego.

BADANIA GEOLOGICZNE.

W nawiązaniu do powyższego projektu wstępnego rozpoczęto badania geologiczne; prowadzone one były w dwóch etapach. Po ustaleniu na korzystniejszego przekroju doliny dla budowy przeogrody na km 67 + 100 koryta rzeki Dunajca, przeprowadzono w 1935 r. szczegółowe badania geologiczne, za pomocą wierceń rdzeniowych, odkrywek oraz sztolni. Ogółem wykonano 16 otworów wiertniczych, położonych w szachownicy w dwóch szeregach. Odstępy w szeregu między otworami — 50 m. Odległość między szeregami — 50 m.

W osi pasa badań geologicznych wykonano na lewym brzegu rzeki 3 studnie badawcze. Lewy stok został zbadany za pomocą sztolni poziomej, załamanej w planie.

Badania te wykazały istnienie zsuwu na prawym zboczach doliny. Z tego względu przeprowadzono w 1936 r. nowe poszukiwania geologiczne w rejonie, położonym o 400 m od osi pierwszych wierceń w górę rzeki. W tym drugim etapie badań wykonano 9 otworów wiertniczych, z których 7 położonych jest na jednej osi oraz 2 sztolnie badawcze po jednej na każdym stoku doliny. Wiercenia przeprowadzono do głębokości 50 m, licząc

od poziomu terenu. Wyniki tych badań wykazały możliwość usytuowania projektowanej zapory w rejonie wykonanych otworów wiertniczych. Opierając się na rezultatach poszukiwań wiertniczych oraz wyłomów sztolni, wyprowadzono następujący pogląd na charakterystykę podłoża geologicznego projektowanej zapory.

Na osi wspomnianych wyżej siedmiu otworów wiertniczych, warstwy biegną z zachodu na wschód, zapadając na lewym brzegu Dunajca ku zachodowi, a na prawym ku wschodowi. Dolina Dunajca w tym miejscu ma kierunek od południowozachodu na północ-wschód.

Upad warstw ku południowi wynosi 5° — 6°, można więc uważać warstwy za leżące prawie poziomo.

Kompleksy warstw, przewiercanych w otworach, są następujące:

Kompleks I.

Piaskowce siwe, bardzo twarde, drobnoziarniste, cienko-płytowe, przegradzane łupkami siwo-zielonymi.

Kompleks II.

Piaskowce jasno-siwe, drobno-średnio- i gruboziarniste, przegradzane rzadkimi i cienkimi warstwami szaro-zielonych łupków.

Piaskowce te mają często gniazda soczewkowe, konglomeratów ilasto-piaszczystych, łupków, łupków itp. Twardość piaskowców jest na ogół duża, jednak i tu są pasy piaskowców kruchych, występujących w soczewkach.

Kompleks IIa.

Piaskowce jasno-siwe, grubo-płytowe, bardzo kruche, średnioziarniste, z soczewkami konglomeratów ilasto-piaszczystych i siwych łupków. Kompleks ten należy do piaskowców mało spoiwistych, kruchych.

Kompleks III.

Konglomeraty ilasto-piaszczyste. Są to pokłady nieuwarstwione, składające się z otoczków i lepizcza ilasto-piaszczystego. Jest to kompleks niewodoszczelny.

Kompleks IIIa.

Łupki siwe, twarde, wodoszczelne z soczewkami przerostów konglomeratorowych i piaskowcowych. Warstwy te składają się z uwarstwionych ciemnych łupków ilastych. Często łupki te są poprzedzielane pasmami cienkich piaskowców, lub też przechodzą w konglomeraty ilasto-piaszczyste. Warstwy tego kompleksu są twarde w stanie suchym i na ogół jednolitej budowy.

Aluwia składają się:

1. z grubego szutru, składającego się z otoczków granitu, piaskowców, rogowców, piasku i drobnego żwiru;
2. z gliny piaszczystej i z gliny masnej;
3. z ławic piasku;
4. z rumoszu zboczowego, składającego się z bloków piaskowców miejscowego pochodzenia i z gliny zwietrzelinowej.

W aluwach szuter i żwir przeważają. Gliny i piasek występują tylko miejscowymi gniazdami.

Rdzenie skalne, wydobyte przy wierceniach otworów badawczych, poddane były badaniu na ściskanie.

Dla piaskowców otrzymano wytrzymałości od 0,00 kg/cm² (skała rozsypująca się w piasek) do 475 kg/cm²; średnia zaś wytrzymałość wynosiła 124 kg/cm².

Łupek szary wykazał wytrzymałość na ściskanie:

badany w stanie suchym: średnio 154 kg/cm²,

badany w stanie mokrym: średnio 32 kg/cm².

W czasie wykonywania wierceń rdzeniowych przeprowadzono w poszczególnych wywierconych otworach szereg badań, mających na celu ustalenie nasiąkliwości i wodoszczelności napotkanych warstw w ich układzie naturalnym.

PRZEDWOJENNY PROJEKT ZAPORY.

Po przeprowadzeniu badań geologicznych został ostatecznie opracowany projekt zapory, piętrzącej wodę w zbiorniku do rzędnej 235,00 m n. p. m. Projekt ten przeszedł w następstwie bardzo poważne zmiany, o których mowa będzie poniżej.

Zapora w Czchowie zaprojektowana została na km 67 + 500 koryta rzeki Dunaica, tj. 12,5 km poniżej zapory rożnowskiej, w miejscu gdzie dolina rzeki jest na węższa, tworząc jak gdyby gardziel, oddzielającą dolinę rzeki w Będzieszynie od szerokiej i płaskiej doliny w Czchowie. Zapora, siłownia wodna oraz budynki administracyjno-gospodarcze położone są w południowej części powiatu Brzeskiego, województwa Krakowskiego, w odległości około 3 km na południe od miasteczka Czchowa. Plac budowy położony jest na lewym brzegu rzeki, wzdłuż którego przechodzi droga bita wojewódzka Tarnów — Nowy Sącz i odległy jest od Tarnowa o 42 km, od Nowego Sącza o 28 km oraz od Brzeska o 24 km. Budynki administracyjno-gospodarcze położone są na lewym stoku doliny Dunaica w odległości około 300 m od zapory.



Rys. 2. Kolonia mieszkalna.

Obrany przekrój doliny jest miejscem, w którym przegrodą o najmniejszej długości można uzyskać na większą pojemność zbiornika, przy równoczesnym najmniejszym zalaniu gruntów. Wynika to ze struktury topograficznej doliny Dunaica. Wyżej opisane położenie przegrody doliny stworzyłoby zbiornik, którego powierzchnia miała wy-

nosić 375 ha, a objętość 13,8 mio m³ (przy normalnym poziomie piętrzenia 235,00 m n. p. m. Teoretyczne maksymalne wahanie dobowe zwierciadła wody w zbiorniku przy 8 godzinach pracy turbin w Rożnowie i przy 24 godzinach pracy turbin w Czchowie wg tego projektu wynosiło 1,14 m (objętość tej warstwy wody wynosi 3,84 mio m³).

Normalna wysokość spiętrzenia zaporą wynosiła 9,0 m (netto). Siłownia miała być zaopatrzona w dwie turbiny typu Kaplana, o łącznej mocy 10.000 kW.

Projektowana zapora składała się z następujących elementów, licząc od brzegu lewego do prawego:

- a) z lewobrzeżnej zapory ziemnej,
- b) z budynku siłowni wodnej,
- c) z części jazowej,
- d) z prawobrzeżnej zapory ziemnej.

Usytuowanie zapory w planie oraz wzajemne położenie wyszczególnionych elementów podyktowane zostało warunkami geologicznymi oraz hydraulicznymi i komunikacyjnymi i widoczne jest na rys. 3 — z resztą w formie zmienionej przez późniejsze przeróbki projektu.

Lewobrzeżna zapora ziemna zamyka dolinę rzeki na odcinku od lewego stoku doliny do siłowni. Zapora ta posadowiona jest na warstwach aluwii, przy czym uszczelnienie tej warstwy miało być wykonane za pomocą ściany szczelnej stalowej. Górna część zapory miała być uszczelniona rdzeniem ilowym. Na koronie zapory przebiegała droga, łącząca oba stoki doliny. Na stronie odpowietrznej zapory położona była droga dojazdowa do siłowni wodnej, biorąca swój początek przy istniejącej drodze Tarnów — Nowy Sącz, a zakończona placem przy siłowni. Zasadniczym materiałem do wykonania nasypu zapory miał być materiał, uzyskany z wykopów fundamentowych oraz wykopów kanału doprowadzającego i odprowadzającego dla części przelewowej zapory i siłowni. Materiał, uzyskany z tych wykopów, winien być przy sypaniu odpowiednio segregowany.

Siłownia miała być wykonana w dwóch niezależnych blokach, odpowiadających jednostkom turbinowym. Budynek siłowni podzielić można zasadniczo na dwie partie:

1. partię dolną, zawierającą wloty turbinowe, spirale, komorę turbin i rury ssące, galerie, komory itd.

2. partię górną, która stanowi właściwy budynek siłowni.

Elementy budowlane partii dolnej zaprojektowano z betonu, betonu zbrojonego oraz żelbetu.

Elementy partii górnej zaprojektowano przeważnie jako konstrukcje szkieletowe żelbetowe (hala maszyn, rozdzielnia).

Do siłowni przylegały następujące elementy budowlane z racji swego przeznaczenia z nią związane:

1. skrzydło przyczółkowe od strony górnej wody, przy zaporze ziemnej lewobrzeżnej,

2. mur ochronny przed siłownią, mający na celu kierowanie materiału ruchomego w zbiorniku na przelew,

3. mur oddzielający kanał odpływowy spod turbin od części przelewowej zapory.

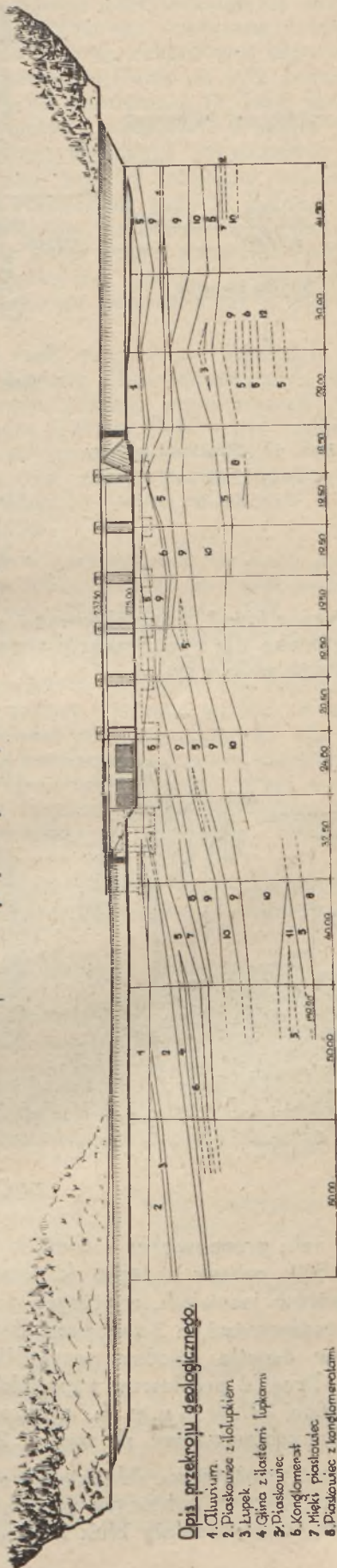
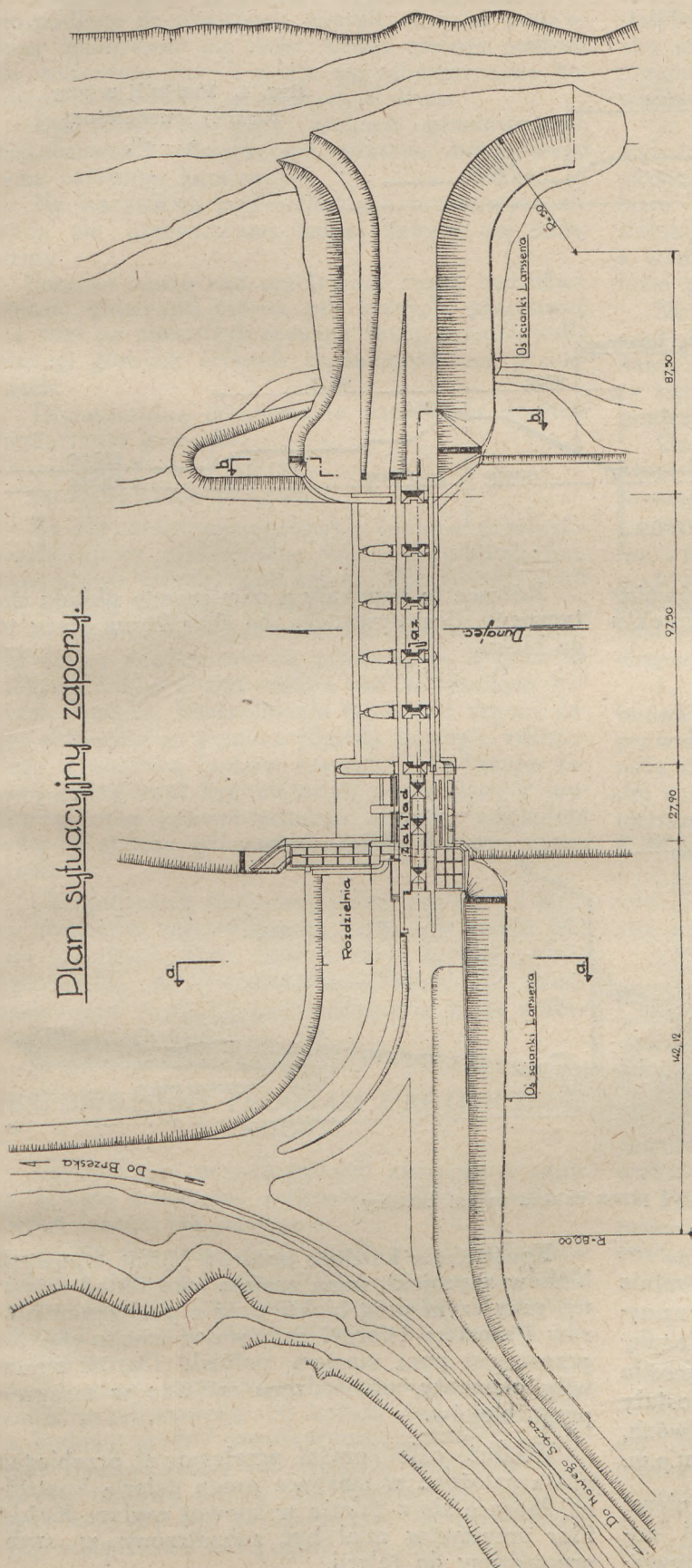
Elementy te miały być w przeważnej części wykonane jako budowle ciężkie-betonowe. Wloty do turb'n, spirale oraz rury ssące (za wyjątkiem krótkiego odcinka przy turbinie) zaprojektowano z żelbetu lub betonu, powierzchnie więc stykające

się z płynącą wodą miały być odpowiednio gładko wyrobione.

Uszczelnienie dylatacji między blokami słow- ni zaprojektowano za pomocą blachy miedzianej

Plan sytuacyjny zapory.

Widok na zaporę od strony górnej wody.
przekrój geologiczny w osi zapory.



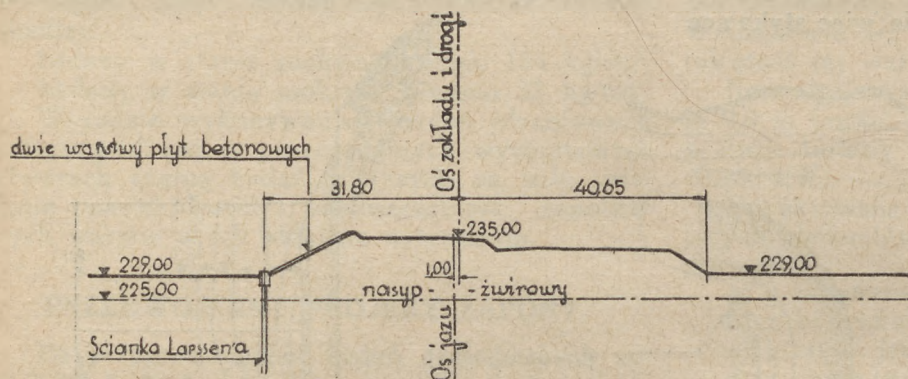
Opis przekroju geologicznego.

1. Alutium.
2. Piaszczyste żilokupki.
3. Łupek.
4. Głina z żilotami łupkami.
5. Dylatacja.
6. Konglomerat.
7. Miękkie piaskowce.
8. Piaszczyste z konglomeratami.
9. Żyłki.
10. Jaskie konglomeraty.
11. Łupki gliniaste.
12. Konglomerat z łupkami.

Rys. 3.

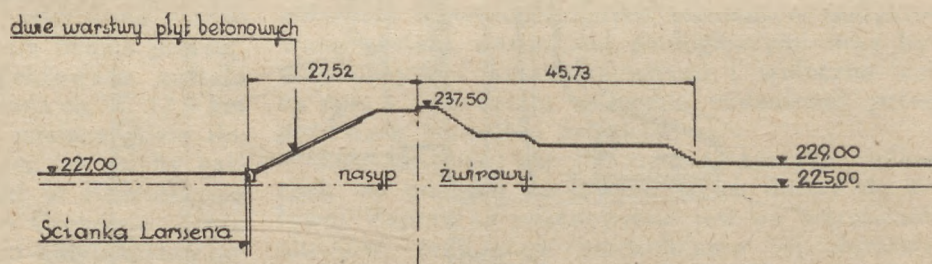
i szybu, wypełnionego asfaltem. Jedna ze stykających się powierzchni betonowych miała być wysmarowana materiałem bitumicznym.

cy równocześnie przyczółek prawobrzeżnej zapory ziemnej, różnił się od poprzednich jedynie konstrukcją mostu i prawego filara.



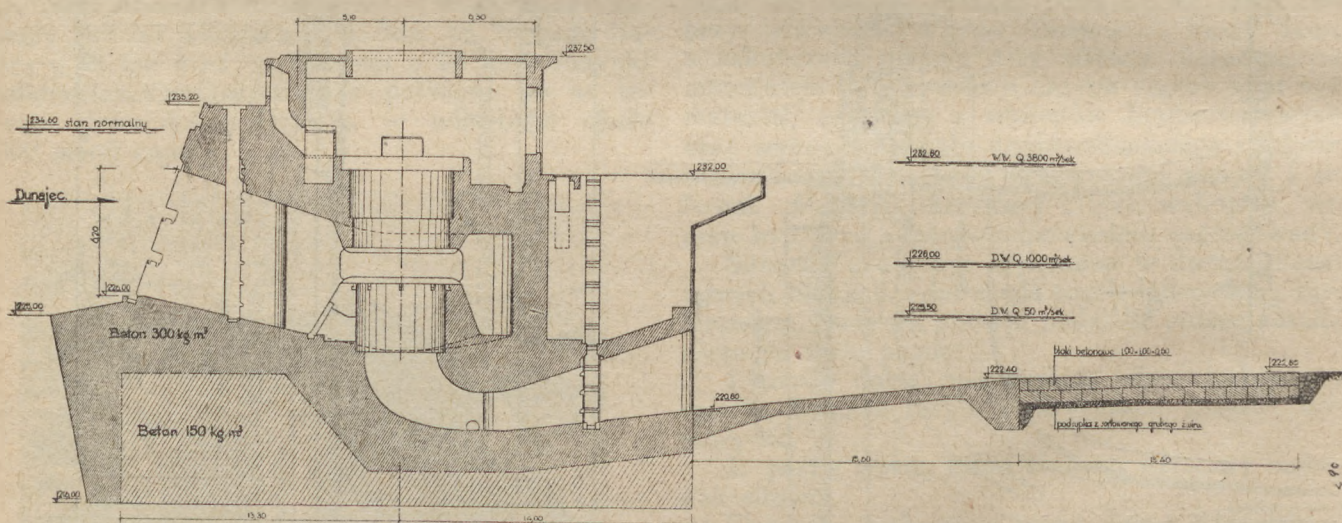
Rys. 4. Przekrój zapory ziemnej lewobrzeżnej „a — a”.

Rys. 4a. Przekrój zapory ziemnej prawobrzeżnej „b — b”.



Przy siłowni zaprojektowana została również przepławka dla ryb. Przekrój siłowni wg projektu obecnego podaje rys. 4.

Różnice te wynikały z odmiennego układu statycznego, dostosowanego do charakteru pracy tego bloku.



Rys. 5. Przekrój przez zakład w osi turbiny.

W celu przepuszczenia wielkiej wody, $Q_{\max} = 3.800 \text{ m}^3/\text{sek}$, zaprojektowano pierwotnie 6 otworów jazowych, z których 4 otwory zamykane segmentami, a 2 zasuwanami Stoney'a. Rozpiętość w świetle między przyczółkami wynosiła 95 m. Progi 4 przelewów zaprojektowane zostały na rzędnej 227,50 m n. p. m., a pozostałych dwóch, zamykanych zasuwanami, na rzędnej 225,00 m n.p.m.

Część przelewowa składała się z sześciu niezależnych bloków, z których pięć konstrukcji jednokowej, zaś pozostały blok krańcowy, stanowią-

Konstrukcja każdego spośród pięciu typowych bloków zaprojektowana została jako układ sztywny, przy czym próg bloku wraz z połówkami filarów i mostem tworzył ramownicę zamkniętą. Na przestrzeni poza mostem, połówki filarów stanowiły elementy, utwierdzone sztywno w maszywie progu bloków.

Wzdłuż całej części przelewowej przebiegać miała założona w maszywie progu galeria kontrolna, łącząca się z galerią w siłowni wodnej. Każdy filar przelewów miał być zaopatrzony w szyb, prowadzący do galerii.

Fugi dylatacyjne między poszczególnymi blokami przelewowymi miały być uszczelnione za pomocą blachy miedzianej oraz szybu, wypełnionego asfaltem. Jedna ze ścian stykowych w dylatacjach posmarowana być miała produktem bitumicznym.

Poniżej bloków przelewowych zaprojektowano podłoże do niszczenia energii, również podzielone dylatacjami na bloki. Dolna ostroga podłoża do niszczenia energii miała być ubezpieczona kamieniem łamanym w siatkach z drutu.

Dno zbiornika przy blokach przelewowych projektowano ubezpieczyć płytami betonowymi oraz narzutem kamiennym.

Na wszystkich powierzchniach betonowych zapory nie przewidziano żadnej licówki ani okładziny.

Poręcze mostu nad przelewami miały być dźwigarami głównymi mostu, po których przesuwac się miał po ułożonych szynach dźwig bramowy dla obsługi górnych ścianek zakładanych na przelewach.

Dopuszczalne maksymalne naciski na podłoże fundamentu przy: to:

na piaskowce 7 kg/cm^2 ,

na łupki szare 10 kg/cm^2 .

Po obliczeniu szczegółowym bloków przelewowych zapory, maksymalny nacisk na podłoże fundamentowe wypadł $5,84 \text{ kg/cm}^2$. Dla siłowni wodnej naciski wypadły mniejsze.

Prawobrzeżna zapora ziemna stanowi zamknięcie doliny między częścią przelewową a prawym stokiem dolny i usytuowana jest w obecnym korycie Dunajca. Uszczelnienie tej części zapory zaprojektowano za pomocą rdzenia łożowego, związanego z warstwą łupków szarych. Do nasypu zapory użyty miał być materiał, pochodzący z wykopów oraz prawobrzeżnego zbocza, względnie tylko ze zbocza, przy odpowiednim doborze uziarnienia.

Ubezpieczenie narzutem stopy zapory od strony zbiornika zaprojektowano tak, aby mogło być ono wyzyskane jako ubezpieczenie grodzy prowizorycznej, zamykającej koryto rzeki. Na koronach zapór ziemnych zaprojektowano drogę z obustronnymi chodnikami.

PRZEDWOJENNY PROGRAM I ROZPOCZĘCIE ROBÓT.

Usytuowanie poszczególnych elementów zapory dawało możliwość wykonania całej zapory w dwóch fazach, jak następuje:

1. W pierwszej fazie mogły być wykonane wszelkie roboty fundamentowe elementów zapory, położonych poza rzeką, przy czym normalne odpływy Dunajca miały przepływać korytem naturalnym.

Odległość usytuowania krańcowego, prawego bloku przelewowego od koryta rzeki pozwalała na budowę grodzy prowizorycznej, chroniącej wykopy fundamentowe od wielkich wód. W tym okresie budowy i przy tym rozwiązaniu, wielkie wody mogłyby być przepuszczane korytem rzeki, przy stosunkowo niewielkim ich spiętrzeniu, wy-

wołanym zdławieniem przekroju odpływu wykonanymi grodzami. W tej fazie mogły być również wykonane: lewobrzeżna zapora ziemna, kanał odpływowy od zakładu, kanał dopływowy oraz większość wykopów kanału odpływowego od jazu. Roboty betonowe i żelbetowe, związane z budową części przelewowej oraz zakładowej zapory musiałyby być w pierwszej fazie na tyle posunięte, aby można było po ukończeniu tej fazy budowy przepuścić normalne przepływy Dunajca oraz wielkie wody przez wykonane już przelewy.

2. Druga faza budowy objęłaby zasadniczo wykonanie prawobrzeżnej zapory ziemnej oraz ukończenie elementów, wykonanych w pierwszej fazie. W związku z tym koryto naturalne rzeki musiałoby być zamknięte grodzą prowizoryczną, a woda skierowana na wykonane już w pierwszej fazie przelewy.

Skierowanie rzeki na przelewy wymagało pewnego spiętrzenia wody. Dla umożliwienia wykonania dolnej części rdzenia prawobrzeżnej zapory ziemnej, koryto rzeki musiałoby być zamknięte grodzą również od strony dolnej wody.

Opracowany też został projekt przebudowy drogi bitej na długości 4,8 km w obrębie projektowanego zbiornika.

Po ustaleniu w zasadniczych zarysach programu i terminarza robót, wykonanie robót budowlanych zapory powierzono w grudniu 1938 r. w drodze przetargu firmie „Przedsiębiorstwo Robót Inżynieryjnych Inż. Leszek Muszyński”. Umowa obejmowała wykonanie następujących elementów:

1. Budowę zapory i siłowni wodnej, tj. części budowlanej zakładu, jazu i przepławki dla ryb, prawobrzeżnej i lewobrzeżnej zapory ziemnej, kanału dopływowego i odpływowego, drogi o twardej nawierzchni, łączącej zapórę z osiedlem administracyjno-gospodarczym za sumę ogólną zł 5.395.206,50,

2. Budowę 7 murowanych budynków mieszkalnych i 5 murowanych budynków gospodarczych za sumę zł 611.740,20,

3. Wykonanie instalacji zewnętrznej, tj. stacji pomp, zbiornika i sieci wodociągowej dla zaopatrzenia w wodę osiedla i siłowni wodnej oraz budowę sieci kanalizacyjnej, sieci elektrycznej i telefonicznej za sumę łączną zł 109.347,83.

Ogólna suma umowna za powyższe roboty wynosiła zł 6.116.294,53. (Cement dostarczało Kierownictwo Budowy bezpłatnie loco wagon stacja wydawcza).

Termin umowny ukończenia wszystkich robót budowlanych wyznaczony został na dzień 15.V. 1941 r.

Projekt zapory przewidywał wykonanie:

1) wykopów — 227.000 m^3 ,

2) nasypów — 143.000 m^3 ,

3) betonów i żelbetów — 64.000 m^3 .

Do dnia wybuchu wojny, tj. do 1.IX.1939 r., firma Leszek Muszyński urządziła plac budowy, wybudowała w stanie surowym 5 budynków kolonii mieszkalnej i wykonała część wykopu pod siłownię i jaz, część nasypu lewobrzeżnej zapory ziemnej oraz wybudowała częściowo drogę od zapory

do osiedla. Firma wykonała powyższe roboty za ogólną sumę około 800.000 zł.

W związku z działaniami wojennymi wszystkie prace zostały przerwane, a dwie kolejne wielkie wody wiosenne Dunajca rozmyły ochronne grodze ziemne i zamuliły wykop.

PRZEBIEG BUDOWY W CZASIE WOJNY.

Stworzony przez okupanta Urząd Budowy Nowych Zapór z siedzibą w Rożnowie rozpoczął z wiosną 1940 r. roboty przy wykończeniu zapory w Rożnowie i polecił opracowanie nowego projektu zapory w Czchowie biurowi konstrukcyjnemu „Neubaubüro Innwerke”, Töging am Inn. W opracowanym w 1941 r. projekcie biuro to zachowało zasadnicze założenie podziału zapory na lewo i prawobrzeżną zaporę ziemną, część zakładową i przelewową ale wprowadziło pewne zmiany w porównaniu z projektem polskim.

Dane charakterystyczne projektu tego przedstawiały się jak następuje:

- 1) pojemność zbiornika 10,3 mio m³,
- 2) powierzchnia zalewu 317 ha,
- 3) poziom piętrzenia normalnego 234,00 m n. p. m.
- 4) wahania zwierciadła wody 1,50 m,
- 5) całkowita długość zapory 430 m,
- 6) spadek użyteczny 6,7 — 8,2 m,
- 7) ilość turbin 2 szt.
- 8) przepływ 1 turbiny 51 m³/sek.
- 9) moc 1 turbiny 5075 KM.
- 10) produkcja roczna około 34 mio kWh.

po 15,0 m, zamykanych dwudzielnymi zasuwami Stoney'a, tzw. typu hakowego, o łącznym świetle między przyczółkami 93 m i o progu przelewowym na rzędnej 225,00 (rys. 6).

Na całej powierzchni płyty jazowej i dolnych powierzchniach pionowych filarów przewidziana była wyprawa utwardniona.

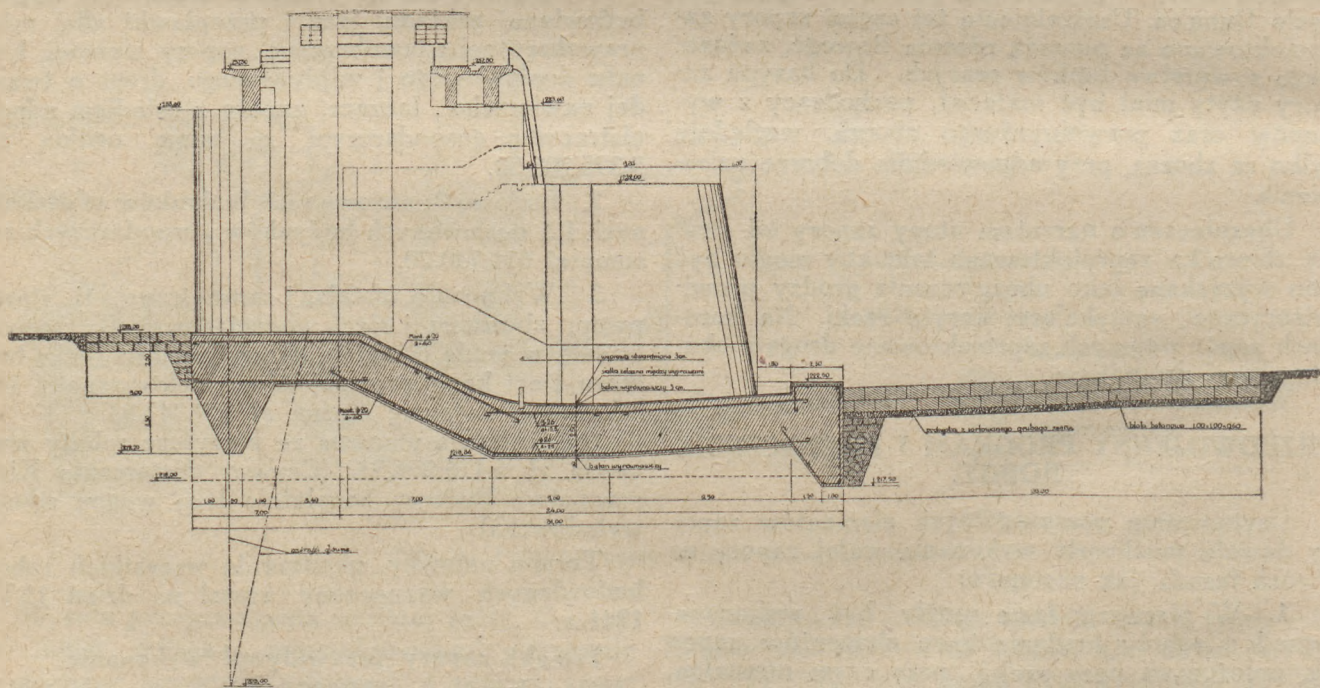
Poza tym projekt ten odrzucił koncepcję mostu drogowego przez Dunajec nad jazem, połączenie zaś drogowe z drugim brzegiem przewidziano jedynie za pomocą promu elektrycznego w Tropiu, tj. od zapory 2,5 km w górę rzeki. Uszczelnienie wałów ziemnych zostało zmienione z jądra ilowego na podwójną okładzinę z płyt betonowych na skarpie od strony wody górnej, opartych na ściankach szczelnych stalowych, wbitych przez aluwium do skały u stopy skarpy odwodnej.

Usytuowanie osi zapory uległo nieznacznej zmianie, natomiast głębokość fundowania zmniejszała się znacznie.

Przedmiary kosztorysowe obejmowały wykonanie:

- | | |
|-----------------------|--------------------------|
| 1) wykopów | — 273.000 m ³ |
| 2) nasypów | — 154.000 m ³ |
| 3) betonów i żelbetów | — 54.500 m ³ |

Projekt ten przewidywał tylko dwa szwy dylatacyjne: pierwszy między działowym fłarem jazowym a siłownią, drugi pomiędzy blokiem zakładu a blokiem przepławki i hali montażowej zakładu. Cała część przelewowa (jaz) zaprojektowana została bez szwów dylatacyjnych i tak też wykonano płytę jazową o grubości 2,50 m i o wymia-



Rys. 6. Przekrój płyty jazowej z widokiem na filar.

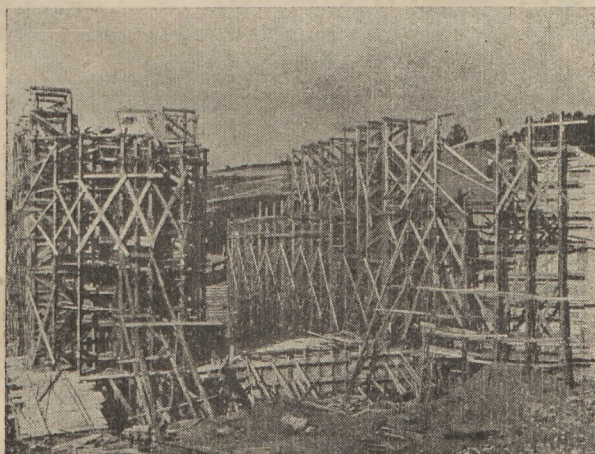
Jak widać z powyższych danych, projekt niemiecki obniżył o 1 m poziom piętrzenia wody w zbiorniku, co spowodowało zwiększenie wahań dobowych (z 1,14 m na 1,50 m), przy jednoczesnym zmniejszeniu pojemności zbiornika z 13,8 na 10,3 mio m³. Projekt niemiecki przewidywał wykonanie 5 otworów jazowych o rozpętości w świetle

rach w planie 103 x 31 m wbrew opinii pracujących wówczas naszych inżynierów (o skutkach tego błędu później).

Fundamenty filarów jazowych i przyczółka posadowione zostały na rzędnych od 217,75 do 218,00 na łupkach siwych, zaś fundament filara działowego na rzędnej 216,00 na konglomeratach

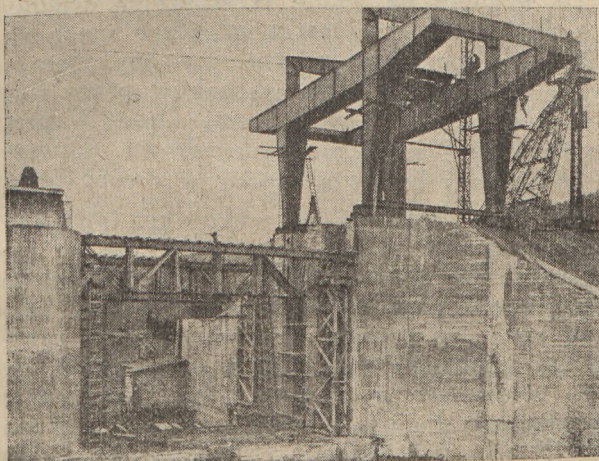
Stopy fundamentów filarów zostały uzbrojone prętami stalowymi $\varnothing$ 26 mm i zabetonowane w I fazie do dolnej krawędzi płyty. Płyta jazowa została podwójnie uzbrojona prętami $\varnothing$ 26 mm w kierunku osi zapory. Całą płytę w czasie betonowania podzielono szwami roboczymi prostopadłe do osi jazu na 11 części (po dwa szwy na każdym otworze jazowym).

Najpierw zostały zabetonowane części płyty pod filarami i przyczółkiem, czyli betonowano co drugie pole, podzielone szwami roboczymi. Po rozszalowaniu tych części i po skuciu powierzchni szwów roboczych zabetonowano pozostałe części płyty. Następnie zostały wykonane wiercenia i zastrzyki cementowe uszczelniające w celu wzmocnienia podłoża pod stopami fundamentów filarów. Na zabetonowanej już płycie jazowej ustawiano rusztowania z kratownic drewnianych i wykonywano deskowania dla całych filarów lub przyczółka. W gotowych deskowaniach ułożono zbrojenie i zabetonowano całość w jednej fazie.



Rys. 7. Rusztowania i szalunek przyczółka i filara jazu (lipiec 1943 r.).

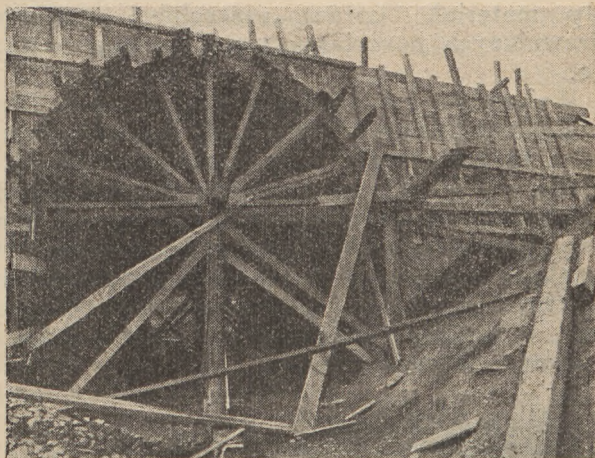
Pod progiem jazowym wykonano następnie zasłonę uszczelniającą, wykonywując otwory wiertnicze o $\varnothing$ 80 mm do rzędnej 208,00 i zastrzykując pod ciśnieniem do 7-miu atmosfer mleko cementowe.



Rys. 8. Dźwig portalowy 40-tonowy i rusztowania wiszące dla szalunków belek jezdnych dźwigu bramowego (listopad 1943 r.).

Ogółem wykonano pod płytą jazową 116 otworów, o łącznej długości 1132 mb i zastrzyknięto 1026 ton cementu.

Po wykonaniu filarów i rozszalowaniu ich ułożono rusztowanie wiszące kratowe, na którym ustawiono deskowania dla belek jezdnych dźwigu bramowego. Deskowanie ustawiano ze strzałką odwrotną o wielkości do 10 cm. Po ułożeniu zbrojenia i zabetonowaniu belek, strzałka zniwelowała się.



Rys. 9. Szalunek przepustu na Graniczniku (listopad 1943 r.).

Wykonanie tych robót budowlanych zapory i zakładu poruczone było firmie „Beton und Monierbau“ A. G. umową z dnia 19.IX.1941 r. za ogólną sumę zł 14.986.779,30.

Firma ta przejęła inwentarz firmy „L. Muszyński“, uzupełniła go i przystąpiła do budowy w czerwcu 1942 r. Na skutek ogólnie znanych wypadków, roboty zostały przerwane w końcu lipca 1944 r. W tym okresie czasu wykonano wykop pod fundamenty jazu i zakładu, częściowo wykonano kanał dopływowy i odpływowy. Ogółem wykonano około 222.000 m³ wykopu i około 25.000 m³ nasypu. Zabetonowano: prawy przyczółek ze skrzydłami, płytę jazową, wszystkie (4) filary jazowe, część filara działowego i częściowo fundament pod zakład i rozdzielnię. Razem ułożono około 30.600 m³ betonu. Wykonano również częściowo okładzinę kamienną — ubezpieczenie lewego brzegu kanału odpływowego. Firma ta wybudowała 10 baraków, w tym 6 mieszkalnych oraz wykonała ujęcie wody przy Dunajcu wraz z siecią wodociagową i zbiornikiem. Ogółem wykonano robót za sumę około 9.168.000 zł. Poza tym został zakończony 1 dom murowany kolonii mieszkalnej wg polskich planów.

Po przerwaniu robót w lipcu 1944 r. firma B. u. M. zdemontowała i wywiozła niemal wszystkie urządzenia placu budowy i cały inwentarz nie tylko własny, ale także firm „L. Muszyński“ i Z. R. H., który był przewieziony z Rożnowa do Czchowa.

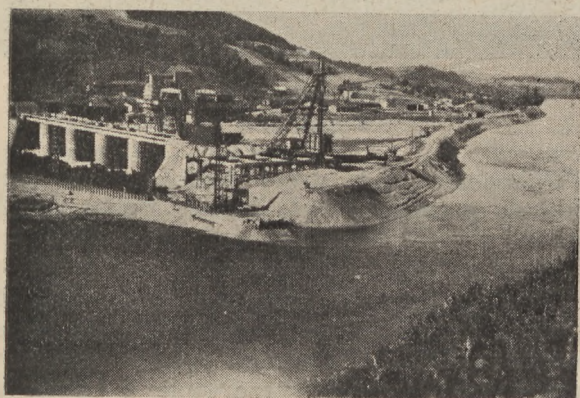
Na placu budowy pozostały tylko: 1) dźwig linowy bez motorów i nastawników, częściowo zdemontowany, 2) znikoma część uszkodzonego inwentarza ruchomego i 3) fabryka betonu, zupeł-

nie zdemontowana. Zaznaczyć trzeba, że w czasie wykonywania robót czynnych było około 75 silników elektrycznych, o różnej mocy, na placu budowy i w warsztatach.

Wykonanie i montaż zasuw jazowych, ścianek zakładanych górnych i dolnych, zamknięcia zapasowego i mechanizmów podnoszących zasuwę w ilości ogólnej około 760 ton poruczono zakładom Kruppa. Firma ta dostarczyła na plac budowy tylko konstrukcję zasuw i rozpoczęła montaż 4-ch zasuw dolnych. Po przerwaniu robót prawie cały materiał, oprócz uszczelnień gumowych i drewnianych, pozostał na placu budowy w Czchowie.

Wykonanie i montaż turbin poruczono firmie J. M. Voiht (Maschinenfabrik, Heidenheim, Brenz). Firma ta dostarczyła tylko część zamówienia.

Dla obsługi ścianek zakładanych i hali maszyn zmontowany został częściowo przez firmę C. Hausmann (Maschinenfabrik, Stuttgart-Feuerbach) dźwиг portalowy o nośności 40 ton. Dźwиг pozostał, tylko wszystkie motory i nastawniki zostały wywiezione, a instalacja elektryczna i mechaniczna — częściowo zdemontowana.



Rys. 10. Widok na plac budowy z prawego brzegu Dunajca (sierpień 1946 r.).

PRZEBIEG BUDOWY PO WOJNIE.

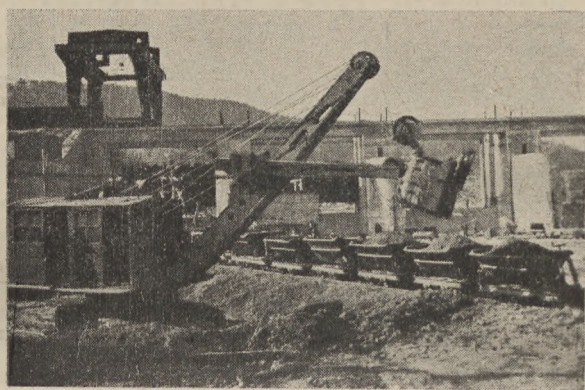
Wkrótce po wkroczeniu wojsk radzieckich do Czchowa w dniu 18 stycznia 1945 r., zostało reaktywowane „Państwowe Kierownictwo Budowy Zbiornika Wodnego na rzece Dunajcu w Czchowie”, które na podstawie upoważnienia Pełnomocnika Rządu na powiat Brzesko otrzymało karabin, uzbroiło straż porządkową i przystąpiło do wykonania niezbędniejszych robót zabezpieczających i konserwacyjnych do czasu powierzenia robót firmom.

Na skutek wywiezienia przez Niemców wszystkich urządzeń placu budowy, a także agregatów pompowych, cały wykop był zalany wodą od sierpnia 1944 r. do lutego 1946 r.

Zasadniczo, wobec znacznego zaawansowania robót, zdecydowano realizację projektu z czasów niemieckich z pewnymi jednak zmianami, a mianowicie: 1) podniesiono normalne piętrzenie zwierciadła wody w zbiorniku z rzędnej 234,00 na 234,50 m n. p. m., co powoduje zmniejszenie wahań dobowych z 1,50 m na 1,30 m, a zwiększenie

pojemności zbiornika z 10,3 mio m³ do 12 mio m³, 2) zaprojektowano układ dróg i dojazdów na koronie zapory ziemnej w celu umożliwienia (w przyszłości) budowy mostu drogowego na wydłużonych od strony wody dolnej częściach filarów, 3) zaprojektowano również budynek rozdzielni przy zakładzie i usytuowano go na innym miejscu z tej samej przyczyny, co w punkcie 2, 4) zmieniono nachylenie skrapy odwodnej z 1:1,5 na 1:2.

Po przedyskutowaniu szeregu różnych rozwiązań uszczelnień tam ziemnych (między innymi przepony żelbetowej, opartej na stalowych ściankach uszczelnionych w osi zapory), ze względu na stan zaawansowania robót ziemnych, pozostawiono sposób uszczelnienia, zaprojektowany za czasów okupacji, t. podwójną okładzinę z płyt betonowych o wymiarach 2,0 x 3,0 m i o łącznej grubości 40 cm. Dolna warstwa płyt, posmarowana zostanie dwukrotnie asfaltem. Szwy między płytami każdej warstwy również uszczelnione będą asfaltem. Płyty te służyć będą jednocześnie jako ochrona przed rozmyciem tam ziemnych od stro-



Rys. 11. Bagier elektryczny o pojemności łyżki 1 m³ (sierpień 1946 r.).

ny zbiornika. Ponadto zaprojektowano także przepławkę dla ryb w ten sposób, ażeby wlot do niej od strony wody dolnej znajdował się w bezpośrednim sąsiedztwie wylotów turbinowych.

Ze względu na znane powszechnie trudności przy dostawach, zwłaszcza urządzeń mechanicznych — a doceniając z drugiej strony znaczenie stopnia czchowskiego dla warunków pracy siłowni w Rożnowie — Departament Dróg Wodnych Ministerstwa Komunikacji zdecydował dokończenie robót przy budowie zapory w dwóch fazach:

W I fazie postanowiono wykończyć tylko część przelewową zapory (jaz), kanały dopływowy i odpływowy oraz grodzę dookoła części zakładowej, następnie zamknąć obecne koryto Dunajca i przerzucić rzekę na gotowy jaz oraz wykonać prawobrzeżną zapórę ziemną, a to w celu jak najszybszego utworzenia prowizorycznego zbiornika wyrównawczego dla pracy siłowni wodnej w Rożnowie. W celu odgradzenia i zabezpieczenia przed zalaniem dołu fundamentowego zakładu, zaprojektowana została prowizoryczna grodzia, składająca się z dwóch ścian z bali drewnianych grubości 14 cm, spasowanych na zacios kątowy i ustawionych

pionowo w fundamentach betonowych, których górna krawędź pokrywa się z rzędnymi dna odpowiednich kanałów. Ściany grodzy, rozstawione w świetle na 4,5 m, są stężone systemem ściąгов żelaznych i wypełnione wewnątrz gliną (warstwa pionowa o szerokości 1 m od strony parcia wody) i materiałem żwirowym.

W II fazie postanowiono wykonać pozostałe części zapory, tj. zakład, przepławkę dla ryb, hałę montażową, rozdzielnię i lewobrzezną zaporę ziemną.

W lipcu 1945 r. został ogłoszony przez Departament Dróg Wodnych Ministerstwa Komunikacji przetarg na roboty opisane w I fazie, po czym przystąpiono do opracowania projektu siłowni wodnej, przepławki dla ryb i rozdzielni.



Rys. 12. Betoniarka (750 l) na tle rozmontowanej przez okupanta fabryki betonu (październik 1946 r.).

Przy przetargu utrzymała się firma „Inż. St. Plebański i St. Nowak”. Umowa została podpisana dnia 4 sierpnia 1945 r. W październiku 1945 r. roboty powyższe przejęte zostały przez „Społeczne Przedsiębiorstwo Budowlane” (S. P. B.). Firma ta przystąpiła do urządzenia placu budowy i do poszukiwania i skupu odpowiedniego sprzętu, maszyn i narzędzi, w czym napotykała na bardzo duże trudności. Do wiosny 1946 r. firma wyszukała i sprowadziła na plac budowy w Czchowie część potrzebnego sprzętu, zainstalowała agregaty pompowe, wypompowała wodę z wykopu, urządziła częściowo plac budowy i przystąpiła do robót kosztorysowych.

W 1946 r. niżej wymienione firmy prowadziły następujące roboty przy budowie zbiornika i zapory w Czchowie:

1. „Społeczne Przedsiębiorstwo Budowlane”,
2. Przedsiębiorstwo Budowlane „Roman Kępski”,
3. „Państwowe Przedsiębiorstwo Robót Komunikacyjnych”,
4. Przedsiębiorstwo Inżynierjno Budowlane „Inż. Czesław Podlecki”,
5. Przedsiębiorstwo Inżynierjno - Budowlane „Żelbet”,
6. Biuro Inżynierjno-Budowlane „B. C. H.”.

Z firmą S. P. B. zostały zawarte 4 umowy: 1-sza z dnia 4.VIII.45 r. na roboty, przewidziane w I fazie, z których w 1946 r. wykonano:

- | | |
|---|---------------------------|
| a) montaż i zabetonowanie opierzeń wnek za suw, ścianek zakładanych górnych i dolnych oraz zamknięcia zapasowego, | |
| b) przewizoryczną grodzę, zabezpieczającą dół fundamentowy zakładu, | |
| c) betonów i żelbetów | — 3.000 m ³ , |
| d) nasypów | — 13.750 m ³ , |
| e) wykopów | — 42.200 m ³ , |
| f) narzutu kamiennego | — 4.100 m ³ , |
| g) okładziny kamiennej | — 1.200 m ³ , |
| h) deskowań | — 3.850 m ³ , |
| i) wyprawę utwardzoną na całym jazie | — 3.260 m ² , |
| j) zabito ścianek szczelnych stalowych | — 550 m ² . |

Wyprawę utwardzoną-odporną na ścieranie wykonano, dzieląc każde pole między filarami na cztery pasy prostopadle do osi zapory. Najpierw na skutą i dobrze wymytą powierzchnię płyty położono warstwę wyrównawczą z zaprawy o dozowaniu cementu 500 kg/cm³, następnie położono siatkę żelazną z drutu $\varnothing$ 2 mm, przymocowano



Rys. 13. Siatka żelazna ułożona na warstwie wyrównawczej na płycie jazu (październik 1946 r.).

ją kotwami, poprzednio zabetonowanymi w odstępach 1 x 1 m, a na siatce ułożono drugą 3 cm warstwę wyprawę o zawartości cementu 700 kg/m³ z grysu i piasku bazaltowego z kamieniółmów świdnickich $\varnothing$ od 0 do 15 mm, dobrze ubijając i zacieraając starannie puckami stalowymi.

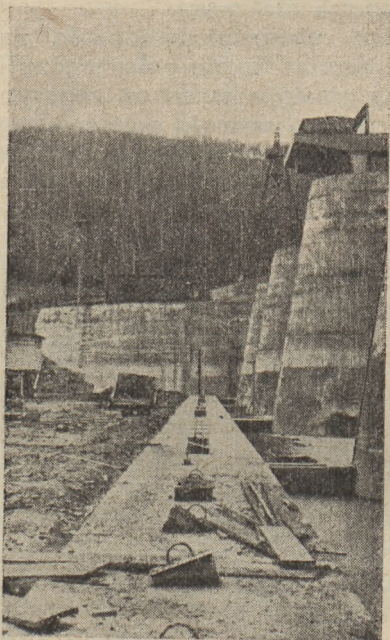
2-ga umowa z dnia 8.III.1946 r. na roboty wodociągowo-kanalizacyjne w 4 budynkach kolonii mieszkalnej zrealizowana została całkowicie do grudnia 1946 r.

3-cia umowa z dnia 15.VII.46 r. na wykonanie wierceń i zastrzyków cementowych obejmowała zastrzyki uszczelniające w płycie progowej jazu.

Skutki błędu, jaki popełnili Niemcy przy budowie zapory w Czchowie, o którym już wspomni-

nałem, a polegającego na wykonaniu całej płyty jazowej o wymiarach 103 x 31 m i grubości 2,5 m, jako jednego monolitu, ukazały się już w kilka miesięcy po zabetonowaniu. Na wszystkich szwach roboczych powstały pęknięcia od 1 do 5 mm przez całą grubość płyty. W celu uszczelnienia płyty jazowej i zabezpieczenia zbrojenia jej przed rdzewieniem zaprojektowano wykonanie wierceń i zastrzyków z mleka cementowego w stosunku 1:2 i 1:1.

Wykonano na pierw rowek w kształcie jaskółczego ogona wzdłuż pęknięcia, tj. wzdłuż każdego szwu roboczego, następnie ustawiono w odstępach co 2,5 m kawałki rur i zabetonowano, tworząc w ten sposób uszczelnienie pęknięcia od góry i boków płyty. Po 7 dniach wywiercono otwo-



Rys. 14. Dolny próg płyty jazu po nałożeniu wyprawy (grudzień 1946 r.).

ry poprzez ustawione rury prawie do spodu płyty jazowej, a następnie wstrzyknięto pod ciśnieniem mleko cementowe. W czasie wykonywania zastrzyków okazało się, że ułożony za czasów okupacji beton płyty jest nieszczelny, gdyż mleko cementowe wydostawało się z płyty pomiędzy pęknięciami. W miejscach wycieków wykonano otwory i zastrzyknięto w nie mleko cementowe. Wykonywując więc wspomniane zastrzyki, uszczelniono nie tylko pęknięcia, lecz również całą płytę jazową. Zostało wykonanych 105 otworów $\varnothing$ 66 mm i zastrzyknięto 27.750 kg cementu.

Projektowane są również zastrzyki po osi ścianki szczelnej stalowej, wbitej u spodu skarpy odwodnej tam ziemnych.

4-ta umowa z dnia 20.XI.1946 r. obejmowała roboty związane z remontem i uruchomieniem dźwigu portalowego. Firma wyszukała i zakupiła potrzebny materiał i brakujące części mechaniczne i elektryczne. Montaż nastąpił z wiosną i latem 1947 r.

Umowa z Przedsiębiorstwem Budowlanym „Roman Kępski” na wykonanie 4 domów kolo-

ni mieszkalnej została zawarta dnia 21.XII.45 r. Firma wykonała w 1946 r. niemal całość objętych umową robót, wykończając całkowicie dwa domy mieszkalne, a dwa pozostałe wykonując w 90%.

Umowa z Państwowym Przedsiębiorstwem Robót Komunikacyjnych została zawarta dnia 23.VIII. 1946 r. na roboty, przewidziane w II fazie budowy zapory, oprócz rozdzielni, przy czym większość robót przewidziana była na 1947 r.

W 1946 r. wykonano:

- | | |
|------------|---------------------------|
| a) nasypów | — 13.000 m ³ , |
| b) wykopów | — 350 m ³ , |
| c) betonów | — 3.000 m ³ . |

Dostawę i montaż mechanizmów, podnoszących zasuwę, powierzono z przetargu firmie Przedsiębiorstwo Inżynieryjno-Budowlane „Inż. Czesław Podlecki” umową z dn. 23.VIII.46 r. Dostawa i montaż mechanizmów nastąpić miały w końcu 1947 r.

Wykonanie ogrodzenia kolonii mieszkalnej siatką ocynkowaną i drutem kolczastym powierzono z przetargu firmie „Żelbet” umową z dnia 29.X.46 r. W 1946 r. firma ta wykonała około 40% robót, tj. tylko mury oporowe z kamienia i część fundamentu betonowego pod ogrodzenie z siatki oraz słupki fundamentowe pod ogrodzenie z drutu.

Dokończenie przebudowy 4,7 km drogi bitej w obrębie zbiornika w Czchowie powierzono z przetargu firmie „Biuro Inżynieryjno-Budowlane B. C. H.” umową z dnia 18.III.1946 r.

W roku 1946 firma ta wykonała:

- | | |
|-------------------------------|--------------------------|
| a) wykopów | — 4.600 m ³ , |
| b) nasypów | — 6.600 m ³ , |
| c) okładziny kamiennej | — 2.800 m ² , |
| d) betonów | — 100 m ³ , |
| e) murów oporowych z kamienia | — 325 m ³ , |
| f) płyt betonowych | — 800 m ² , |

Referat wywłaszczeniowy Czchów — Rożnów wykonał w 1946 r. następujące prace:

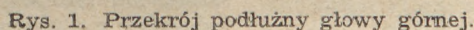
Na obszarze projektowanego zbiornika w Czchowie w 7 gminach katastralnych, na powierzchni około 436 ha, przeprowadzono reambulację katastru, sprostowanie ksiąg gruntowych, pomiarzenie wyżej podanej powierzchni w terenie oraz osadzono graniczniki. Sporządzono również wnioski do wywłaszczenia oraz plany sytuacyjne do intabulacji i przeprowadzono administracyjne postępowanie wywłaszczeniowe.

Koszt wywłaszczenia około 189 ha (pozostałe 247 ha nie podlega zapłacie, jako dobro publiczne), oczyszczenia terenu o powierzchni 436 ha pod zbiornik oraz podniesienia cmentarza, łącznie z kosztami przeprowadzenia prac wymienionych wyżej oraz kosztami administracyjnymi wyniesie około 60.000.000 zł. W 1946 r. została wydatkowana na ten cel kwota 31.000.000 zł.

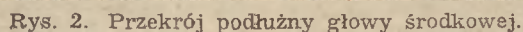
Powyższy opis podaje stan realizacji budowy na dzień 1 stycznia 1947 r., t. zn. obejmuje tylko roboty, wykonane do 1946 r. włącznie.

Dalszy przebieg budowy w 1947 r. oraz szczegóły, odnoszące się do projektu i wykonania konstrukcji mechanicznych (zamknięć jazowych, turbin, generatorów, rozdzielni itp.) podane zostaną oddzielnie.

Najniebezpieczniejsza filtracja była w głowie środkowej, gdyż jedna tylko ścianka szczelna poprzeczna nie stwarzała w żadnym wypadku dosta-



tecznej drogi dla pokonania ruchu wody filtracyjnej, jeżeli jeszcze dodamy wodę wgłębną, która w postaci źródełek bije tuż poniżej ścianki poprzecznej w głowie środkowej, jasnym jest powód podmycia fundamentów.



Z oględzin pali fundamentowych wysnuto wniosek, że ruch wody filtracyjnej musiał się odbywać kilka dziesiątków lat, gdyż obwód pali fundamentów i szczeliny w ściankach szczelnych są wyługowane przez wodę. Niewątpliwie do naruszenia równowagi gruntu pod komorą śluzy przyczyniły się wstrząsy podczas ostatnich działań wojennych (wysadzenie wrót śluzy).

Śluza Paniewo znajduje się na przesmyku łączącym jezioro Paniewo i jezioro Krzywe. Celem zbadania miejscowych warunków hydrologicznych Departament Dróg Wodnych Min. Kom. zaprosił do współpracy Państwowy Instytut Geologiczny. Na podstawie orzeczenia Dra Józefa Gołąba ustalono, że teren ten leży na obszarze pola zendrowego. Pole zendrowe składa się w zasadzie z utworów fluwiogłacyjnych i zastoiskowych. Utwory fluwiogłacjalne są w postaci skośnie uwarstwionych piasków z wkładkami żwirów.

Podścielone one są na terenie śluzy łamami zastoiskowymi, zawierającymi luźne głazy. Iły powyższe stanowią równocześnie warstwę nieprzepuszczającą dla poziomu wód gruntowych płytkich.

W środkowej głowie śluzy, od dolnej strony ścianki szczelnej, zaobserwowano dwa źródła. Jedno źródło wykazuje przy wypływie wody rytmiczne wydzielanie się baniek gazowych, temperatura tej wody wykazuje pochodzenie z głębokości powyżej 30 m. Wydajność gazu praktycznie określono na 0,022 litra/min. dwutlenku węgla (CO_2).

Zjawisko wydzielającego się gazu jest bardzo interesujące z tego względu, że teren ten leży na t. zw. synklinie nowogródzkiej, należącej do siodła wołkowyskiego. W związku z tym, zachodzi możliwość istnienia pewnych linii dyzlokacyjnych, wzdłuż których szczawy mogłyby się przedostać ku górze.

Obok źródła wydzielającego CO_2 jest źródło znacznie silniejsze i silnie utlenione, pochodzące również z głębszych poziomów. Fakt istnienia obok siebie dwu źródeł o różnej zawartości gazowej świadczy o tym, że źródło o zawartości CO_2 zasługuje na większą uwagę.

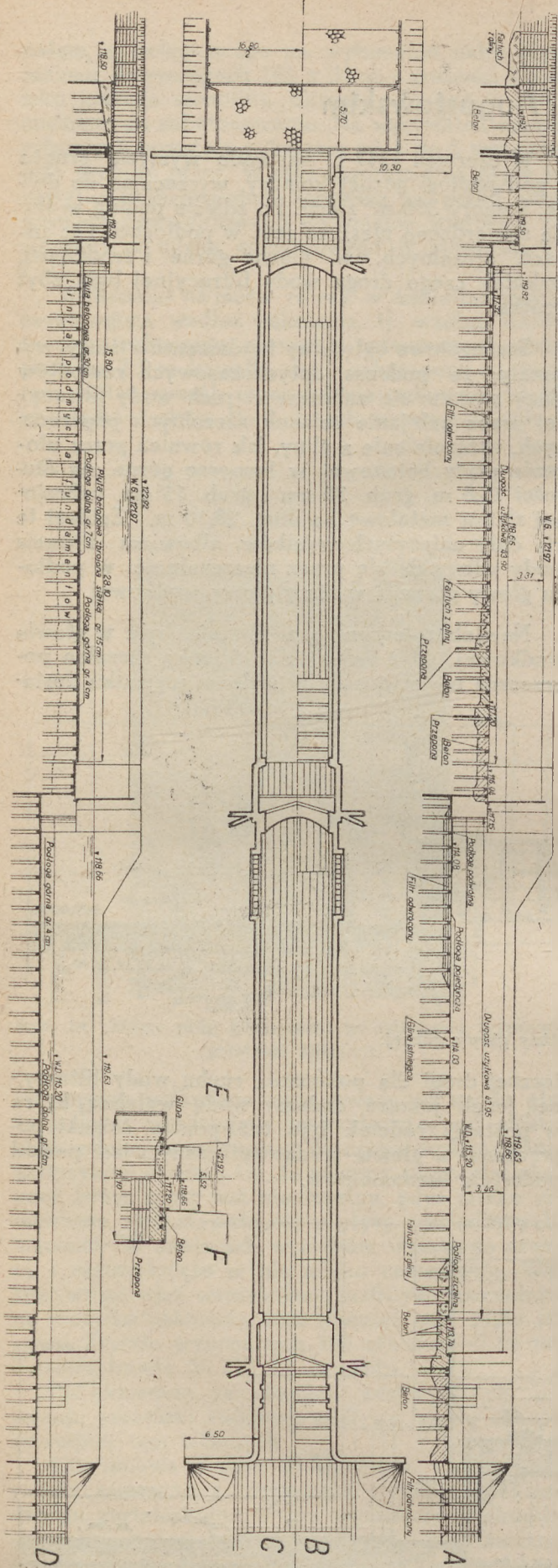
Nie bez znaczenia (może i praktycznego) byłoby wykonanie otworu wiertniczego w pobliżu źródła, co najmniej do głębokości 50 m.

Jak wspomniano wyżej, przyczyną awarii była niedostateczna długość drogi filtracyjnej. Zadaniem projektu odbudowy było wytworzenie konstrukcji podłoża śluzy celowej, taniej i szybkiej w wykonaniu, aby przerwę w eksploatacji śluzy skrócić do minimum.

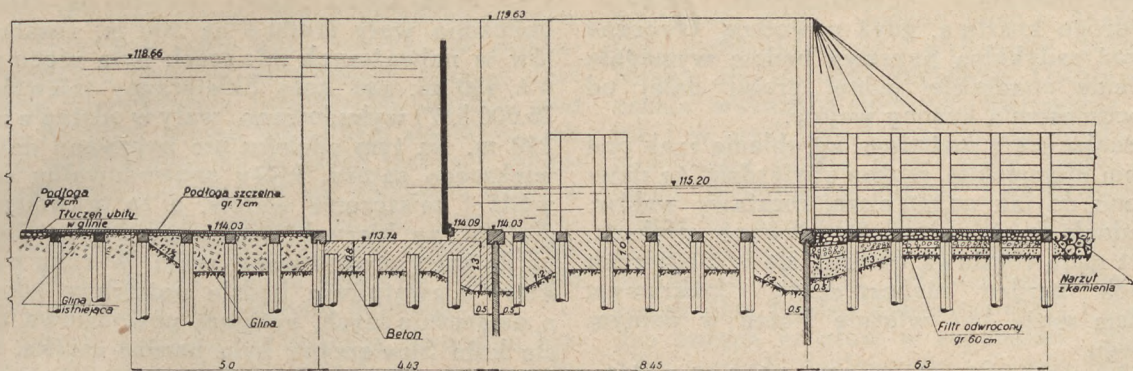
Jako zasadę przyjęto, że poszczególne głowy śluzy mają pracować jako jazy, podłoże jej nie może pracować pod wyporem, nadto że należy uniknąć dodatkowego zabicia ścianek szczelnych z uwagi na istniejące mury komory.

Spad głowy górnej wynosi 3,31 m. Niezbędna długość drogi filtracyjnej wg wzoru Lane przy podłożu z grubego piasku $L_f = 3,31 \times 5 = 16,55$ m.

Dla zadość uczynienia temu warunkowi zaprojektowano w ponurze obrukowany fartuch z gliny, o grub. 1,0 m, na dług. 5,00 m oraz przestrzenie między ściankami szczelnymi o dług. 13,25 m zaprojektowano płytę betonową o grub. 0,8 m



A i B — przekrój i plan śluzy po odbudowie,
C i D — „ „ „ przed odbudową.
E i F — przekroje poprzeczne komory górnej.



(rys. 1). Długość istniejących ścianek do obliczeń przyjęto 3,50 m, tą drogą otrzymano $L = 17,2$ m.

Spad na głowie środkowej wynosi 3,46 m, potrzebna długość $L = 1730$ m. Głowa środkowa posiada tylko jedną ściankę szczelną, bicie dodatkowych ścianek nie było wskazane ze względów konstrukcyjnych; zaprojektowano przeto dwie przepony z balij drewnianych, o grub. 12 cm, zagłębionych w grunt na 1,70 m, fartuch z gliny z ubitym tłuczniem na dług. 480 m i grub. 0,8 m oraz płytę betonową o dług. 12,79 m, stąd $L = 20$ m.

Spad głowy dolnej wynosi 3,46 m, wymagana długość filtracyjna $L = 18,30$ m. Dla otrzymania

odpowiedniej drogi filtracyjnej zaprojektowano płytę betonową pomiędzy ściankami szczelnymi o grub. 0,8 m i fartuch z gliny z warstwą ubitego tłucznia, stąd $L = 19,6$ m.

Konstrukcję podłoża komór zaprojektowano jako wodoprzepuszczalną z zastosowaniem odwróconego filtra z 3 warstw o łącznej grubości 60 cm. Dla zapewnienia dnu komór służy należytej trwałości filtr został przykryty nieuszczelną podłogą drewnianą o grub. 7 cm.

Roboty przewidziane projektem zostały ukończone w listopadzie 1947 r.

INŻ. ANDRZEJ BROCHOCKI

Kilka uwag o regulacji Warty i Noteci

W dolnym biegu Noteci od Strzelc Kraińskich do ujęcia koło Santoku co roku zdarza się większe lub mniejsze powodzie. Alarmy powodziowe często są ogłaszane w czasie, gdy w innych dzielnicach o możliwości wylewu rzek wcale się nie myśli. Jest to okres, gdy nastają mrozy i płynie duża kora. Nawet przy stosunkowo niskich wodostanach wały ulegają zniszczeniu wskutek przelania się wody przez koronę i duże obszary okolicznych gmin zostają zalewane, zaś miejscowa ludność musi być ewakuowana razem z inwentarzem.

W ciągu zimy 1945/46 woda przełała się kilkakrotnie przez groble nadrzeczne. Raz wały zostały tylko nieznacznie uszkodzone, gdyż były zamrożone na dużą głębokość, co je uchroniło od zniszczenia. Za drugim razem wały nie wytrzymały i na terenie gminy Lipki Wielkie zostały przetrwane na długość paruset metrów, wskutek czego powstały duże szkody i straty. Gmina Lipki była częściowo ewakuowana w czasie największych mrozów.

Z nastaniem mrozów jesienią 1946 r. znowu utworzył się zator, który dzięki energicznej akcji miejscowych władz został zlikwidowany. Wiosną 1947 r. w okresie ruszania lodów była też groźna, most w Santoku był zagrożony, okoliczne tereny zalane, gdyż woda znowu przelewała się przez wały.

Przyczyną tych z mowych powodzi jest tu wadliwe zaprojektowanie ogroblenia Noteci. Notec w swym dolnym biegu, przed ujściem do Warty, jest obwałowana stosunkowo niskimi wałami, liczącymi prawdopodobnie na wielką wodę letnią. Wytniesienie wałów ponad lustro wielkich wód, zapewne dla oszczędności, było przyjęte nieduże, a w dodatku trasę wałów, również przypuszczalnie przez oszczędność, prowadzono najwyższymi miejscami doliny. Wskutek tego linia wałów jest pokreśniona, obfitując nieraz w ostre załamania i rozstawa ciągle się zmienia w granicach od 100 do 500 m. W miejscach, gdzie wały gwałtownie się zwężają, formują się łatwo zatory, w czasie gdy idzie duża kra. Kra zatrzymuje się zwykle w jednym ze zwężonych miejsc, woda przepływa początkowo pod kra, lecz gdy przestrzeń wolna ulegnie zapchaniu, wówczas woda zaczyna się piętrzyć i w razie niezbyt szybkiego rozbicia zatoru, przelewa się przez wały, zatapiając duże przestrzenie, gdyż teren jest wyjątkowo płaski.

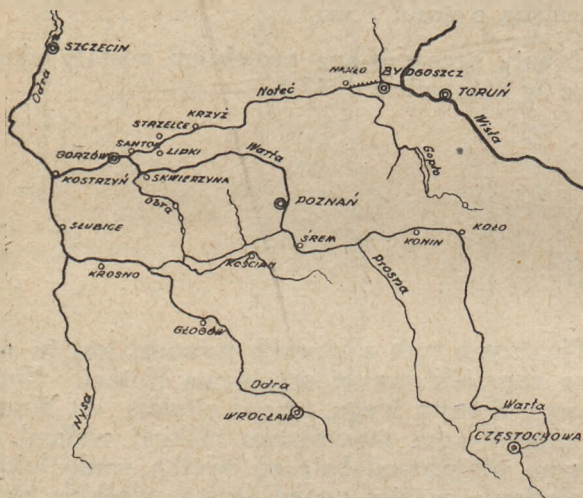
Wobec ciągle powtarzających się powodzi i wobec zapewne zbyt wielkich strat — powstał projekt przesunięcia lewego wału dalej od rzeki, przy założeniu minimalnego odstępu 450 m. Widocznie straty wskutek ciągłych powodzi musiały być bardzo znaczne, jeżeli proponowano aż tak kosztowną meliorację. Błędy, spowodowane niedość

rzeczym projektem i nieprzemyślaną decyzją, obecnie drogo kosztują, gdyż powodują coroczne straty, zaś radykalna naprawa będzie wymagała przeniesienia co najmniej jednej grobli dalej od rzeki i podniesienia korony wałów.

Zapoznając się z metodami ogroblenia rzek pod b. zaborem niemieckim, można stwierdzić, że dawniej dążono do jak najmniejszej rozstawy wałów. Potem jednak rozstawy wałów dawano większe, gdyż zbyt mała rozstawa okazała się w niektórych wypadkach bardzo niebezpieczną. Jaskrawym przykładem może być właśnie Noteć w dolnym swym biegu.

Obwałowania wykonane później były już dużo lepsze, budowano wały solidniejsze, dawano wzmocnienia przy większych wysokościach itd.

Starano się jednak przy trasowaniu jak najbardziej ułatwić przepływ wielkich wód, koryto rzeki skrócić i wyprostować. Dopiero ostatnio, głównie na skutek doświadczeń prof. Wittmana z Karlsruhe, powstała dążność do projektowania kierunków wałów tak, aby wielkie wody katastrofalne, tak jak i małe wody, były kierowane, a nadmiar energii mógł ulegać stopniowemu niszczeniu wskutek większego serpentynowania rzeki.



Rys. 1.

Ogroblenie Warty na terenie b. zaboru rosyjskiego przed pierwszą wojną światową nie było nawet rozpoczęte. Dopiero w Niepodległej Polsce sprawa ta zaczęła stawać się pilną i przed wybuchem wojny w 1939 r. roboty przy budowie wałów były prowadzone w dość intensywnym tempie. W woj. poznańskim skoncentrowane one były głównie na terenie powiatów kolskiego, śremskiego i arocińskiego. Wobec dużych kosztów zdjęć sytuacyjno-niwelacyjnych projekty sporządzano przeważnie na niedużych odcinkach rzeki, na ogół nie dłuższych niż 10 km. Większość tych projektów ocalała w całości lub częściowo; z tej racji można dziś zorientować się w podstawach przyjętych do obliczenia rozstawy wałów. Rozstawa ta koło Koła i Konina nie jest mniejsza niż 500 m. Przy jednym projekcie znalazło się pismo b. Oddziału Wodno-Melioracyjnego w Łodzi, stawiające wymagania, żeby rozstawa wałów była nie mniejsza niż 500 m (zlewnia Warty ok. 13.000

km²). Niżej ujścia Prosny (zlewnia ok. 20.000 km²) obliczono wały średnio na 500 m, rozstawa wałów w największych miejscach była nieco większa niż 450 m, zaś koło Skwierzyny (zlewnia około 35.000 km²) wybudowano wały w odstępie zaledwie 250 m. Na tym odcinku nie notowano dotychczas większego zatoru, który spowodowałby dużą powódź i zniszczenie wałów, a to prawdopodobnie dlatego, że kierunki wałów są dobrze dopasowane do trasy uregulowanej rzeki. W roku bieżącym, który niewątpliwie będzie notowany jako jeden z najgroźniejszych, sytuacja powodziowa na Warcie koło Skwierzyny była bardzo ciężka. Choć i w tym roku nie było tam zatoru, ani większej powodzi, lecz niebezpieczeństwo przerwania wałów było duże i ten odcinek Warty był kilkakrotnie wymieniany w komunikatach.

W obliczonych przekrojach na małą wodę można zaobserwować podobne zjawisko. Szerokość dna, obliczoną przez inż. Rożankowskiego i obecnie przyjętą przy zabudowaniu Warty koło Konina, ustalono na 40,3 m, zaś szerokość dna w Poznaniu (zgodnie z informacją Oddziału Wodnego Zarządu Miejskiego m. Poznania) wynosi 33,5 m (zlewnia koło Konina ok. 13.000 km², koło Poznania ok. 25.000 km²). Koncentracja Warty koło Poznania była wykonana przez okupanta przed pierwszą wojną światową.

Również i założenia przyjęte przy regulacji rzeki były różne, gdyż przy robotach wykonywanych przed 1914 r. b. urzędy niemieckie dążyły do prostowania koryta rzeki, stosując większą ilość przekopów, jak np. na Warcie dolnej i na Wiśle niżej Torunia. Obecnie zaś dążeniem projektującego jest utrzymanie lustra wody rzeki w poziomie bez zmian. Nie wiem czy są robione obecnie obserwacje uregulowanych odcinków rzeki, gdyż jest to jedyna droga, którą można dojść do praktycznych i słusznych wniosków.

Również wskazanym byłoby, przy obserwowaniu odcinków uregulowanych rzeki, wyjaśnić wpływ regulacji na okoliczne grunty nadrzeczne. Charakter Warty jest tego rodzaju, że jej dolina obfituje w tereny albo nie wiele wyższe od zwierciadła wód letnich, albo nawet niższe od najniższych stanów w rzece. Takie miejsca są do dziś dniami wyłęgarnią dzikich kaczek, wyjęte całkowicie z możliwości jakiegokolwiek kultury i produkcji rolnej. Chociaż dolny bieg Warty między Gorzowem i Kostrzyniem nad Odrą znacznie wyprostowano i w związku z tym przypuszczalnie wcięto w teren i obniżono poziom przepływu wód, jednak na tym odcinku obecnie w dzimny dużą ilość stacji przepompowań na wałach. Świadcza one o tym, że pomimo obniżenia zwierciadła wód w rzece, grawitacyjne odwodnienie terenów okolicznych nie było możliwe. Przypuszczać zatem można, że przy regulacji Warty należałoby uwzględnić ewentualność głębszego wcięcia rzeki w teren.

Doświadczenie uczy, że nadmierne obniżenie zwierciadła wód w rzece może spowodować nieobliczalne straty dla uprawy rolnej gruntów okolicznych. W ostatnich latach przed wojną doświadczenie to zostało potwierdzone przy obniżeniu o pół metra zwierciadła wód w pewnym kompleksie

jezior na Wileńszczyźnie. Przed wykonaniem projektu obiecywano sobie duże korzyści w stosunkach wodnych gruntów okolicznych oraz w dość znacznym powiększeniu powierzchni zdatnej pod uprawę. Rezultat jednak nie okazał się takim, jak to sobie wyobrażano. Na dalszych terenach, pomimo nieznacznego zdawałoby się obniżenia wody w jeziorach, wystąpiły ujemne skutki przeprowadzonej melioracji. Zastanawiano się nawet poważnie nad tym, czy nie byłoby celowym spiętrzenie z powrotem wody do poziomu dawnego.

Są jednak wypadki, że znaczne skrócenie biegu rzeki nie spowodowało obniżenia zwierciadła wód. Jest tu znowu przykładem Noteć w dolnym swym biegu, którą przy regulacji skrócono ze 120 na 80 km. Rzeka pomimo znacznego zwiększenia spadku nieznacznie tylko pogłębiła swój nurt, z trudem osiagając wymagane dla żeglugi głębokości. Przyczyną tego jest prawdopodobnie twarde i zwężłe podłoże uformowane przez wody Prawiśły, która w czasach przedhistorycznych tędy płynęła.

Wreszcie nie od rzeczy będzie zastanowić się nad pytaniem, jak wielkie wyniesienie wałów ponad poziom wód katastrofalnych należy przyjąć dla Warty na poszczególnych jej odcinkach. Wszystkie starsze projekty przybijają przeważnie 0,5 m, najwięcej 0,75 m. Inż. Rożankowski przewiduje w swoim projekcie również 0,5 m na całej długości rzeki od Unieśowa do Prosny. Dopiero prof. Rybczyński w swojej ekspertyzie stawia wniosek przyjęcia wyniesienia korony wałów ponad zwierciadło wielkiej wody katastrofalnej nie mniej niż 1 m, a na odcinku Łąd — Prosna — 1,5 m.

Doświadczenia roku bieżącego wskazują, że zbyt niskie wały mogą być przyczyną ogromnych strat i że oszczędzanie na wysokości wałów przeciwpowodziowych może w konsekwencji spowodować nieobliczalne straty przy klęskach powodzi.

Plany Warty niżej ujścia Prosny nie uległy zmianie w czasie wojny i z tej racji możemy dokładnie zorientować się w założeniach i wytycznych, którymi powodowali się projektujący jej regulację.

Głównymi elementami każdego projektu regulacji jest obliczenie przekroju poprzecznego rzeki i wytrasowanie jej biegu. Od szczęśliwego rozwiązania tych dwóch zagadnień przeważnie zależy wartość projektu. O ile obliczenie przekroju poprzecznego i danych hydrologicznych było sprawdzane przy projekcie górnej Warty, wyżej ujścia Prosny, o tyle zagadnienie rozwiązania projektu w rzucie poziomym, niżej ujścia Prosny, jako już wykonane, nie było wcale przedmiotem zainteresowań i badań po pierwszej wojnie światowej.

Jednak doświadczenia na Odrze i Łabie wykazały konieczność przebudowania poszczególnych odcinków rzek, gdyż do tego zmusiły wymagania żeglowności. W czasie wykonywania koncentracji Odry i Warty stosowano dość często i prawie jako regułę proste przejściowe między dwoma jednakowymi lub odwrotnymi łukami. Zwykle przy mowało, że proste winny być niedługie i za korzystną długość uznawano podwójną szerokość koryta ure-

gulowanej rzeki. Jednak później okazało się, że tak zaprojektowane i wykonane przejścia dają bardzo złe warunki żeglowne. Ostatnie doświadczenia wykazały celowość trasowania z łuku w łuk i w myśl tego Odra została przebudowana, a mianowicie proste przejściowe zastapiono krzywymi, ewentualnie łukami przejściowymi. Zagadnienie to jako zbyt obszerne i wychodzące poza ramy niniejszych uwag nie może być tutaj szerzej omawiane. Jednak przebudowa Odry na przejściach dała bardzo dobre rezultaty i pomimo bardzo dużych kosztów w zupełności opłacała się, gdyż warunki żeglowności znacznie poprawiły się. Niewątpliwie również i Warta z czasem będzie musiała być przebudowana na wzór Odry. W tej chwili to nie jest aktualne wyżej ujścia Noteci ze względu na nieduży ruch. Ale z chwilą ukończenia budowy kanału Gopło — Warta, lub w razie zapadnięcia decyzji wybudowania kanału Warta — Odra przez teren powiatów śremskiego, kościańskiego i innych, ruch na Warcie znacznie się zwiększy i ta droga wodna nabierze specjalnego znaczenia.

Plany koncentracji, wykonane przed pierwszą wojną światową, świadczą o ścisłym przestrzeganiu zasady trasowania z uwzględnieniem „prostych przejściowych”, które wstawiano między poszczególnymi łukami. Na Warcie te proste są przeważnie krótkie, lecz są i dłuższe dochodzące do 500 metrów i więcej, co stanowi ośmiokrotną szerokość koryta uregulowanego. Same łuki są krótkie i promienie łuków również nieduże.

Na odcinku — km 114,00 do km 137,00 mamy aż 43 odcinki proste z ogólnej ilości 95. W tym mamy 18 łuków krótszych niż 200 m i 20 w granicach 200 — 300 m na ogólną ilość 52 łuków. W tej liczbie promieni krótszych niż 300 m mamy 19, zaś promieni w granicach 1500 — 1800 m mamy 7. Pozostałe promienie w liczbie 26 mają długość od 300 do 900 m. Stąd widać, że projektujący koncentrację Warty nie mieli ustalonego poglądu na długość promieni i długość łuków, stosując w projekcie rozwiązania takie, jakie na łatwiej pozwalały wykorzystać istniejący bieg rzeki. Nie zwracano wcale uwagi, że przepływ w łukach o promieniach 1500 — 1800 m można upodobnić raczej do przepływu po prostej. Również nie zważano na to, że kilka łuków o tym samym kierunku połączonych prostymi właściwie należałoby zastąpić jednym dłuższym łukiem o jednym promieniu lub kombinowanym łukiem o paru promieniach, lecz z pominięciem wszelkich odcinków prostych.

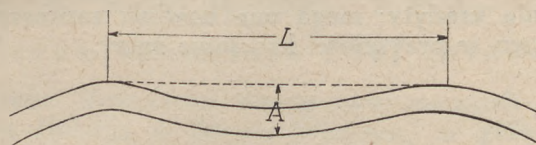
Niżej podana jest tabela dla Warty niżej Poznania (zlewnia ok. 26 000 km²), w której uwidocznione są pomierzone długości łuków oraz ich promieni, jak również stosunek L/A , który najlepiej charakteryzuje rzekę, gdyż nie wiele się ona zmieniła nawet w razie przebudowania prostych przejść owych.

Stosunek L/A jest to stosunek długości fali trasy (L), czyli odstępu między dwoma łukami wzdłuż tego samego brzegu do amplitudy (A) która jest równa odległości wierzchołka łuku jednego brzegu od stycznej łączącej dwa sąsiednie łuki przeciwnego brzegu. Wskazany jest, aby stosunek

Rzeka Warta na odcinku niżej Poznania.

L. p.	Kilometry rzeki	Odcinek	D ł u g o ś ć			Stosunek L/A	D ł u g o ś ć	
			promienia R m	cięciwy L m	amplitudy A m		łuku m	prostej m
1	113,99 — 114,200	prosta						210
2	114,200 — 114,650	łuk	950	1 200	160	7,5	450	
3	114,650 — 114,970	„	550	1 100	172	6,4	320	
4	114,970 — 115,120	prosta						140
5	115,120 — 115,510	łuk	1 700	1 000	100	10,0	390	
6	115,510 — 115,780	prosta						270
7	115,780 — 115,900	łuk	1 800				120	
8	115,900 — 116,000	prosta		1 300	300	4,3		100
9	116,000 — 116,370	łuk	430				370	
10	116,370 — 116,500	prosta						130
11	116,500 — 116,760	łuk	210				260	
12	116,760 — 117,000	prosta		1 300	285	4,6		240
13	117,000 — 117,400	łuk	1 600				400	
14	117,400 — 117,820	prosta		1 250	110	11,4		420
15	117,820 — 117,950	łuk	800				130	
16	117,950 — 118,000	prosta						50
17	118,000 — 118,200	łuk	670	1 250	152	8,2	200	
18	118,200 — 118,360	prosta						160
19	118,360 — 118,665	łuk	280	1 100	253	4,4	305	
20	118,665 — 118,880	prosta						215
21	118,880 — 119,100	łuk	350				220	
22	119,100 — 119,320	prosta						220
23	119,320 — 119,790	łuk	750				450	
24	119,790 — 119,895	prosta						105
25	119,895 — 120,110	łuk	300	1 100	180	6,1	215	
26	120,110 — 120,240	prosta						130
27	120,240 — 120,430	łuk	1 700				190	
28	120,430 — 120,550	prosta		980	140	7,0		120
29	120,550 — 121,020	łuk	550				470	
30	121,020 — 121,150	prosta						130
31	121,150 — 121,390	łuk	180	1 400	370	3,8	240	
32	121,390 — 121,790	prosta						400
33	121,790 — 121,895	łuk	300				105	
34	121,895 — 122,200	prosta		1 250	240	5,2		305
35	122,200 — 122,480	łuk	550				280	
36	122,480 — 122,560	prosta						80
37	122,560 — 122,890	łuk	1 600	640	72	8,9	330	
38	122,890 — 123,160	„	1 100	790	90	8,8	270	
39	123,160 — 123,440	prosta						280
40	123,440 — 123,580	łuk	170	800	256	3,1	140	
41	123,580 — 123,690	prosta						110
42	123,690 — 123,940	łuk	200				250	
43	123,940 — 124,080	prosta		920	325	2,8		140
44	124,080 — 124,270	łuk	300				190	
45	124,270 — 124,390	prosta						120
46	124,390 — 124,590	łuk	275				200	
47	124,590 — 124,885	„	180	1 180	520	2,3	295	
48	124,885 — 125,160	prosta						275
49	125,160 — 125,630	łuk	275	1 250	540	2,3	470	
50	125,630 — 126,050	prosta						520

ten zawierał się w granicach 4,5 do 8,0. Wobec tego, że na Warcie w dzisiejszym jej biegu znajduje się dość duża ilość odcinków prostych przejściowych, więc stosunek L/A obliczono włączając odcinki proste do całości zakola. Z tej racji przy trasowaniu z łuku w łuk stosunek L/A w rzeczywistości wypadłby nieco odmienny niż obliczony, lecz różnica nie byłaby duża.



Rys. 2.

Odcinek ten lepiej utrzymuje głębokości niż inne, stąd można sądzić, że regulacja jego więcej jest zbliżona do ewentualnej regulacji po przebudowie.

Spadek na tym odcinku wynosi 0,20‰. Zgodnie z informacjami P. Z. W. Poznań, głębokość średniej wody wynosi 145 cm, na przejściach 125 cm, która to głębokość większą część lata łatwo się utrzymuje, jako głębokość żeglowna. Przepływ 87,0 m³/sek., szerokość szlaku 58,0 m.

Projekt inż. Rożankowskiego dla Warty wyżej ujścia Proсны, liczony na 6-mies. wodę, równie obfituje w proste przejściowe. Pomimo, że odcinki proste na rzece uregulowanej definitywnie zostały uznane za szkodliwe i dające złe warunki żeglowności i pomimo, że w dzisiejszych projektach proste przejściowe ani też łuki o zbyt dużym promieniu nie są tolerowane, koncentracja Warty na odcinku ujście Proсны — Konin w dalszym ciągu jest wykonywana zgodnie z tym przestarzałym projektem.

Dla porównania, w podobny sposób jak odcinek Warty za Poznaniem, zbadano Odrę niżej Wrocławia (zlewnia 21.000 km², spadek 0,19‰ i 0,30‰, odcinek 263,4 do 402,6 km) oraz nieuregulowaną Narew koło Ostrołęki (zlewnia 23.376 km², spadek 0,145‰, odcinek od 91,25 do 117,6 km).

Narew ma dużo mniejszy spadek, 2) Odrę regulowano przewidując duży ruch na rzece, więc starano się stworzyć drogę, po której mogłyby swobodnie poruszać się długie pociągi rzeczne.

Wreszcie dla uzupełnienia powyższych danych należy podać obliczenie wartości stosunku długości cięciwy do amplitudy (L/A) dla powyższych odcinków Narwi, Odry i Warty:

Wielkość stosunku L/A	Narew nieuregulowana	Odra po przebudowie	Warta z przed 1914 roku
0 — 4	10	18	8
4 — 8	15	21	18
8 — 13	2	6	9

Tu wszystkie trzy rzeki raczej są podobne do siebie, a to z tej racji, że wielkość stosunku L/A charakteryzuje całokształt zakoli, które na Warcie składają się często nie z jednego, ale z kilku łuków i z kilku prostych przejściowych. Warta po przebudowie zachowa ten stosunek L/A , gdyż poszczególne roboty, mające na celu zastąpienie prostych przejściowych — krzywymi przejściowymi — mało wpłyną na stosunek L/A .

Wyżej podane zestawienia świadczą o tym, że przy projektowaniu koncentracji Warty i w czasie wykonywania robót przez okupanta przed pierwszą wojną światową, nie powodowano się żadnymi wytycznymi co do długości łuków. Późniejsze doświadczenia, sprawdzone w laboratoriach wodnych, wysunęły pewne wnioski. W myśl nowych zasad została przebudowana Odra i poprawki, które miały na celu głównie wyeliminowanie prostych między łukami, okazały się słuszne, gdyż w rezultacie dały lepsze głębokości żeglowne. Niewątpliwie to samo zagadnienie będzie aktualnym i na innych rzekach, a więc na Warcie. Jednak ogrom prac pilnych po znieszeniach wojennych odsuwa to zagadnienie tymczasem na okres dalszy.

Długość promieni i łuków na nieuregulowanej Narwi, Odrze i Warcie.

Długości w metrach	N a r e w		O d r a		W a r t a	
	Ilość promieni	Ilość łuków	Ilość promieni	Ilość łuków	Ilość promieni	Ilość łuków
0 — 300	9	5	2	—	19	38
300 — 1 000	20	27	37	20	25	14
1 000 — 1 500	4	2	4	21	1	—
1 500 — 2 500	—	—	3	5	7	—

Tu należy zwrócić uwagę, że Wartę regulowaną krótkimi łukami o krótkich promieniach. Regulacja Odry jest już inna, bo na Odrze przeważnie mamy dłuższe łuki o dłuższych promieniach. Przytoczone dane dla nieuregulowanej Narwi raczej są podobne do cyfr dla Odry niż Warty. Odra posiada w porównaniu z Narwią większą ilość długich łuków o dłuższych promieniach. Zrozumiałym to będzie o ile weźmie się pod uwagę, że: 1)

Zdawałoby się celowym przejrzenie obecnie projektów przedwojennych i opracowanych za czasów okupacji i ustalenie wytycznych dla realizacji tych projektów w oparciu o obserwacje wykonanych odcinków. Tego rodzaju obserwacje dostarczą nieraz bardzo cennych dla dalszych robót wykonawczych i dla indywidualnej charakterystyki rzeki.

Obserwacji na uregulowanych rzekach robi się bardzo niewiele, pomimo, że koszt tych obserwacji nie byłby bardzo duży. Raczej brak jednostek, które mogłyby i chciałyby tę pracę podjąć, gdyż jest to praca wymagająca dobrego przygotowania i nie dająca prędkich i łatwych efektów.

Niestety, przedwojennych obserwacji prawie nie posiadamy, a o ile były gdziekolwiek robione, jest to zasługą poszczególnych jednostek, których prace noszą charakter wybitnie pionierski.

INŻ. ZBIGNIEW DZIEWOŃSKI

Rozbudowa dorzecza Tennessee

CZĘŚĆ I.

A. Uwagi wstępne.

B. Region Tennessee i T. V. A.

- 1) Rzeka Tennessee i jej dorzecze.
- 2) Sytuacja regionu przed powstaniem T. V. A.
- 3) Historia powstania i prawne podstawy działania T. V. A.

C. Rozwiązanie techniczne.

- 1) System zbiorników.
- 2) Żegluga.
- 3) Ochrona przeciwpowodziowa.
- 4) Melioracje.
- 5) Wyzyskanie sił wodnych.

CZĘŚĆ I.

A. Uwagi wstępne.

Dorzecze rzeki Tennessee wyniszczone wskutek stuletniej bezplanowej gospodarki i niedoinwestowania, stanowiło do 1933 r. jeden z najbardziej zacofanych w rozwoju okręgów Stanów Zjednoczonych A. P. W okresie od 1933 r. do 1945 r. przeprowadzone zostały na tych obszarach roboty publiczne na wielką skalę, mające na celu usprawnienie gospodarki wodnej w całym dorzeczu. Prace te naruszyły ustaloną przez przyrodę i człowieka równowagę zasadniczych cech regionu (gleba, flora, fauna, ludność i jej środki utrzymania etc.), w związku z czym zaszła konieczność integralnego, planowego przeistoczenia na całym obszarze stosunków w zakresie uprawy roli i hodowli zwierząt, leśnictwa, budownictwa osiedli, rozwoju przemysłu, zagadnień zdrowotnych, oświatowych itd.; to z kolei doprowadziło do powstania nowych instytucji społecznych, a nawet do wytworzenia specyficznej organizacji w ramach Zwierzchności Doliny Tennessee (Tennessee Valley Authority, skrót: T. V. A.), noszącej znamiona nowej, nieznanej dotąd formy ustrojowo-politycznej. T. V. A. sprostало ogromowi zadania i całe przedsięwzięcie zostało uwieńczone pod każdym względem pomyślnymi rezultatami. Obecnie dorzecze Tennessee zalicza się do najbardziej kwitnących okręgów Stanów Zjednoczonych.

Tak pokrótce przedstawia się sprawa Tennessee od strony bezpośrednich faktów. Znaczenie T. V. A. i jej dzieła wykracza jednak daleko poza te osiągnięcia i w ogóle poza stosunki we-

Ogrom pilnych robót, których ze względów państwowych nie można odłożyć na później, nie ma pokrycia po stronie dochodów państwa, uszczuplonych znacznie przez zniszczenia wojenne.

Należy jednak mieć nadzieję, że na uporządkowanie materiałów dla robót rzecznych i na obserwacje robót już wykonanych znajdą się odpowiednie kredyty; mogą one bowiem zaoszczędzić państwu w przyszłości krociowe sumy.

CZĘŚĆ II.

D. Problemy finansowe.

- 1) Koszta produkcji i zbyt energii.
- 2) Wypośredniczenie kosztów inwestycji.
- 3) Kalkulacja rentowności.

E. Opracowanie planistyczne.

- 1) Metody i środki akcji.
- 2) T. V. A. jako zwierzchność regionalna.
- 3) Administracja.

F. Dalsze zamierzenia, plany i sugestie.

CZĘŚĆ III.

Szczegółowe omówienie konstrukcji zapór, przeprowadzenie budowy zbiorników, ich kosztów itp.

wewnętrzne amerykańskie. Z natury rzeczy sprawa stała się przedmiotem zainteresowania świata fachowców z zakresu wodniactwa, na co złożyły się głównie dwie przyczyny. Po pierwsze zarówno samo przedsięwzięcie, jak i jego organizacja stanowiły eksperyment bez precedensu w dziejach techniki i administracji, eksperyment całkowicie udany, który *mutatis mutandis* służyć może jako wzorzec dla wszystkich podobnych poczynąń w zakresie gospodarki wodnej. Po wtóre wykazana na przykładzie Tennessee ścisła zależność między zagadnieniami gospodarczo-wodnymi a ogólnoplanistycznymi i organizacyjnymi, prowadzi do nowego poglądu na rolę inżyniera hydrotechnika. Zadaniem jego, w świetle tych doświadczeń, nie jest tylko wykonywanie projektowanych jako odrębne całości budowli wodnych, lecz przy pomocy danych środków, technicznych twórcze przekształcanie przyrodniczego środowiska rozwojowego człowieka, przystosowywanie go do zmieniających się w miarę postępu form bytowania, uchylenie wyniszczających skutków cywilizacji na podłoże, na jakim się rozwija.

To nowe ujęcie zadań inżyniera wodnego znajdzie zapewne swój wyraz w zmianach systemu nauczania na wyższych uczelniach technicznych, czego pojawiają się już pewne oznaki. Dla zorientowania się w tych nowoczesnych prądach koniecznym jest zapoznać się z osiągnięciami T. V. A. nie tylko od strony technicznej, lecz nadto conaj-

mniej, od strony problemów planistycznych i finansowych.

Przede wszystkim jednak dla lepszego objęcia całości wypada zaznajomić się bliżej z terenem działania tej niezwyklej instytucji i z charakterystyczną historią jej powstania.

B. Region Tennessee i T. V. A.

1. Rzeka Tennessee i jej dorzecze.

Rzeka Tennessee bierze swój początek pod nazwą Holston w Stanie Wirginia, w głównym łańcuchu gór Appalachów (Alegany) (wys. do 2000 m n. p. m.), których pasmo przecina Stany Zjednoczone z pół-wschodu na pół-zachód, równoległe do wybrzeża Atlantyku w odległości ok. 400 km od niego. Góry te, zatrzymując wilgotne, oceaniczne prądy powietrza, obfitują w opady, co ma wielki wpływ na stosunki przepływu w dorzeczu Tennessee, której wszystkie ważniejsze dopływy mają swe obszary źródłiskowe w tym systemie górskim.



Rys. 1. Mapa dorzecza Tennessee.

Holston pod Knoxville (km 1050 od ujścia) łączy się z rz. French Broad i odtąd już jako właściwa Tennessee płynie w zasadniczym kierunku pół-zach., przyjmując poniżej Fort Loudoun lewobrzeżny dopływ Little Tennessee (Mała Tennessee) i dalej pod Kingston prawobrzeżną North Branch, która powstaje z połączenia dwóch rzek, Clinch i Powell (rys. 1). W dalszym biegu rzeka powiększa się o lewobrzeżny dopływ Hiwassee i pod Chattanooga, największym obok Nashville i Knoxville miastem w dorzeczu, wchodzi w odcinek o bardzo silnym spadku (Chickamauga-Hales Bar, ok. km 680—760). Poniżej, pod Bridge Port, opuszcza rzeka stan Tennessee i wkracza w granice Alabamy, utrzymując aż do Guntersville swój dotychczasowy zasadniczy kierunek, który w tym punkcie (km 561) zmienia nagle, zbacząc pod kątem prostym ku pół-zachodowi. Po

wyżej miasta Florence wchodzi Tennessee w strefę progów skalnych zwanych Muscle Shoals, (ok. km 415—465), gdzie na przestrzeni ok. 50 km pokonuje różnicę poziomów ok. 40 m. Poniżej Florence rzeka opuszcza Alabamę, stanowiąc na krótkim odcinku granicę między tym stanem a stanami Mississippi i Tennessee, przecina terytorium stanu Tennessee z południa na północ i w stanie Kentucky wpada do Ohio pod Paducah, ok. 80 km powyżej ujścia tej rzeki do Mississippi.

Poza wymienionymi wyżej dopływami, którym przypadła ważna rola w rozbudowie systemu Tennessee, rzeka ta posiada jeszcze kilka mniej znaczących dopływów, z których na większe to prawobrzeżne Elk i Duck oraz lewobrzeżny Sandy River.

Całkowita powierzchnia dorzecza Tennessee wynosi 105.000 km², a więc odpowiada mniej więcej powierzchni dorzecza Odry. Bliższe dane hydrologiczne, w szczególności dotyczące max. WW. na Tennessee i jej ważniejszych dopływach zamieszczono w tabeli I. W tabeli tej uwidoczniło się rów-

nież rzekę Cumberland, nienależącą do systemu Tennessee, która jednak objęta została również działalnością T. V. A. Rzeka ta wypływa z Alleganów, przebiega ze wschodu na zachód stany Kentucky i Tennessee i wpada do Ohio kilkadziesiąt km powyżej ujścia Tennessee.

2. Sytuacja regionu przed powstaniem T. V. A.

Region dorzecza Tennessee ograniczony jest od wschodu łańcuchem górskim Appalachów, od zachodu doliną Mississippi. Od północy i południa obszar ten łączy się z wielkim niżem centralnym, otwartym dla wiatrów w kierunku południowym, wskutek czego klimat, akkolwiek zasadniczo ciepły (śr. roczna temp. w Nashville 15,2° C)

Tabela I.

Największe W. W. w dorzeczu Tennessee.

L. p.	R z e k a	M i e j s c o w o ś ć	Powierzchnia dorzecza	Przepływ	Spływ	D a t a
			km ²	m ³ /sek	l/sek/km ²	
1	Mississippi	Memphis	2 415 000	50 950	21,0	29. I.1937
2	Ohio	Paducah	525 000	52 350	100,0	27. II.1937
3	Tennessee	Johnsonville	99 600	13 000	130,5	24. III.1897
4	"	Florence	79 800	12 560	157,5	III.1897
5	"	Decatur	68 100	8 000	117,5	—
6	"	Chattanooga	55 300	12 970	234,5	11. III.1867
7	"	Breedenton	45 200	(11 320)	(251,0)	11. III.1867
8	"	Loudoun	32 800	10 320	315,0	11. III.1867
9	"	Knoxville	23 300	(7 075) 5 520	(303,5) 236,5	10. III.1867 1. III.1902
10	Hiwassee	Charleston	5 950	1 980	333,0	13. III.1886
11	"	"	3 030	1 557	514,0	XI.1906
12	Clinch	Clinton	8 000	2 100	263,0	1862
13	L. Tennessee	Mc. Ghee	6 400	(3 875) 3 340	(605,0) 522,0	III.1867 2. IV.1920
14	"	Calderwood	4 840	1 980	410,0	—
15	"	Judson	1 750	1 627	930,0	XII.1901
16	Holston	Rogersville	7 930	(5 660) 2 010	(715,0) 254,0	10. III.1867 29. I.1918
17	French Broad	Dandridge	11 500	4 385	381,0	21. V.1901
18	" "	Newport	4 810	(4 530) 1 755	(942,0) 365,0	28. II.1902 8. IV.1903
19	" "	Asheville	2 460	2 545	1035,0	VII.1906
20	Watauga	Elisabethton	1 790	(2 432) 1 130	(1355,0) 631,0	28. II 1902 16.VII.1916
21	Caney Fork	Rock Island	4 250	5 940	1395,0	23. III.1929
22	Cumberland	Clarksville	41 500	8 200	197,5	24. I.1937
23	"	Nashville	33 300	5 740	172,2	1. I.1927

podlega znacznym wahaniom temperatur; nie rzadkie są temperatury do +35° C w lecie i do -30° C w zimie. Opady, jak już wspomniano, są obfite.

Wschodnie, górzyste i pagórkowate tereny, jak również i środkowa wyżyna Cumberland, były kiedyś całkowicie zalesione; w 1925 r. na obszarach tych było jeszcze ok. 5,25 miliona ha lasów. Klimatyczne i glebowe warunki w południowej części regionu pozwalają na uprawę bawełny; poza tym uprawiane są głównie kukurydza, pszenica i tytoń.

W 1890 r. ludność regionu wynosiła ok. 1.850.000 głów (ok. 17 osób na 1 km²) i w ciągu lat 40, tj. do 1930 r. podniosła się do liczby ok. 2.800.000 głów (ok. 26 osób/km²). Analogiczne dane dla stanu New York wynoszą: 6.000.000 osób w 1890 r. — ok. 47 osób/km² i 12.600.000 osób w 1930 r. — ok. 100 osób/km². Wreszcie dla całego obszaru Stanów Zjednoczonych otrzymujemy cyfry: 66.800.000 osób w 1893 r. i 120.180.000 w 1928 r. Procentowy przyrost ludności w tym okre-

sie czasu wyniósł zatem dla regionu Tennessee 51%, dla stanu N. York 110%, zaś dla całego terenu Stanów Zjednoczonych 80%, przy czym uwzględnić trzeba niezaludnione obszary wodne, pustynne i wysokogórskie. Jak stąd widać stosunki w zakresie ruchu naturalnego ludności kształtowały się poniżej średniej normy dla St. Zedz., nie mówiąc już o porównaniach ze stanami przodującymi.

Na obszarze dorzecza stniały w 1930 r. tylko 2 miasta — Knoxville i Chattanooga, o ludności sięgającej 100.000 osób (największe miasto stanu Tennessee, Memphis nad Mississippi, leży poza obrębem regionu). I tu porównanie ze stosunkami w większości stanów wypada dla obszarów Tennessee niekorzystnie.

zupełnie podobny obraz dają zestawienia z zakresu rolnictwa, przemysłu, handlu i komunikacji. Wskutek bezplanowej gospodarki leśnej w ubiegłym stuleciu doszło do gwałtownego wzmożenia się procesów denudacyjnych i erozyjnych,

obszar gleby urodzajnej malał w szybkim tempie, baza życiowa ponad 50% ludności regionu trudniącej się rolnictwem (kukurydza, bawełna, pszenica, tytoń), zwrężała się coraz bardziej. Pierwsze obawy zmniejszania się produkcji rolnej w cyfrach względnych na głowę ludności zauważono już w latach 80-tych ubiegłego stulecia. W 1890 r. stwierdzono już bezwzględny spadek pogłowia bydła. W ślad za ubożącym stanem farmerskim zaczął podupadać zatrudniający ok. 20% ludności handel, który opierał się głównie na tej warstwie społecznej; równocześnie obroty na liniach komunikacyjnych, których głównym składnikiem były produkty rolnicze, utrzymywały się na poziomie niższym niż przeciętnie w innych stanach.

Na tym tle słabo również rozwijał się przemysł (tartaki, młyny, garbarnie, wyroby bawełniane), mimo znacznych bogactw naturalnych regionu, jak węgiel, glina, miedź, fosfaty i siły wodne.

Stosunki te odbijały się niekorzystnie na materialnym i kulturalnym standardzie ludności i na ogólnym zagospodarowaniu regionu, w którym przeważały zle wyposażone w urządzenia sanitarne, niezelektryfikowane osiedla, z ubogimi chatami, połączone drogami „z epoki konia”. Cały okręg stał na uboczu od pełnego rozmachu rozwoju Stanów Zjednoczonych zaciągnięty i zaniedbany, zwłaszcza w okolicach Dayton i Scottsboro.

Taki, w ogólnych zarysach, był stan regionu w 1933 r., gdy rozpoczęła swą działalność T. V. A.

3. Historia powstania i podstawy prawne działania T. V. A.

Tennessee dawno już zwróciła na siebie uwagę fachowców, jako rzeka posiadająca naturalne warunki do eksploatacji sił wodnych, szczególnie w rejonie Muscle Shoals, progów skalnych powyżej Florence. Ten też odcinek rzeki wzięty został przede wszystkim pod uwagę, gdy trzydzieści lat temu, w związku z potrzebami toczącej się I wojny światowej, zużycie energii elektrycznej w Stanach Zjednoczonych wzrosło znacznie i aktualna stała się budowa nowych siłowni wodno-elektrycznych.

W tych okolicznościach w 1916 r. otrzymuje wojskowy Korpus Saperów (Corps of Engineers) polecenie wykonania projektu i budowy zakładów w rejonie Muscle Shoals oraz usprawnienie drogi wodnej Tennessee, która jako arteria komunikacyjna miała również znaczenie w gospodarce wojennej, otwierając możliwości eksploatacji naturalnych zasobów regionu. Wprawdzie rzeka była już w ubiegłym wieku żeglowna na całej długości od ujścia do Knoxville, dzięki 26 km długiemu kanałowi lateralnemu zbudowanemu wzdłuż odcinka Muscle Shoals, niemniej na przestrzeni Chattanooga—Knoxville głębokość tranzytowa zbyt często spadała do 30 cm, by można było mówić o regularnej żegludze.

Ten pierwszy projekt wojskowy obejmował budowę trzech zbiorników w rejonie Muscle Shoals oraz kanalizację rzeki, szczególnie powyżej tego odcinka do Knoxville. Pierwszy, mały zbiornik nie został nigdy wykonany; drugi, obec-

ny zbiornik Wilson (Wilson Dam) zbudował Corps of Engineers w latach 1918/25; trzeci wreszcie, zrany obecnie jako Wheeler Dam zrealizowany został dopiero przez T. V. A. Zbiornik Wilson, wraz z pobudowaną jeszcze w czasie wojny siłownią parową Muscle Shoals, eksploatowało bezpośrednio Państwo. Ponadto istniały w dorzeczu jeszcze 4 stare, przed I-szą wojną światową zbudowane zbiorniki, eksploatowane przez przedsiębiorstwo Tennessee Electric Power Company, a mianowicie: Hales Bar Dam na Tennessee w rejonie Chattanooga, na odcinku, który z uwagi na znaczny spadek najlepiej po Muscle Shoals nadawał się do wyzyskania siły wodnej, dwa zbiorniki na rz. Ocoee w dorzeczu Hivasssee oraz zbiornik Great Falls na rz. Caney Fork w dorzeczu Cumberland (jedeny zbiornik poza systemem rzeczonym Tennessee). Towarzystwo wybudowało nadto w latach 1925/31 zbiornik Blue Ridge na rz. Toccoa w dorzeczu Hivasssee. Wreszcie w dorzeczu Małej Tennessee istniało 5 mniejszych zbiorników eksploatowanych przez przedsiębiorstwo Aluminum Company of America.

Co do uregulowania rzeki, to pierwszy projekt władz wojskowych przewidywał kanalizację całej trasy od Paducah do Knoxville (1050 km dług.) przy pomocy 32 stopni azowych, kosztem 75 milionów \$. Zanim jednak projekt ten przedłożony został do zatwierdzenia opracowano nową alternatywę, opartą na szeroko zakrojonej koncepcji zabudowy rzeki wysokimi zaporami. Alternatywa ta, stanowiąca zupełnie nowym w dziedzinie techniki budowy dróg wodnych, przewidywała zamianę rzeki na serię sztucznych jezior przez wykonanie 9 zapór, dzięki czemu osiągnięta byłaby na całej długości minimalna głębokość tranzytowa 2,75 m, a nadto uzyskane niewspółmiernie duże, w stosunku do poprzedniego projektu, możliwości w zakresie eksploatacji sił wodnych, ochrony przeciwpowodziowej, melioracji, zaopatrzenia w wodę; koszty tej alternatywy opiewały na 250 milionów \$. Sprawa stała się przedmiotem dość ostrej polemiki między zwolennikami obu alternatyw na Kongresie i poza nim, aż wreszcie Harbors Act (uchwalony przez Kongres w 1930 r.) przypieczętował zwycięstwo koncepcji zbiornikowej, torując tym samym drogę idei integralnej gospodarki wodnej w całym dorzeczu. Harbors Act stanowi zatem prototyp formy prawnej dla przedsięwzięć w rodzaju późniejszej T. V. A.

Jak stąd widać już studia technicznych władz wojskowych uawniły niezwykle korzystne możliwości, jakie nastęrczały się na samej rzece i w jej dorzeczu dla technicznego rozwiązania zagadnień gospodarczo-wodnych. Możliwości te przebrał bardzo wcześniej amerykański mąż stanu, członek Senatu Norris, znany jako zwolennik planowej gospodarki w Państwie, późniejszy niestrudzony propagator projektu integralnej rozbudowy dorzecza Tennessee i patron tej idei na terenie politycznym. On to, wspólnie z senatorem Wheelerem, przeprowadził sprawę Tennessee poprzez wszystkie trudności politycznych rozgrywek aż do pomyślnego końca.

Sprawa ta natrafiła bowiem na zdecydowaną i ostrą opozycję ze strony przedstawicieli wielkiego kapitału, który z jednej strony nie kwapił się z inwestowaniem w nierentowne przedsięwzięcie, jakim było usprawnianie gospodarki wodnej w zaniedbanym rejonie, z drugiej strony był zasadniczo przeciwny wszelkiej planowej gospodarce w ogólności, a występowaniu Państwa w roli przedsiębiorcy w szczególności. Ta walka o zasady rozgorzała na dobre od 1925 r., gdy przybyły jej konkretne, praktyczne motywy w postaci zagadnienia stawek za energię wyprodukowaną w rządowych zakładach przy Wilson Dam z ich 8 zespołami turbogeneratorowymi o mocy 180.000 kW. Państwo było w możności sprzedawać tanio energię, której koszty produkcji nie były obciążone podatkami i stawało się groźnym konkurentem dla prywatnych producentów sily. W tej kampanii, która zaczęła o podstawowe zagadnienia ustrojowe Państwa i ma za sobą całą literaturę, uciierały się z wolna kompromisowe rozwiązania, z których zrodziła się później koncepcja T. V. A. Tymczasem walka trwała ze zmiennym szczęściem w zależności od aktualnych konstelacji politycznych a sprawa Tennessee tkwiła na martwym punkcie.

Sytuacja uległa radykalnej zmianie, gdy zjawił się Roosevelt. Natychmiast po objęciu władzy, w styczniu 1933 r., zwiedził osobiście, w towarzystwie Norrisa, tereny dorzecza Tennessee, 10 kwietnia tegoż roku przedłożył swój program Kongresowi, 18 maja akt T. V. A. został uchwalony, zaś w czerwcu 1933 r. roboty w dolinie Tennessee zostały rozpoczęte.

Cele i zadania T. V. A., jak również zasadnicze zarysy jej organizacji i metod działania, określone w Akcie, sprecyzował Roosevelt jasno już w swoim orędziu do Kongresu w dn. 10 kwietnia 1933 r., mówiąc:

„Jasnym jest, że przedsięwzięcie Muscle Shoals jest tylko małą częścią możliwości zużytkowania publicznego całej rzeki Tennessee. Takie zużytkowanie, jeśli ma być traktowane integralnie, wykracza poza samą eksploatację energii; obejmuje ono szerokie dziedziny kontroli przepływu wody, erozji gruntów, zalesienia, wyłączenia spod uprawy gruntów nadbrzeżnych oraz rozdział i różniczkowanie przemysłu. Jednym słowem to przedsięwzięcie z czasów wojny prowadzi logicznie do narodowego planowania całego dorzecza rzeki z korzyścią dla wielu Stanów i dla przyszłego życia i dobrobytu milionów”.

„Ja zatem proponuję Kongresowi utworzenie Zwierzchności Doliny Tennessee, organu (a corporation) wyposażonego we władzę rządową, ale posiadającego gętkość i inicjatywę prywatnego przedsiębiorstwa. Winien być nałożony naszerzej pojęty obowiązek planowania dla własnej potrzeby, utrzymanie i wyzyskanie naturalnych zasobów dorzecza rzeki Tennessee i przyległych obszarów dla ogólnego społecznego i gospodarczego dobrobytu Narodu. Zwierzchność ta winna też być wyposażona we wszelką niezbędną władzę dla wprowadzenia tego planu w życie”.

W ten sposób powstała organizacja, w ramach której motyw społeczny i administracyjny równo-

wały się wzajemnie w sposób dotąd niespotykany. Zaznaczyć wypada, że ostateczna forma organizacji T. V. A. ustaliła się dopiero później pod ciśnieniem konieczności publicznych, do których mądre kierownictwo umiało przystosować cały aparat w ramach możliwości określonych Aktem. To, co powstało, przeszło wszelkie oczekiwania i przewidywanie samych inicjatorów Aktu.

T. V. A. zniosła jeszcze poważne ciosy ze strony swych przeciwników, którzy sięgając do ostatniej szansy zarzucili Aktowi niezgodność z Konstytucją. Rzecz oparła się o sądy, w których nawet T. V. A. przegrała w niższych instancjach sprawę (w 1935 r.), aż wreszcie orzeczenie Najwyższego Trybunału Administracyjnego (w 1936 roku) zabezpieczyło jej podstawy prawne. Tymczasem przemawiać za nią zaczęło jej własne dzieło i stało się jasnym, że jest ona jedynym właściwym instrumentem dla wykonania zadań publicznych, których ani organa rządowe, ani przedsiębiorstwa inicjatywy prywatnej nie zdołałyby pokonać.

Dziś T. V. A. jest chlubą narodu amerykańskiego, dumą każdego obywatela Stanów, który czuje się współposiadaczem i współtwórcą jej wielkiego dzieła.]

C. Rozwiązanie techniczne.

1. System zbiorników.

Zwierzchność Doliny Tennessee przejęła agendy Corps of Engineers wraz z wykonanym przezeń zbiornikiem Wilson i rozpoczętym zbiornikiem Wheeler (w 1932 r. ukończone były już służby) oraz zatwierdzonym przez Harbors Act projektem. Natychmiast też rozpoczęła budowę dalszych zbiorników obitych planami i zainicjowała dalsze studia i rozszerzenie projektu.

Projektem przewidziane były wszystkie zbiorniki na Tennessee, łącznie 9 (w czym dwa, tj. Wilson i Hales Bar były w tym czasie już ukończone) oraz 3 zbiorniki na dopływach. Z tego w pierwszej transzy, do 1932 r., wykonano na Tennessee 4 zbiorniki: Wheeler, Pickwick Landing, Gunterville i Chickamauga oraz 2 na dopływach: Norris na rz. Clinch i Hasse na rzece tegoż imienia. Realizacja trzeciego zbiornika, Fontana na Małej Tennessee, uległa zwłoce, wskutek sprzeciwu właścicieli gruntów, które miały podlec zalewowi. W drugiej transzy, w planowanym czasie do 1944 r., ukończono pozostałe 3 zbiorniki na Tennessee, Watts Bar, Port Loudoun i Kentucky.

W rozwinięciu pierwotnego projektu planowano przede wszystkim budowę dalszych dwóch wielkich zbiorników, któreby zapewniły kontrolę nad wodami nieopanowanych jeszcze dopływów, tj. Cherokee na rz. Holston i Douglas na French Broad, którego zatwierdzenie natrafiło na te same trudności, co w przypadku Fontany, a następnie sześciu zbiorników w górnym dorzeczu: Chatuge, Apalachia, Nottely, Ocoee Nr 3, Watauga i South Holston.

W tym czasie wybuchła II wojna światowa i Stany Zjednoczone, jakkolwiek jeszcze niezaangażowane w niej bezpośrednio, rozpoczęły ener-

giczną mobilizację przemysłową. Jednym z zasadniczych problemów stało się przy tym wzmożenie produkcji energii i T. V. A. ze swymi możliwościami, rozbudowanym aparatem i gotowymi projektami wysunęła się na pierwszy plan. W tej niezwykle korzystnej atmosferze zatwierdzony został przez Kongres (w dn. 3.VII.1940 r.) przede wszystkim projekt Cherokee, zbiornika o pojemności bezmała 2 miliardy m³; w 16 miesięcy później (grudzień 1941 r.) budowla ta była już ukończona, zaś w lecie 1942 r. rozpoczęto produkcję energii. W lipcu 1941 r. zatwierdzono do budowy projekty dalszych 4 zbiorników (Chatuge, Apalachia, Nottely i Ocoee Nr 3), a wkrótce potem projekt zbiornika Fontana i natychmiast rozpoczęto ich budowę. Mimo tych korzystnych nastrojów Kongres wahał się zatwierdzić projekt zbiornika Douglas, co do którego istniały bardzo poważne zarzuty ze strony posiadaczy gruntów. Gdy T. V. A. z końcem 1941 r. wystąpiło z odnośnym wnioskiem, Kongres wolał w miejsce tej budowli zaakceptować dwa inne projekty, Watauga i South Holston. Dopiero, gdy po ataku japońskim na Pearl Harbour Stany Zjednoczone przystąpiły do wojny, wszelkie trudności zostały szybko przełamane i projekt zbiornika Douglas został zatwierdzony w lutym 1942 r. Olbrzymia ta budowla wykonana została w bezprzykładowym tempie: 12 miesięcy i 8 dni, licząc od rozpoczęcia robót ziemnych do uruchomienia pierwszego turbozespołu. Wątpić można, czy rekord ten zostanie kiedykolwiek pobity, choćby ze względów czysto organizacyjnych.

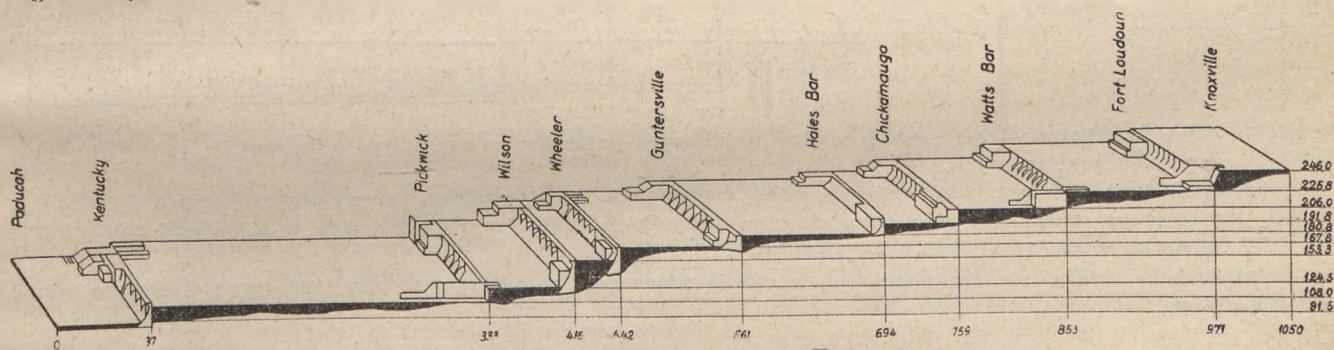
samą zasadą integralnej gospodarki wodnej w całym regionie mogła być zrealizowana bez reszty.

W załączonej tabeli II zamieszczono wszystkie ważniejsze dane dotyczące systemu zbiorników dorzecza Tennessee; nie obejmuje ona pięciu zbiorników Aluminium Co. na rz. Mała Tennessee. Luki w zestawieniu tłumaczy się niezupełnością danych w dostępnych źródłach. Dla orientacji co do szczegółów konstrukcyjnych zapór podano w tabeli III ogólny przedmiar zbiornika Chickamauga, należącego do średniej wielkości budowli tego typu w dorzeczu.

Blższe dane, dotyczące konstrukcji zapór organizacji budowy i kosztów zbiorników, zamieszczone będą w III-ciej części artykułu.

2. Żegluga.

Według sprawozdania wojskowych władz technicznych z 1926 r. całkowity obrót towarowy na wszystkich liniach komunikacyjnych w dorzeczu Tennessee wynosił w tym czasie 27 milionów ton. Zdaniem ekspertów z Corps of Engineers po całkowitym skanalizowaniu rzeki, 1/3 część ilości, tj. 9 milionów ton, mogłaby być transportowana wodą, skąd powstałaby oszczędność około 12.000.000 \$ rocznie. W 1937 r., tj. w okresie, gdy na Tennessee istniały tylko 3 zbiorniki (Wilson, Wheeler i Hales Bar), zaś na dopływach 1 zbiornik duży (Norris) i 9 małych, T. V. A. dokonała podobnego obliczenia, z którego wynikało, że przy całorocznej żegludze możliwy był obrót 5 milionów ton, przy oszczędności 7.000.000 \$. Faktycznie ilość



Rys. 2. Przekrój podłużny rz. Tennessee.

W ten sposób w 1944 r., w jedenaście lat od chwili powstania T. V. A., rozbudowa systemu zbiorników w dorzeczu została ukończona. W międzyczasie, w 1939 r. Zwierzchność zakupiła od Tennessee Electric Power Co. pięć wspomnianych wyżej zbiorników, eksploatowanych przez to przedsiębiorstwo i w związku z dążeniem do zupełnego i centralnego dysponowania zapasem wody w całym dorzeczu, zapewniła sobie kontrolę nad pięcioma zbiornikami Aluminium Co. na Małej Tennessee.

Ogólna pojemność użytkowa całego tego systemu zbiorników wynosi ok. 20 miliardów m³, przy czym 5 największych z nich, Kentucky, Norris, Cherokee, Fontana i Douglas zdolne są do zakułowania ponad 13 miliardów m³ wody. Pojemność ta wystarcza z nadmiarem do całkowitego opanowania zjawisk przepływu w dorzeczu i tym

przewozów wzrosła w czasie od 1933 r. do 1939 r. z 35 milionów tkm do 112,5 milionów tkm. W tym ostatnim roku minimalna głębokość tranzytowa pod Chattanooga nie spadała poniżej 1,80 m. W 1941 r., po ukończeniu dalszych zbiorników, warunki żeglowności poprawiły się jeszcze i ilość przewozów wzrosła do ok. 160 milionów tkm. Głównymi składnikami obrotu były ropa, zboże, glina, żelazo i stal.

Po ukończeniu w 1944 r. budowy wszystkich zapór na Tennessee, cały szlak żeglowny na długości 1050 km od Paducah do Knoxville uzyskał stałą głębokość 2,75 m — zgodnie z zamierzonym celem.

Zarząd i utrzymanie drogi wodnej Tennessee podlega, zgodnie z Aktem, Zwierzchności Doliny. W ramach tych kompetencji T. V. A. wykonuje wszystkie prace konserwacyjne, jak usuwanie prze-

Tabela
ZESTAWIENIE ZBIORNIKÓW

L.p.	ZBIORNIK	RZĘKA	Z a p o r a				Z b i	
			Najw. wysok.		Długość		Pojemność użytkowa ¹⁾	
			stóp	m	stóp	m	akro—stóp	mio m ³
1	Kentucky	Tennessee	166	50,66	8 420	2 568	4 570 000	5 640
2	Pickwick	„	113	34,50	7 715	2 352	418 400	516
3	Wilson	„	137	41,80	4 862	1 483	43 000	53
4	Wheeler	„	72	22,00	6 342	1 934	429 000	529
5	Guntersville	„	94	28,70	3 979	1 214	282 000	348
6	Hales Bar ²⁾	„	83	25,30	2 315	706	—	—
7	Chickamauga	„	129	39,40	5 794	1 767*	377 000	465
8	Watts Bar	„	97	29,60	2 940	897	433 000	534
9	Fort Loudoun	„	122	37,20	3 870	1 180	138 000	170
10	Norris	Clinch	265	80,80	1 860	567	2 281 000	2 815
11	Hiwassee	Hiwassee	307,5	93,80	1 287	392	365 000	450
12	Cherokee	Holston	175	53,40	6 760	2 062	1 473 100	1 815
13	Apalachia	Hiwassee	150	45,80	1 250	381	36 700	45
14	Nottely	Nottely	190	58,00	2 305	703	186 200	260
15	Ocoee Nr 3	Ocoee	110	33,60	610	186	9 090	112
16	Chatuge	Hiwassee	140	42,70	2 850	869	226 500	279
17	Fontana	Little Tennessee	460	140,30	2 330	711	1 160 000	1 430
18	Watauga	Watauge	318	97,00	860	262	627 000	774
19	South Holston	S. Holston	285	87,00	1 530	467	660 000	815
20	Douglas	French Broad	161	48,10	1 682	513	1 330 000	1 640
21	Ocoee Nr 1 ²⁾	Ocoee	135	41,20	840	256	33 100	41
22	Ocoee Nr 2 ²⁾	Ocoee	30	9,20	450	137	—	—
23	Blue Ridge ²⁾	Toccoa	167	51,00	1 000	305	183 000	226
24	Great Falls ²⁾	Caney Fork	92	28,00	800	244	49 600	61
Razem					72 651	22 156	15 310 690	19 018

Uwagi: 1) Zapas użytkowy — pojemność między najniższym poziomem operacyjnym a krawędzią przelewu, lub zamknięć przelewowych.

2) Zakłady hydroelektryczne zainstalowano we wszystkich zbiornikach z wyjątkiem dwóch: Nottely i Chatuge. Całkowita moc zainstalowana wszystkich zakładów TVA włącznie z zakładami parowymi wynosiła w dn. 16.XI.1942 r. — 1.493.440 kW.

3) Budowę uważa się za ukończoną z chwilą włączenia pierwszego zespołu turbogeneratorowego do sieci.

*) w tym 1337 mb wału ziemnego, 430 mb część betonowa.

szkod ze szlaku, bagrowane i t. d., ponadto zaś opracowuje i wydaje mapy żeglugowe, niezbędne w warunkach żeglugi po całym systemie jezior i ustala w porozumieniu z właściwymi władzami znaki żeglugowe.

Tabela IV zawiera dane dotyczące odległości i spadków poszczególnych stopni oraz wymiary główne śluz. Schematyczny profil przedstawia rys. 2.

Pozostaje nadmienić, że w systemie dróg wodnych o głębokości 9 stóp (2,75 m) w dorzeczu Mississippi, którego ogólna długość wynosi ok. 9.200 km, udział Tennessee wyraża się skromną cyfrą ok. 11,5%.

3. Ochrona przeciwpowodziowa.

Przed rozbudową, Tennessee zaliczała się do najdzikszych rzek w dorzeczu Mississippi. Rok

rocznie wylewy wyrządzały poważne szkody, których wysokość szacował Corps of Engineers przeciętnie na 1,78 miliona \$. Nieuregulowane stoki odpływu, zwłaszcza w górnych partiach dorzecza, powodowały nadto intensywną erozję, niszczącą wierzchnią, urodzajną warstwę gleby, co było główną przyczyną ubożenia całego regionu, którego dobrobyt oparty był w znacznej mierze na produkcji rolniczej.

Obserwacje hydrologiczne, prowadzone zresztą dopiero od 1867 r. (tabela I) i uzupełniane pośrednimi metodami (m. in. dendrochronologią), wykazują, że w górnym dorzeczu wysokie stany pojawiają się najczęściej w miesiącach od stycznia do marca włącznie. Do tej periodyki dostosowane są operacje stanami na zbiornikach. Tak np. na zbiorniku Norris na rz. Clinch opuszcza się wodę w okresie od lipca do grudnia do poziomu 291 —

II. W DORZECZU TENNESSEE.

o r n i k				Moc zakładu ³⁾		Budowa		Koszt	
Długość		Powierzchnia		zainstal.	najw. możl.	rozp.	ukończ.)	całk. ⁴⁾	jedn.
mil	km	akrów	ha	kW	kW	data	data	tys. \$	ct m ³
184,3	296,5	256 000	103 600	128 090	160 000	VII.1938		105 000	1,86
50,1	80,6	46 800	18 950	144 000	216 000	III.1935	VI.1938	38 900	7,51
15,5	25,0	15 500	6 270	288 000	444 000	IV.1918	IX.1925	40 700	76,80
74,1	119,2	68 300	27 650	129 600	259 200	XI.1933	XI.1936	39 900	7,55
82,1	132,0	70 700	28 620	72 900	97 200	XII.1935	VIII.1939	34 200	9,83
39,9	64,2	5 760	2 335	50 483	50 483	X.1905	IV.1914	—	—
58,9	94,7	39 400	16 170	81 000	108 000	I.1936	III (VII).40	37 600	8,08
72,9	117,1	41 600	16 840	90 000	150 000	VII.1939	II.1942	35 900	6,74
55,0	68,5	15 500	6 270	64 000	96 000	VII.1940		38 500	22,60
72—56 ⁵⁾	115,9—90	40 200	17 000	100 800	100 800	X.1933	VII.1936	30 900	1,10
22,0	35,4	6 280	2 545	57 600	115 200	VII.1936	V.1940	19 500	4,33
58,5	94,1	31 100	12 580	90 000	120 000	VIII.1940	IV.1942	31 500	1,74
9,8	15,8	1 093	443	75 000	75 000	VII.1941		22 200	49,40
23,2	37,3	4 430	1 792	0	0	VII.1941	I.1942	5 300	2,04
7,0	11,3	518	210	27 000	27 000	VII.1941		8 500	7,58
11,8	19,0	7 000	2 835	0	0	VII.1941	II.1942	6 900	2,47
29,0	46,6	10 800	4 370	200 000	200 000	I.1942		62 000	4,34
16,7	26,9	7 100	2 875	60 000	60 000	II.1942		23 800	3,07
24,5	39,4	9 100	773	50 000	75 000	II.1942		25 500	3,13
43,1	69,4	31 600	12 790	(100 000 ⁶⁾)	(100 000 ⁶⁾)	II.1942		36 500	2,22
7,5	12,1	1 910	770	18 000	18 000	VIII.1910	I.1912	—	—
—	—	—	—	18 800	28 200	V.1912	X.1913	—	—
10,0	16,0	3 290	1 331	20 000	20 000	XI.1925	VII.1931	—	—
22,0	35,4	2 280	923	29 370	29 370	1915	1916	—	—
1 045,9	1 662,4	716 261	287 942	1 894 553	2 549 453			643 400	

4) Koszty obejmują wszystkie zainstalowane do 1942 r. zespoły turbogeneratorowe, natomiast nie obejmują stacji rozdzielczych, których koszty oceniane są na 36.211.000 \$ dla wszystkich zakładów.

5) Zapora zbudowana u zbiegu rzeki Clinch i Powell; długość zbiornika 72 mile wzdłuż rz. Clinch i 56 mil wzdłuż rz. Powell.

6) Oszacowane: oficjalne cyfry nie zostały podane do 1942 r.

7) Nabyte wraz z innymi urządzeniami elektryfikacyjnymi od Tennessee Electric Power Company.

8) Zestawienie nie obejmuje 5 małych zbiorników w dorz. Little Tennessee należących do Aluminum Co. of America, a kontrolowanych przez T. V. A.

294 m n. p. m.; potem stan podnosi się, by około 1 kwietnia osiągnąć wysokość 305 m n. p. m. W okresie od kwietnia do lipca, dzięki deszczom wiosennym, stan utrzymuje się na poziomie do 311 m, który jest poziomem krawędzi przelewu; pozostaje przy tym zawsze jeszcze miejsce na ewentualną falę powodziową letnią, gdyż klapy na przelewie mogą być podniesione do poziomu ok. 315,5 m n. p. m. Na samej Tennessee stany niskie panują zazwyczaj od grudnia do marca, po czym zbiorniki napełniane są dla celów zasilania w suchych okresach letnich.

W wypadkach, gdy interesy ochrony przeciwpowodziowej i żeglugi kolidują z interesami eksploatacji energii, rozstrzygają specjalne instrukcje, wydawane przez T. V. A. Konieczność normowania spraw związanych z regulacją stanów na zbiornikach przy pomocy takich instrukcji ujaw-

niała się w 1937 r., gdy w łonie samej T. V. A. doszło do ostrego konfliktu w związku z tym, że dyrektor działu energetycznego, wbrew wymogom akcji przeciwpowodziowej, zarządził piętrzenie wody w zbiorniku Norris. Zwyczaj wydawania instrukcji okazał się z czasem pożyteczny i w innych działach pracy T. V. A. Tak n. p. już w 1938 r. na 70 wydanych instrukcji 21 dotyczyło spraw ochrony przeciwpowodziowej, 26 — utrzymania głębokości dla żeglugi, 20 — wahań stanów w związku z akcją przeciw malarii (tępienie komarów), zaś 3 instrukcje dotyczyły spraw wyzyskania energii.

W ramach zadań ochrony przeciwpowodziowej zainstalowała T. V. A. i utrzymywała 56 stacji ombrometrycznych i wodowskazowych zwykłych oraz 53 stacje specjalne, dla obserwacji deszczów nawalnych i wyjątkowo wysokich stanów.

Tabela III.
Przedmiar zbiornika Chickamauga.

L. p.	Wyszczególnienie	Jednostka miary	Ilość
I	Zapora		
1	Wykop — wał zaporowy, część północna	m ³	210 000
2	Nasyp — „ „ „ „	„	542 000
3	Wykop — „ „ część południowa	„	388 300
4	Nasyp — „ „ „ „ i stacja rozdzielcza	„	1 245 000
5	Ubezpieczenie skarp. (skała łamana)	„	207 000
6	Wykop — różne roboty przy pot. N. Chickamauga	„	369 500
7	Wykop — śluzy, przelew i zakład	„	357 500
8	Beton — śluzy	„	158 700
9	Beton — sekcja przelewowa	„	137 000
10	Wzmocnienie podłoża pod fundament (mleko-cement.)	„	48 000
II	Wykup gruntów pod zbiornik	ha	25 550
III	Przygotowanie terenów zbiornika do zalewu	„	2 440
IV	Przełożenia dróg	km	132
V	Przełożenie kolei	„	—
VI	Przełożenie kabli, rurociągów etc.	„	43
VII	Przeniesienie cmentarzy	grobow	425
VIII	Przeniesienie rodzin	rodz.	903

Ogromna łączna pojemność systemu zbiorników pozwala na całkowite zabezpieczenie całego regionu przed powodzią. Pojemność samego tylko zbiornika Norris pozwoliła na obcięcie ok. 1,20 m ze szczytu fali powodziowej w na bardziej z reguły zagrożonym rejonie pod Chattanooga; było to w 1936 r., a więc w czasie, gdy poza zbiornikiem Norris i kilku małym zaporami w dorzeczu Ocoee nie było żadnych możliwości stworzenia retencji powyżej niebezpiecznego odcinka. Według obliczeń pojemności samego zbiornika Kentucky (5,64 miliarda m³) wystarcza do obniżenia fali powodziowej na Mississipp, między Cairo a ujściem Arkansas o 60 cm, zaś między Arkansas a Red River o co najmniej 30 cm.

Godny zanotowania, szczególny wypadek w 1940 r., ujawnił także inne możliwości niewykończonego jeszcze wówczas systemu zbiorników. Niezwykle niski stan na Mississipp w rejonie jej ujścia koło Nowego Orleanu spowodował, iż cofka z morza groziła zalaniem terenów wodociągowych słoną wodą i tym samym odcięciem tego półmilionowego miasta od zaopatrzenia w wodę na długi przeciąg czasu. Doraźne zasilenie Mississipp wodą z położonych w odległości ok. 2400 km zbiorników Tennessee zapobiegło skutecznie katastrofie.

4. Melioracje.

Już Corps of Engineers produkował przy pomocy prądu z zakładów w Muscle Shoals azot z powietrza dla celów fabrykacji nawozów sztucznych. Gdy T. V. A. podjęła swą działalność, wytwórnie

te były już przestarzałe i wypadało je modernizować znacznym kosztem. Po przeprowadzeniu szczegółowych studiów eksperci T. V. A., którą statut upoważniał do wytwarzania nawozów sztucznych, doszli do wniosku, że na terenach zdegrudowanych korzystniej jest doprowadzać azot do gleby przez stosowanie nawozów zielonych (zwłaszcza alfalfa i lespedeza), niż drogą chemiczną, gdyż stosowna roślinność równocześnie wiązała glebę i przyczyniała się do wytwarzania humusu. Wobec tego porzucono fabrykację nawozów azotowych, przestarzałe zakłady w Muscle Shoals unieruchomiono w ogóle, a całą produkcję azotu z powietrza w nowych wytwórniach zaczęto zużywać dla innych celów (m. in. dla wytwarzania materiałów wybuchowych). Równocześnie, by zapewnić glebie równowagę podstawowych składników niezbędnych dla roślin — potasu była w gruncie dostateczna ilość — rozpoczęto produkcję superfosfatu w wykorzystaniu złoża fosfatowych, eksploatowanych na małą skalę już dawniej (zakupiono w tym celu 1 175 ha terenów ze złożami o zapasie 16 milionów ton rudy). Superfosfat produkowano początkowo o zawartość 18% kwasu fosforowego, później zaś, dla potanienia transportu, o koncentracji 45%; gdy podczas wojny oszczędzanie tonażu środków transportowych stało się nakazem, opracowano nowe metody produkcji i zaczęto wytwarzać superfosfat 65%.

Doświadczenia w związku ze zwalczaniem erozji prowadzone były na wielką skalę nie tylko w dorzeczu, ale i poza nim, w porozumieniu z kompetentnymi władzami i instytucjami stanowymi

Tabela IV.
Droga wodna Tennessee.

L. p.	S t o p i e ń	Odle- głość	Wysok. n. p. m.	Max. spiętrz	Wymiary śluz			U w a g i
					dług.	szer.	spad	
		km	m	m	m	m	m	
	(Paducah)	0	91,5	—	—	—	—	ujście Ten. do Ohio
1	Kentucky	37	108,0	16,5	183,0	33,5	16,5	zapora
2	Pickwick	333	124,5	16,5	183,0	33,5	16,5	"
3	Wilson	416	153,3	29,0	91,5	18,3	2 x 13,7	"
4	Wheeler	442	167,8	14,3	110,0	18,3	14,3	"
5	Gunersvillee	561	180,8	13,1	110,0	18,3	13,1	"
6	Hales Bar	694	191,8	11,3	81,5	18,3	11,3	"
7	Chickamauga	759	206,0	14,0	110,0	18,3	14,0	"
8	Watts Bar	853	225,8	19,8	110,0	18,3	19,8	"
9	Fort Loudoun	971	246,0	24,4	110,0	18,3	24,4	"
	(Knoxville)	1050	—	—	—	—	—	końcowy punkt żeglugi

i federalnymi. Objektami eksperymentów były przy tym nie tylko indywidualne gospodarstwa, lecz również całe mniejsze dorzecza. Z właścicielami farm doświadczalnych podpisywano umowy, na zasadzie których farmer zobowiązywał się do przestrzegania instrukcji T. V. A., a w szczególności do takiego przystosowania upraw do wskazań T. V. A., by spełniony był warunek utrzymania wody w glebie i zabezpieczenia przed erozją; wzamian za to T. V. A. dostarczała mu bezpłatnie wytwarzane przez siebie nawozy.

W połowie 1941 r. akcja ta obejmowała już 31.713 gospodarstw w 27 stanach. W roku tym T. V. A. dostarczyła na ten cel bezpłatnie 28.000 ton nawozów. Równolegle prowadzona była w oparciu o T. V. A. podobna akcja przez odpowiednie instytucje rządowe. Jedną z nich (Agricultural Adjustment Administration) pobrała w roku operacyjnym 1941 ok. 68.000 ton nawozów za sumę 2.125.000 \$, do rozdziłała między farmerów zamiast gotówki. Odliczając te sumy, T. V. A. wydała w 1941 r. na całą akcję ok. 13.300.000 \$.

Specjalne badania prowadzono w 20 ośrodkach na terenach całkowicie zerodowanych i wymytych z gleby urodzajnej. Ogółem było w dorzeczu ok. 4,5 miliona ha takich nieużytków, które obecnie są już w dużej mierze przywrócone kulturze (zatrąwione i zalesione). Dla celów doświadczalnych i demonstracyjnych służyły wreszcie rezerwaty wokół zbiorników.

Akcja powyższa, łączna z akcją zalesienia i popierania przemysłu drzewnego, stanowi ważny fragment programu T. V. A., zmierzającego do uzyskania całkowitej kontroli nad przepływem wód w dorzeczu i powstrzymania procesów prowadzących do zamiany regionu w skalistą pustynię. Bezpośrednie motywy tej walki z niszczącymi siłami przyrody wyrażono w zasadzie: „Na wsi ziemia jest podstawą naszej narodowej egzystencji; w rzece jest to poprostu namul, który wypełnia zbiorniki i zmniejsza stopniowo ich użyteczność”.

5. Wyzyskanie sił wodnych.

W chwili swego powstania w 1933 r. T. V. A. rozporządzała 1 zakładem hydroelektrycznym (przy Wilson Dam) i 1 elektrownią parową (Muscle Shoals); dziś jest jednym z największych producentów energii w Stanach Zjednoczonych. Moc zakładów wodnych wzrosła od 1933 r. do 1942 r. z 184.000 kW do 1.374.000 kW. Roczny dochód ze sprzedaży energii zwiększył się z 369.000 \$ w 1935 r. do ok. 24.000.000 \$ w 1942 r. Jak wynika z tabeli II, przy uwzględnieniu nie figurujących w niej zbiorników na Małe Tennessee, całkowita moc zainstalowana wszystkich zakładów wodno-elektrycznych w regionie osiągnęła w 1944 r. cyfrę 2 miliony kW. Do tego dochodzą elektrownie parowe o łącznej mocy ok. 400.000 kW.

Współdziałanie elektrowni wodnych z parowymi ma duże znaczenie dla ekonomicznej eksploatacji tak zakładów, jak i zbiorników i stanowi idealne rozwiązanie w operowaniu całym systemem. Wynika to z odrębności cech obu metod produkcji, których połączenie daje dopiero na korzystniejsze możliwości rozrządu. Z jednej bowiem strony moc turbiny parowej jest „sztywna”, z uwagi na konieczność podgrzewania kotłów przez kilkanaście czasem godzin, podczas gdy obciążenie turbiny wodnej może wzrastać nagle; z drugiej strony zakład parowy pozwala na lepsze wyzyskanie pojemności zbiornika, gdy zachodzi konieczność akumulowania wody, wskutek czego odpływ ze zbiornika zmniejsza się i wydajność zakładu wodnego spada. Na ogół zatem zakłady wodne pokrywają stałe zapotrzebowanie energii i krótko-okresowe nagłe wzrosty obciążenia, zaś siłowniom parowym przypada pokrycie średnio-okresowych zwiększonych zapotrzebowań.

Część wytwarzanej przez siebie energii używała T. V. A. dla celów produkcji we własnych zakładach fabrycznych. Ta strona działalności T. V. A. rozwinęła się szczególnie w czasie woj-

ny. W 1940 r. uruchomiono ponownie całkowicie zmodernizowaną wytwórnię azotu z powietrza w Muscle Shoals, która sama produkowała 300 t azotanu amonowego dziennie dla celów wojennych. Z wybuchem wojny zwiększono również produkcję superfosfatu ze 100 do 150 tys. ton rocznie, by w 1944 r. osiągnąć 225.000 ton. W nawozy te zaopatrywano głównie W. Brytanię i właśnie dlatego, ze względu na konieczność oszczędzania tonażu w transporcie morskim, wytwarzano je w koncentracji 65%. Rozpoczęto wreszcie próby z produkcją aluminium z gliny, której nadające się do tego celu złoża odkryto w dorzeczu oraz manganu z oliwinu; cała ta wytwórczość szła na potrzeby wojennego przemysłu lotniczego. Zdaniem fachowców w wojennym wysiłku przemysłu Sta-

nów Zjednoczonych miała T. V. A. udział nieposłedni. Niejeden samolot, szybujący nad Rzeszą Niemiecką w rozstrzygających dniach wojny, zawdzięczał swe powstanie zakładom nad Tennessee, niejedna bomba była „prezenterem od T. V. A. dla Hitlera”.

Wszystkie te działy wewnętrznej produkcji T. V. A. pochłaniały jednak drobną tylko część wytwarzanej przez nią energii, — znaczna jej większość była sprzedawana na zewnątrz. Ta dziedzina pracy T. V. A., jako sprzedawcy energii, sprawy rynku zbytu i stawek, wiążące się ściśle z wypośredniczeniem kosztów całego systemu współdziałających zbiorników, podpada już pod zagadnienia finansowe, które omówione będą w II-giej części niniejszego artykułu.

INŻ. EUGENIUSZ KULWIEC

Białystok

Uwagi do projektu zbiornika łomżyńskiego

W związku ze szkicem projektu zbiornika Inż. Wacława Cichockiego, zamieszczonym w „Gospodarcze Wodnej” Nr 4 z 1947 r., nasuwa się szereg uwag, które mają na celu przedyskutowanie tego zagadnienia ze specjalnym uwzględnieniem strony gospodarczej.

Zbiornik łomżyński, którego koncepcja bazuje na potrzebach komunikacji wodnej, musi być rozpatrywany równolegle pod kątem widzenia konsekwencji jakie pociągnąłby on dla rolnictwa i przemysłu.

Problem użegłownienia Wisły jest obecnie bezspornie jednym z czołowych zagadnień nie tylko w dziedzinie gospodarki wodnej, ale i w całości kształcie naszego życia państwowego. Strona techniczna jego rozwiązania jest ostatnio przedmiotem szeregu artykułów fachowców bezpośrednio nad tym problemem pracujących.

1. Pod kątem widzenia potrzeb Wisły poważnym minusem zbiornika łomżyńskiego jest tu fakt, że miałby on jedynie wpływ na poprawę jej warunków żeglownych na partii poniżej, Bugu, co przy nieregulowanym biegu środkowym i nieskanalizowanym górnym nie rozwiązuje głównego zadania tej rzeki, tj. uruchomienia drogi wodnej Śląsk—Gdańsk.

2. Zbiornik łomżyński nie odegrywałby prawie żadnej roli przeciwpowodziowej, gdyż system rzeki Narwi ma charakter nizinny, a spływ wód wiosennych i pochołów lodów jest tu opóźniony w stosunku do przebiegu fali powodziowej Wisły.

3. Jest rzeczą charakterystyczną, że Inż. W. Cichocki przewiduje zmniejszenie się znaczenia żeglownego zbiornika łomżyńskiego w miarę rozbudowy zbiorników karpackich.

Z tych względów wydaje się celowsze inwestowanie kredytów w rozbudowę zbiorników retencyjnych na górskich i podgórnich dopływach Wisły, które choć znacznie mniejsze i stosunkowo kosztowniejsze lepiej zamortyzują wkłady przez opanowanie klęsk powodzi i wpłyną na trwałą

poprawę warunków żeglownych na całej długości rzeki.

Poprawienie warunków komunikacyjnych rzeki Bugu można by uzyskać przez budowę zbiornika koło Włodawy lub ewent. przy pomocy jezior Włodawskich, a rzeki Narwi i Biebrzy przez regulację spiętrzeń i odpływów z części jezior Mazurskich i Augustowsko-Suwalskich.

Wstępne studia i obliczenia przeprowadzone tu w roku bieżącym przez Urząd Wojewódzki wykazały, że z jezior Mazurskich i Augustowsko-Suwalskich da się uzyskać, po zaspokojeniu najpilniejszych potrzeb rolnictwa, tj. okresowych nawodnień zmeliorowanych łąk dorzecza rzeki Narwi i Biebrzy, jeszcze co najmniej 300 milionów m³ wody rocznie dla poprawienia warunków komunikacyjnych na Narwi, dolnym Bugu i Wiśle.

O ile z punktu widzenia komunikacji wodnej koncepcja zbiornika łomżyńskiego — pomimo wysuniętych poważnych zastrzeżeń — wydaje się być na ogół korzystna, o tyle cena miejscowych warunków rolniczych i konsekwencji gospodarczych przedsięwzięcia, została ustalona, moim zdaniem, mylnie.

Grunty, które uległyby zalaniu to nie są „obszary mało wartościowe pod względem rolniczym, przeważnie nieużytki”, ale największe w Polsce tereny torfowe. W chwili obecnej większość tych obszarów stanowią zabagnione kwaśne łąki, wymagające zmeliorowania i zagospodarowania, ale wartość ich potencjalna przewyższa dobre grunty mineralne. Zachodzi paradoks, że bogate grunty organiczne w dolinach rzek są w małym stopniu wykorzystane, a ludność okoliczna uprawia jałowe piaszczyste wzniesienia.

W okresie przedwojennym dolina rzeki Biebrzy a częściowo i Narwi były traktowane, jako naturalna bariera od strony Prus Wschodnich, skracająca znacznie front obronny. Jak wykazała jednak praktyka, nie odegrały one większej roli wobec nowoczesnych środków technicznych i metod taktycznych.

Z chwilą przyłączenia Ziemi Mazurskich z całym systemem jezior, stanowiących naturalną zlewnię rzek Narwi i Biebrzy, powstały dla tych terenów podstawy do racjonalnej gospodarki wodnej, co łącznie z utratą przez nie charakteru przygranicznego i uzyskaniem zaplecza w Ziemiach Odzyskanych stworzyło tu korzystne warunki dla rozwoju gospodarczego. W planie krajowym, wojew. Białostockie z ogromnymi obszarami (140.000 ha) łąk i pastwisk dolin rzek Narwi i Biebrzy przewidziane jest jako region rolniczo-hodowlany, ze szczególnym nastawieniem na produkcję mleka, mięsa, skór i wełny oraz przemysł przetwórczy, rolny. Z roślin włóknistych na zmeliorowanych torfach szczególnie dobrze udają się konopie.

Niezależnie od wykorzystania rolniczego, torfy mają odegrać dużą rolę dla celów przemysłowo-opałowych. Eksploatacja torfów ma tu specjalnie duże znaczenie wobec zniszczenia lasów i odległości od źródeł węgla.

Jednym z najbogatszych kompleksów torfowych jest tu obiekt „Bagno Wizna” o powierzchni 11000 ha i o miąższości wysoko-wartościowych torfów do 12 m. Na terenie tym, objętym obecnie szczegółowymi pomiarami i studiami przewiduje się budowę gazo-elektrowni, która zasilalaby okręg przemysłowy Białystok — Łomża.

W obecnym układzie gospodarczym, gdy węgiel jest naszym głównym artykułem wymiany handlowej z zagranicą, specjalny nacisk kładzie się na wyzyskanie bogactw torfowych. Torf jako opał, źródło energii, do przeróbki chemicznej, wyrobu materiałów budowlanych, jako ściółka dla bydła lub nawozów na pola — wysuwa się jako jeden z czołowych surowców.

W tych warunkach koncepcja zalewu 73.000 ha bogatych gruntów organicznych o dużych możliwościach gospodarczych rozpatrywana w skali ogólnopństwowej wydaje się być nie rentowna, a dla regionu Białostockiego wysoce szkodliwa. Projektowany zbiornik oprócz zalewu 73.000 ha podtapiałby jeszcze kilka tysięcy ha przyległych gruntów, częściowo już zmeliorowanych.

Wpływ klimatyczny zbiornika byłby ujemny, a wahania poziomu wody wskutek poboru jej w okresach suszy dla celów żeglugi powodowałyby, że duże partie terenu byłyby naprzemian pod wodą, to znów odsłonięte, zaś płytki zalew użytkowanych obecnie rolniczo terenów tarasowych pociągnąłby w konsekwencji ich zupełne zdzczenie.

Kalkulacja Inż. Cichockiego odnośnie przesiedleń miejscowej ludności i częściowo przeniesień na miejsce wyższe w wypadku budowy zbiornika

nie obejmuje moim zdaniem całokształtu tego zagadnienia, bliższe zapoznanie się z miejscowymi warunkami gospodarczymi wskazuje wyraźnie, że sam koszt translokacji jest rzeczą drobną w porównaniu do zabrania podstaw egzystencji dla kilkudziesięciu tysięcy ludności terenów przyległych, żyjących głównie z gospodarki hodowlanej, opartej na łąkach dolin rzek Narwi i Biebrzy i zaspakajających swoje potrzeby opałowe torfem.

Wysuwany przez Inż. Cichockiego poważny argument rezerw gruntów na Ziemiach Odzyskanych traci tu na swej sile przy uwzględnieniu małego zaludnienia tych terenów (około 12 osób na 1 km², przy średniej gęstości zaludnienia wojew. Białostockiego 41 osób/km²), które należy raczej zagospodarować i zaludnić niż wysiedlać, a na Ziemi Odzyskanej kierować ludność z województw przedludnionych.

Podana, jako poboczna korzyść z energetycznego wykorzystania zbiornika łomżyńskiego, średnia roczna produkcja energii 41 milionów kWh — stanowi drobny ułamek możliwości energetycznych miejscowych złóż torfowych. Wstępne obliczenia przeprowadzone przez prof. S. Turczynowicza odnośnie obiektu „Bagno Wizna” wykazały, że przy eksploatacji 600.000 ton suchego torfu rocznie, przy mocy elektrowni 60000 kW i przy założeniu pracy zakładu 5.000 godz. rocznie, możnaby tu uzyskać 300 milionów kWh rocznie.

Jeżeli chodzi o wykorzystanie zbiornika łomżyńskiego dla gospodarki rybnej, to dałoby ono minimalne korzyści, ponieważ nie możnaby tu hodować ryb szlachetnych. Wojew. Białostockie posiada 28.000 ha jezior i 3.000 ha sztucznych stawów rybnych, które same przez się tworzą już naturalną podstawę dla gospodarki rybnej w dużym stylu.

Zbiornik łomżyński jako ośrodek sportów wodnych i zimowych oraz łowiectwa nie przedstawia większej atrakcji, ponieważ jeziora Mazurskie i Augustowsko-Suwalskie zaspokoja całkowicie nasze potrzeby krajowe.

Po tym krótkim przeanalizowaniu zagadnienia wydaje się, że projekt zbiornika łomżyńskiego rozpatrywany w skali ogólnopństwowej nie ma dostatecznych podstaw gospodarczych do realizacji, natomiast dalsze szczegółowe studia przeprowadzone dla zlewni rzek Narwi i Biebrzy łącznie z jeziorami Mazurskimi i Augustowsko-Suwalskimi, zarówno pod kątem widzenia wykorzystania terenów rolniczo-przemysłowego, jak i potrzeb komunikacji wodnej powinny dać podstawę do racjonalniejszego rozwiązania gospodarki wodnej tego regionu.

ADMINISTRACJA CZASOPISMA

prosi o wpłacenie zaległej prenumeraty
za 1947 r. i przedpłaty na 1948 r.

Żuławy

Jesienią 1947 r. miałem możność bliżej zapoznać się z Żuławami Gdańskimi i Elbląskimi i, będąc pod wpływem świeżych wrażeń z tego terenu, pragnę podzielić się swoimi spostrzeżeniami, zwracając szczególną uwagę na sprawy gospodarki wodnej na tych terenach.

Jak wiadomo, Niemcy przed kapitulacją poniszczyli urządzenia odwadniające, przerywając wały ochronne i wysadzając stacje pomp, na skutek czego te przebogate pod względem gospodarczym i glebowym tereny zalane zostały wodą.

Dziś większość polderów jest osuszona.

Ponieważ prawie wszystkie plany i mapy zostały również zniszczone, Wydział Wodno-Melioracyjny w Gdańsku i Rejonowe Kierownictwa Wodno-Melioracyjne, dążąc do jak najszybszego udostępnienia rolnikom zalanych terenów, wyremontowały przede wszystkim wały, odbudowały i uruchomiły stacje pomp oraz przystąpiły do renowacji istniejących, lecz zamulonych, kanałów i rowów.

Nie będę podawał, ile tysięcy kilometrów rowów i kanałów już oczyszczono, a ile jeszcze pozostało, lub ile tysięcy hektarów odwodniono, bo chodzi mi o całkiem co innego, a mianowicie, jak Niemcy rozwiązali sprawę gospodarki wodą?

Otóż moim zdaniem rozwiązali ją bardzo źle, a że mieli bardzo duże efekty gospodarcze, nie było to ich zasługą, lecz gleby, wody i klimatu.

Jeśli się spojrzy na plan sytuacyjny któregośkolwiek polderu, to rzuca się przede wszystkim w oczy chaotyczność i bezplanowość usytuowania rowów, ich rozstaw i kierunków spływów. Często w labiryncie rowów trudno dopatrzeć się jakiegokolwiek przewoźnika. I tak, w jednej części polderu na polach ornych rozstawa jest 100 — 150 m, w drugiej części, w takich samych warunkach, rozstawa jest kilkanaście metrów, przy czym nie rzadko się zdarza, że dwa rowy równoległe mają spadki odwrotne, zresztą przy minimalnych spadkach naturalnych wynoszących na Żuławach 0,1 — 0,3%. Przy takim zagęszczeniu rowów trudno jest myśleć o wprowadzeniu mechanicznych narzędzi rolniczych, zwłaszcza traktorów.

Gleby Żuław wymagają bardzo intensywnego nawadniania. Sprawę tę Niemcy rozwiązali w sposób trudny do wytłumaczenia. Zasada było: w okresie wegetacji pompy przestawały pracować i w ten sposób wody opadowe (o ile w tym czasie padały deszcze), wypełniając rowy, nawadniały przez podsiakanie przyległe tereny. Ponadto przepusty pod licznymi drogami polnymi, zakładano 30 — 50 cm nad dnem rowu, wskutek czego powyżej przepustu tworzył się zbiornik wody. Istnieje cały szereg rowów bez odpływu, które mają spełniać ten sam cel. Najmniejsze średnice przepustów, jakie spotkałem, miały 5 cm, przeważnie jednak 20—30 cm. Nieliczne przepusty o $\varnothing$ 30 cm z zasuwami są na Żuławach Elbląskich.

Niemcy nie wykorzystali zupełnie możliwości doprowadzenia wody z głównych recypientów, przez wbudowanie śluz wałowych, w których lustro wody normalnej jest wyższe od przyległego terenu. Na polderach spotyka się dość liczne studzienki artezyjskie, które, zasilając wodą na bliższy row, nawadniają w pewnym stopniu przyległy teren.

Jak ważnym czynnikiem jest woda na polderach miałem możność przekonać się, gdy nad rowem ze spiętrzoną wodą waga jednego buraka pastewnego dochodziła do 22 kg a jednego kartofla do 2 kg. W miarę oddalania się od rowu, rośliny te zmniejszały swoje wymiary, dochodząc wreszcie do normalnie spotykanych. Podkreślić należy, że takie plony otrzymano bez nawożenia.

Otóż moim zdaniem, po zakończeniu pierwszego etapu pionierskich prac, polegających na odpompowaniu wody powierzchniowej z polderów i przeprowadzeniu renowacji rowów należałoby:

1) wykonać pomiary sytuacyjno-niwelacyjne całych Żuław z uwzględnieniem szczegółowego badania gleb;

2) poddać rewizji ilość i kierunki rowów trzeciorzędnych, bowiem znaczna ich ilość odgrywała raczej charakter rowów granicznych;

3) rozwiązać sprawę nawodnienia polegającą prócz podtopienia przez unieruchomienie pompy, na grawitacyjnym doprowadzeniu wody na polder z kanałów odbiorczych przy pomocy śluz wałowych oraz na wymianie istniejących przepustów na przepusty o średnicy minimum 30 cm z zasuwami, przy czym przepusty winny być założone w niwelacji dna rowu. Uważam, że najpraktyczniejsze byłyby przepusty w postaci młochów, gdyż wtedy można by dowolnie regulować poziom wód, nadmiar zaś wody przelewałby się do dolnej partii rowu. Oczywiście przy tak płaskim terenie tylko niewielka część przepustów musi być zamykana;

4) stworzyć specjalny aparat techniczny (przynajmniej na okres kilku lat), który nadzorowałby nawadnianie i praktycznie przeszkolony osadników z różnych części Polski rolników, którzy przeważnie nie mieli dawniej nic wspólnego z nowymi warunkami, jakie tu spotykają. Samo zawiązanie spółki wodnej nie rozwiąże sprawy;

5) tam, gdzie rowy główne są dość głębokie (powyżej 1,4 m), należałoby przeprowadzić próbne drenowanie. Pozwoliłoby to w wypadku pozytywnym na skasowanie rowów trzeciorzędnych, co ułatwiłoby racjonalną gospodarkę i zmniejszyło koszty konserwacji rowów. Oczywiście większość rowów odbiorczych trzeba by pogłębić, a działy drenarskie nie mogłyby być duże (brak spadków). Sączki drenarskie mogłyby spełniać rolę odwadniającą i nawadniającą. Przypuszczam, że odpowiednia rozstawa sączków byłaby około 15 m.

Na części jednego polderu spotkałem na dość znacznym obszarze młodą wiklinę do 1 m wyso-

kości. Jeśli nie będzie ona na wiosnę zniszczona, to w przyszłości może stanowić poważną trudność w zagospodarowaniu.

Z uwagi na słabe narazie zagospodarowanie terenów, uważałbym za wskazane, aby w pierwszym etapie były poddane renowacji jedynie kanały i rowy pierwszej drugorzędnej, trzeciorzędnej zaś w miarę zagospodarowania terenu i w miarę potrzeby. Nie mniej ważną jest sprawa zadrzewienia polderów. Wszystkie drzewa owocowe i nie-liczne zresztą szpilkowe — wskutek zalania polderów — powysychały. Nawet wierzby, które

w czasie zalania wypuściły na wysokości 50 — 80 cm nad terenem korzenie przybyszowe, skazane są przeważnie na zagładę, bo ich stare korzenie pogniły w czasie zalewu, zaś korzenie przybyszowe po spompowaniu wody zostały obnażone i uschły; w rezultacie wierzby te masowo przewracają się pod podmuchami wiatrów.

Dzieląc się swoimi skromnymi uwagami wyrażam przekonanie, że na temat zagospodarowania Żuław i gospodarki wodnej z tym związanej ukazywać się będzie więcej artykułów i publikacji.

INZ. STEFAN ROGIŃSKI

Bydgoszcz — Państw. Instytut Nauk. Gosp. Wiejskiego.

Drenowanie krecie*)

RYS HISTORYCZNY I ROZPOWSZECHNIENIE.

Anglia jest krajem, gdzie powstało i rozwinęło się drenowanie krecie. Znanie już w drugiej połowie ubiegłego stulecia (7), zostało zahamowane w swym rozwoju, lecz obecnie zaczęło je znowu szeroko stosować. Drenowanie rurkowe na ciężkich glebach angielskich o podglebiu gliniastym dość szybko przestawało działać bądź przez zamulenie, bądź też na skutek utworzenia się zbitej i nieprzepuszczalnej warstwy ponad sączkami. Częste odnawianie i zagęszczanie sieci drenarskiej wpływało na wzrost i tak już bardzo wysokich kosztów drenowania, zaczęto więc szukać innego, tańszego sposobu odwodnienia, jakim okazało się drenowanie krecie. Rozwój silnych i wygodnych w użyciu ciągników spalinowych przyczynił się w dużej mierze do powrócenia do dawniej już stosowanego drenowania kreciego.

W okresie od 1924 do 1932 r. wykonano 53 próby doświadczalno-pokazowe w 34 hrabstwach, w celu uzyskania danych dotyczących działania i kosztów drenowania kreciego (2).

Widocznie próby te dały zadawalające wyniki, jeśli w okresie wojennym państwo zaczęło finansowo popierać ten system odwodnienia, przeznaczając dotacje ze Skarbu Państwa w wysokości 50% kosztów drenowania kreciego z określeniem maksymalnego zasięgu 1 funt ang./akr. Wojenne Komitety Rolnicze (County War Agricultural Executive Committee) rozporządzały tymi zasiłkami, przyznając je rolnikom na podstawie przedstawionych planów i kosztorysów (7).

Coroczne prace drenowania kreciego mają obejmować 7% powierzchni potrzebującej odwodnienia w każdym gospodarstwie. Ilość zdrenowanych tym sposobem pól w Anglii oceniana jest na 12% gruntów, wymagających odwodnienia (7).

Obserwując rozwój drenowania kreciego w Anglii i uznając jego zalety, sąsiednie kraje zaczęły wykonywać próby u siebie i w konsekwencji stosować je na szerszą skalę.

Zarówno we Francji, jak i w Holandii drenowanie krecie zyskało już prawo obywatelstwa. Około 1880 r. konstruktor francuski zbudował pług kreci, pozwalający na zaciąganie do kanalików liny z kory drzewnej, tworzącej rodzaj sączki drenarskiej (13). Cały szereg prób przeprowadzanych na większych obszarach w trzecim dziesięcioleciu obecnego stulecia we Francji dał bardzo dobre wyniki co do kosztów, jak i co do poprawy stosunków wodnych.

Duża ilość francuskich fabryk rolniczych produkuje nierzadziej typy maszyn do drenowania kreciego i to świadczy najlepiej o stopniu rozpowszechnienia tego sposobu drenowania.

Holandia nieco później zainteresowała się drenowaniem krecim, jednak i tam rozpowszechniło się ono wśród rolników. Ze względu na odrębne warunki glebowe zaszła potrzeba modyfikacji pługa kreciego, czego dokonał prof. Visser z Wageningen (12, 16).

Niemcy rozwinęły u siebie bardzo szeroko próby z drenowaniem krecim, stosując specjalne maszyny i ulepszenia, które jednak nie wyszły poza sferę badań, prawdopodobnie na skutek zbyt skomplikowanej konstrukcji.

Pierwsze doświadczenia w Czechosłowacji podjęte zostały w 1929 r., gdzie wypróbowano maszyny pomysłów własnych i zagranicznych.

Z SRR próbuje również wprowadzić u siebie drenowanie krecie, zwłaszcza na glebach torfowych i w tym celu w 1939 r. została wydana szczegółowa instrukcja (6), omawiająca dokładnie wykonanie najprostszego pługa sposobem gospodarczym oraz przeprowadzenie prac w terenie.

W Polsce już w 1859 r. fabryka H. Cegielskiego w Poznaniu wyrabiała pługi krecie typu belgijskiego pod nazwą „Głębosz belgijski” (Ilustrowany Cennik Maszyn i Narzędzi Rolniczych. Poznań. 1859 r.).

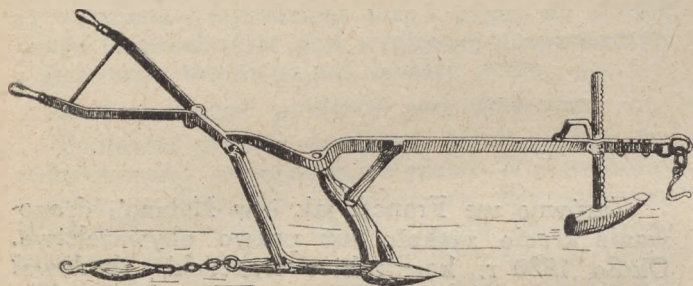
Nie jest wiadome jak szeroko rozpowszechnione było to narzędzie w rolnictwie, faktem jednak bezspornym jest, że już wtedy drenowanie krecie było u nas znane i to w formie ulepszonej, gdyż

*) Referat wygłoszony na zebraniu odczytowym Stow. Inżyn. i Techn. Wodno-Melioracyjnych w dniu 2.XII.47 r.

„głębosz” pozwalał zacząć powrósł słomiane do kanalika w celu jego umocnienia.

Z nieznanych przyczyn drenowanie krecie u nas nie rozwinęło się tak, jak w niektórych krajach Europy zachodniej.

Pierwsze próby tego rodzaju drenowania w Polsce na zasadach naukowych przeprowadził prof. Adam Rożański (12, 13) w latach 1928 i 29 na terenie województwa krakowskiego, na glebach loessowych i gliniastych. W 1937 r. wykonane było próbne drenowanie krecie w Zakładzie Doświadczalnym Uprawy Torfowisk pod Sarnami



Rys. 1. Głębosz belgijski z 1859 r. (Poznań).

przez dra J. Ostromeckiego na torfowisku niskim¹⁾. Próby wykonane przez obu badaczy dały wyniki zadawalające.

Obecnie wśród sfer rządowych i naukowych zainteresowanie drenowaniem krecim bardzo wzrosło i rozpoczęte zostały doświadczenia na różnych glebach i z różnymi typami maszyn w celu wyrobienia poglądu na możliwości rozpowszechnienia w Polsce tego nowego dla nas sposobu meliorowania gruntów. Rozpoczęto również prace nad konstrukcją pługów najbardziej nadających się dla naszych warunków.

MASZYNY DO DRENOWANIA KRECIEGO.

Drenowanie krecie polega na wytłaczaniu w podglebiu kanalików, podobnych do chodników krecich, przy pomocy maszyny zwanej pługiem krecim.

Głównym elementem pługa jest cylindryczny wałek zwany kretem, osadzony na mocnym nożu stalowym, związanym z konstrukcją nośną. Przy niektórych pługach za kretem znajduje się drugi wałek o nieco większej średnicy, noszący nazwę wygładzacza, który przymocowany bywa bezpośrednio do kreta, bądź też za pomocą krótkiego łańcucha.

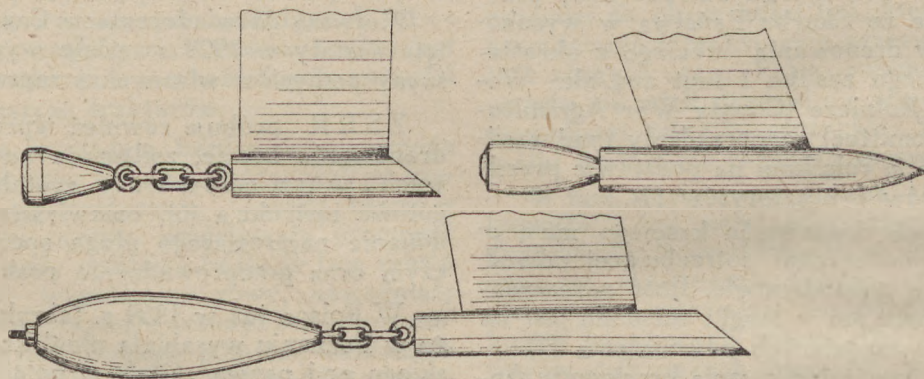
Kształty wygładzacza mogą być rozmaite.

Krety bywają różnych rozmiarów o przekroju poprzecznym kołowym lub elipsoidalnym. Najczęściej używana średnica kreta wynosi 50 — 70 mm, jednakże dla gleb torfowych są to rozmiary za małe i stosuje się znacznie większe średnice wygładzaczy. Instrukcja ZSRR poleca stosowanie w torfach nizinnych $\varnothing$ 200 mm.

Niektóre pługi posiadają kret ze skośnym ścięciem na przód, które ma za zadanie przeciwdziałanie wychodzeniu kreta ku powierzchni oraz zadanie usuwania ziemi ku górze, a nie wtłaczania jej równomiernie na obwódzie kanalika. Usuniętą do góry ziemię nóż rozluźnia, a idący za kretem wygładzacz wgniata materiał ziemny w szczeliny noża. Dno i ścianki kanalika powstają raczej przez krojenie niż przez wgniatanie, co ma znaczenie dla przepuszczalności ścianek. Stłoczona i wgnieciona ziemia ku górze skośnym cięciem kreta wpływa na większą wytrzymałość górnej części kanalika.

W wielu typach pługów przed nożem umieszczany bywa krój talerzowy, który jest konieczny przy drenowaniu pól o powierzchni zadarnionej. Krój talerzowy przecina darni, torując drogę nożowi i przez to zmniejsza siłę pociągową.

Nóż w większości wypadków posiada ostrze nachylone w pionowej płaszczyźnie ruchu. Nachylenie noża, jak również skośne cięcie kreta, przeciwdziałają wypieraniu noża ku górze. Bardzo ważną rzeczą jest również odpowiednie dobranie punktu zaczepienia siły pociągowej, podobnie zresztą jak w zwykłych pługach rolniczych. Niewłaściwe zaczepienie siły pociągowej powoduje zbyt-



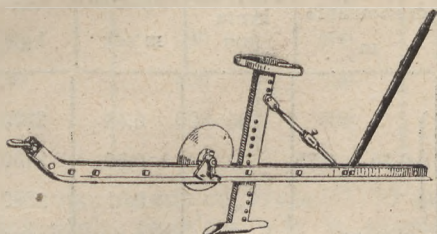
Rys. 2. Różne kształty kretów i wygładzaczy.

¹⁾ Inż. St. Czechowicz — „Próba kreciego drenowania na torfowisku” (Gospodarka Wodna. 1938. zes. 3) — przyp. Red.

nie przyciskanie pługa do powierzchni gleby, bądź też wypieranie go do góry.

Istnieje bardzo duża różnorodność typów pługów krecich, z których wyłaniają się dwie grupy:

1. Pługi bez możliwości regulacji głębokości w czasie pracy,
2. Pługi umożliwiające regulację głębokości w czasie pracy.



Rys. 3. Angielski pług Ransome.

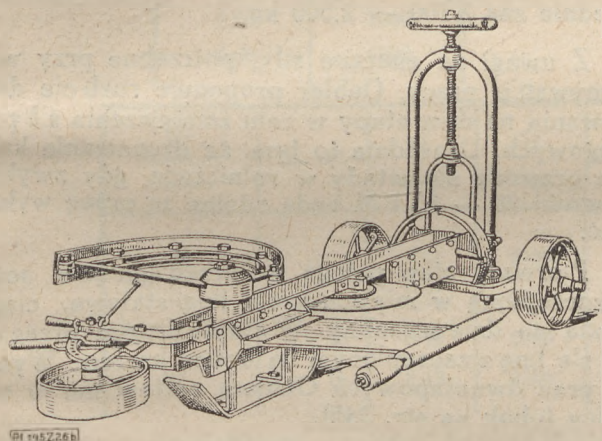
Wszystkie typy pługów tych dwóch grup można podzielić na pługi:

a) na płozach, b) na płozach i kołach oraz c) tylko na kołach.

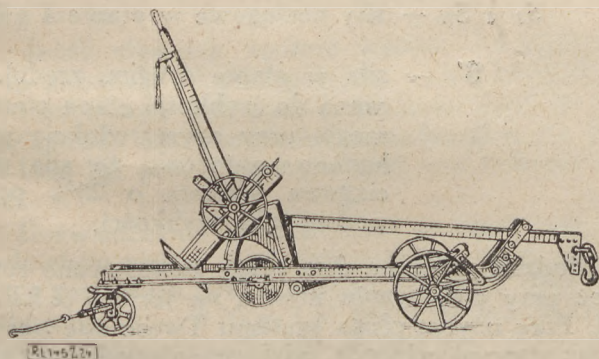
Wyżej podane typy pługów krecich wybrane zostały jako najbardziej charakterystyczne. Istnieje jeszcze dużo innych konstrukcji mniej lub więcej podobnych.



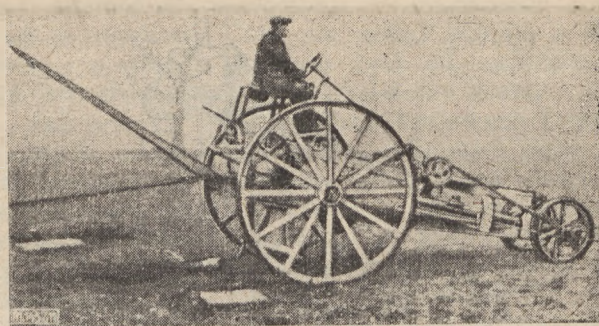
Rys. 4. Ang. pług Simplex Twose.



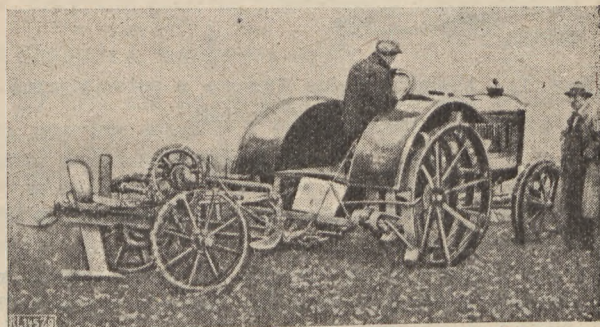
Rys. 5. Franc. pług Bajac z autom. wydobywaniem noża (położony do transportu).



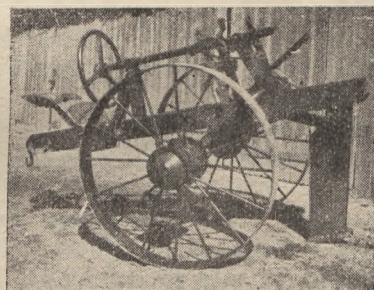
Rys. 6. Franc. pług Flaba-Thomas z automatycznym wydobywaniem noża.



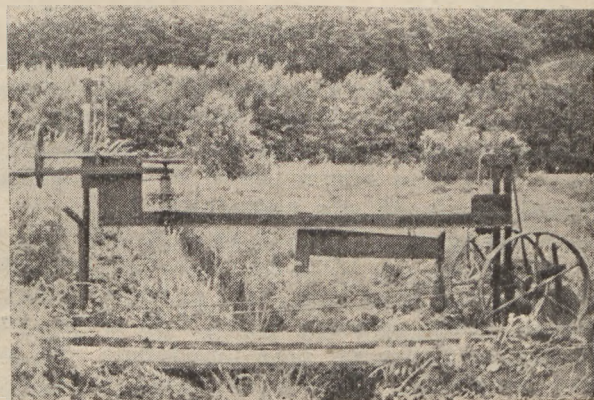
Rys. 7. Ang. ciężki pług Fowler do trakcji parowej.



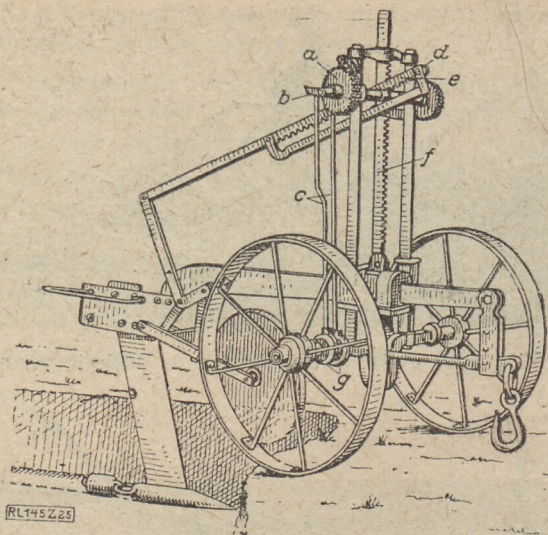
Rys. 8. Ang. pług Martin z automatycznym zagłębianiem i wydobywaniem noża.



Rys. 9. Niem. pług Multum z automatycznym wydobywaniem noża oraz z regulacją głębokości w czasie pracy.



Rys. 10. Holend. pług Kramer z regulacją głębokości w czasie pracy.



Rys. 11. Francuski pług Duncan z automatyczną regulacją głębokości.

SIŁA POCIĄGOWA.

Wielkość siły pociągowej przy drenowaniu krecim zależy:

1. od rodzaju użytego pługa, gdyż np. pługi na płozach wymagają większej siły pociągowej niż pługi kołowe; nie bez wpływu jest również waga pługa;
2. od rodzaju drenowanej gleby; gleby ciężkie wymagają znacznie większej siły pociągowej niż gleby torfowe. Gleby piaszczyste, zdaniem Zunkera (12), wymagają znów większej siły niż gleby ilaste;
3. od wilgotności gleby w czasie drenowania; wzrost wilgotności powoduje zmniejszenie siły pociągowej;
4. od głębokości drenowania;
5. od średnicy kreta i wygładzacza;
6. od szybkości wykonywania drenowania.

Doświadczenia wykonane przez prof. A. Rożańskiego (12) w Balicach, na gruntach loessowych, wykazały wielkości siły maksymalnej 1.600 kg i średniej 1.000 kg przy szybkości pracy 0,5 m/sek., głębokości drenowania do 0,65 m i $\varnothing$ wygładzacza 50 mm. Do pracy użyto pługa firmy Kramer oraz ciągnika o mocy 18 KM, przy czym liną przerzuconą była przez blok, tak że traktor pokonywał połowę siły.

Na mokrej łące o podglebiu z żółtej gliny dyluwalnej, wystarczył tenże ciągnik, zaczepiony bezpośrednio do pługa, przy głębokości drenowania 0,65 m i $\varnothing$ wygładzacza również 50 mm.

Doświadczenie wykonane na łące ze storfiałym loessem i na polu ornym (loess) w Grodkowicach wykazało wielkość siły pociągowej:

$S_{\max} = 920$ kg, $S_s = 780$ kg na łące oraz $S_{\max} = 2.500$ kg, $S_{sr} = 1.915$ kg na polu ornym, przy głębokości 0,55 m na łące i 0,75 m na polu ornym. Szybkość pracy wynosiła 0,34 i 0,35 m/sek. przy średnicy wygładzacza prawdopodobnie 50 mm (autor nie podaje). Ciągnik jaki użyto do tego doświadczenia posiadał moc 35 KM.

Według doświadczeń Zunkera (12), wykonanych w glebie gliniasto-piaszczystej z podglebiem

piaszczystym, jak sam przyznaje w warunkach dla tego rodzaju doświadczeń niebardzo odpowiednich, siły pociągowe zestawiono w poniższej tablicy.

Nr sączka	Głębokość drenowania m	Średnica kreta mm	Szybkość m'/sek	$S_{\max}$ kg	S_{sr} kg
1	0,70 — 0,75	65	0,48	2570	1250
2		„	0,50	2750	—
3		„	0,51	2380	1170
4	0,66	„	0,48	2130	1350
5	0,70	„	0,52	2750	—

Jako siłę pociągową użyto lokomobilę o mocy 20 KM, przy zastosowaniu liny nawiniętej na bęben. Zamiast lokomobil używano również 6 koni, które dobrze ciągnęły pług przy głębokości 0,65 m.

Prof. Oehler (11) wykonywał pomiary sił pociagowych przy drenowaniu gleby o bardzo równomiernym składzie mechanicznym.

W czasie doświadczeń gleba była tak sucha, że orka traktorem była niemożliwa. Kret jakim toczono kanaliki posiadał średnicę 70 mm, przy czym kształt jego nieco różnił się od dotychczas używanych. Siły maksymalne przy głębokości drenowania 0,5 m wahają się od 3.100 do 3.600 kg, średnie zaś 2.100 — 2.500 kg.

Z uwagi na znaczne siły, potrzebne przy wykonywaniu pracy, Oehler proponuje rozbić drenowanie na dwa etapy w celu zmniejszenia sił pociagowych. Uzasadnia to tym, że drenowanie krecie przyjmie się wtedy w rolnictwie, gdy zwykle ciągniki 20 — 25 KM będą zdolne tę pracę wykonać.

Pierwszy etap polega na przeciągnięciu noża z zaczepioną w miejscu kreta liną stalową, ciągniętą po dnie szczeliny. W etapie drugim przeciąga się linę z zaczepionym na końcu kretem. Wyniki prac dwuetapowych Oehlera zestawiono w tablicy (obok na str. 345).

gdzie V_I i V_{II} — szybkości posuwania się pługa w etapie I i II,

S_I i S_{II} — siły pociągowe w etapie I i II,

S'_{II} — siła w etapie drugim, zredukowana do szybkości etapu pierwszego, przy czym redukcję wykonano w założeniu, że siła pociągowa wzrasta o 25% przy podwojeniu szybkości.

Podział pracy na dwa etapy zastosowano również przy drenowaniu krecim na torfach ZSR R (6). Przy użyciu pługa systemu Twose siłę pociągową stanowi czterech ludzi, pracujących przy pomocy liny nawiniętej na kołowrót. Potrzebne siły na torfach wynoszą:

Głębokość m	Siła S_I kg	$\varnothing$ kreta mm	Siła S_{II} kg
0,70	550	150	450
0,80	580	200	600
0,90	600	250	750
1,00	630	300	900

Oehler stosując średnicę kreta $\varnothing$ 70 mm otrzymał parokrotnie mniejszą siłę w etapie drugim zaznaczając, że może ona wzrosnąć przy zastosowaniu większej średnicy kreta.

Dane rosyjskie zgadzają się z tym doświadczeniem, gdyż siły etapu drugiego są większe od siły etapu pierwszego, poczynając od średnicy kreta $\varnothing$ 200 mm. Przy zastosowaniu kreta 70 mm, siła S_{II} byłaby również prawdopodobnie parokrotnie mniejsza.

Z badań francuskich prof. Ringelmana (13) wynika, że wzrost siły pociągowej odbywa się znacznie szybciej, niż wzrost głębokości.

Głębokość m	S_{max} kg
0,30	1200
0,40	1800
0,50	2900
0,60	4500

Nr doświadczenia	Sączek	V_I m/sec	S_I kg	V_{II} m/sec	S_{II} kg	S'_{II} kg	$S_I : S_{II}$	Głębokość m
Ia	c	0,44	2200	0,73	800	686	3,22	0,27
Ib	b	0,27	2800	0,40	1200	1072	2,61	
II	a i e	0,40	1800	0,95	1000	630	2,86	0,50
III	a i b	0,43	2700	0,43	1800	1800	1,50	0,65

Jeżeli stosunek głębokości wynosi 1:1,33:1,66:2,00 to stosunek sił maksymalnych „ 1:1,50:2,42:3,75.

Według doświadczeń Oehlera siła pociągowa rośnie również szybciej, niż następuje wzrost średnicy kreta.

Jeżeli stosunek średnic wynosi 1:1,22:1,52 to stosunek sił pociagowych „ 1:1,28:2,13.

Prof. Visser (12) podaje wielkość średniej siły pociągowej dla warunków holenderskich na $S = 1400$ kg, przy głębokości 0,60 m i $\varnothing$ kreta 40 mm.

Doświadczenia polskie z Sarn wykazały, że na torfowisku niskim wystarczają cztery woły do pociągnięcia pługa kreciego typu Kramera, przy głębokości 0,60 — 0,70 m i $\varnothing$ kreta 75 mm, co mogłoby odpowiadać sile 600 — 700 kg.

Jest rzeczą zrozumiałą, że liczb tych nie można stosować do każdego drenowania, gdyż mają

one wartość dla warunków doświadczenia, w jakich je uzyskano. Dają one jednak pojęcie o wielkości i o stopniu wzrostu tych sił, zależnie od wzrostu głębokości czy też średnicy kreta.

Jak wynika z doświadczeń krajo- i zagranicznych, siła pociągowa dla wykonania drenowania kreciego na gruntach mineralnych waha się w granicach 1000 — 3500 kg. Siły maksymalne wzrastają niekiedy do 5200 kg, a nawet do 8000 kg w warunkach specjalnie ciężkich, w glebie bardzo suchej.

Dla pokonania tych sił należy użyć ciągników o mocy 30—45 KM, wyłączając przypadki, kiedy siła potrzebna do ciągnięcia kreta osiąga 8000 kg, bo w takim razie ciągnik o mocy 45 KM okaże się za słaby.

Przy sile 8000 kg i szybkości ruchu 0,55 m/sec

$$(2 \text{ km/godz.}), \text{ trzeba by mocy } N = \frac{8000 \cdot 0,55}{75} =$$

= 59 KM, nie licząc mocy potrzebnej do pokonania oporów własnych ruchu ciągnika, które mogą zużyć kilkanaście KM.

W szczególności ciężkich warunkach należy uciec się do ciągnięcia liną, przerzuconą przez rolkę (rodzaj bloku), gdzie ciągnik będzie miał do pokonania połowę siły, lub też przy pomocy liny, nawiniętej na bęben zmontowany na ciągniku.

Ten ostatni sposób oraz używanie dwóch maszyn parowych, podobnie jak przy orce parowej dwumaszynowej, jest korzystny w okresie kiedy powierzchnia gleby jest mokra i bezpośredni zaczep ciągnika do pługa staje się niemożliwy ze względu na oblepianie się kół i ich pośl zg.

Na lżejszych glebach można użyć wołów lub koni. Na polderach holenderskich często używa się

czterech silnych koni, a w doświadczeniach francuskich używano nawet 10 wołów lub 12 koni (12). Jednakże stosowanie większej liczby koni lub wołów nie jest ekonomiczne, ponieważ siły ich nie są należycie wykorzystane. Wiadomo jest, że koń w dwójce daje 93% zdolności pociągowej, zaś w ósemce już tylko 49%. Siła jednego konia waha się w zależności od jego wagi własnej, od 66 do 150 kg.

W Anglii używa się ciągników o mocy 20 — 25 KM (12), gdyż tam drenuje się na ogół bardzo płytko, około 0,40 — 0,50 m. Natomiast przy drenowaniu głębszym od 0,60 — 0,75 m, przy średnicy kreta 9 cm stosuje się ciągniki o większych mocach, a rzadziej dwie maszyny parowe przy trakcji lnowej.

Na glebach torfowych prawdopodobnie wystarczy ciągnik o mocy 15 — 20 KM.

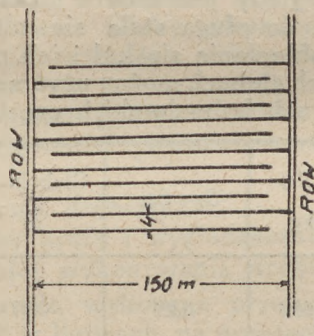
Zarówno na glebach mineralnych, jak i na torfach bardzo pożądane jest stosowanie ciągników gąsienicowych, gdyż ciągniki kołowe wrzynają się w grunt, zwłaszcza jeśli jest on mokry. Na torfach ciągnik gąsienicowy jest konieczny ze względu na małą wytrzymałość gleby torfowej na ciśnienie.

Jednakże w poszczególnych przypadkach jest możliwe używanie ciągników kołowych na torfach, czego dowodem może być próbné drenowanie w Minikowie koło Bydgoszczy (P.I.N.G.W.), gdzie pług Kramera przy głębokości 0,70 m i $\varnothing$ wygładzacza 150 mm był ciągnięty bezpośrednio przez ciągnik 45 KM, marki Farmalla, bez żadnych przeszkód. Trzeba jednakże wziąć pod uwagę to, że powierzchnia była dobrze zadarniona, woda gruntowa na głębokości około 0,30 m i torf dość silnie namulony. W innych warunkach praca tym ciągnikiem mogłaby się okazać niemożliwa.

ROZPLANOWANIE SĄCZKÓW, ZBIERACZE, WYLOTY.

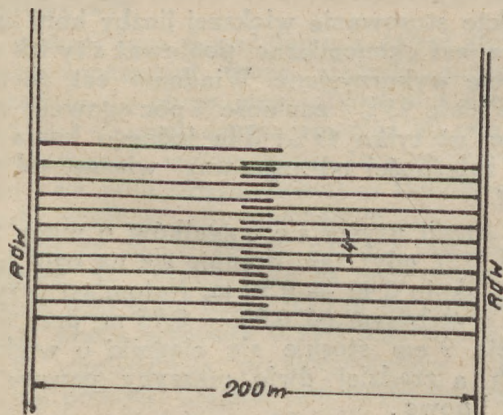
Jeśli chodzi o układ sączków krecich w planie, to mało się różni on od układu sączków innych typów i projektuje się jako drenowanie systematyczne, ułożone raczej poprzecznie niż podłużnie.

W terenach zupełnie płaskich i bezspadkowych, zajmujących duże obszary (w Holandii) stosują sączki o kierunku prostopadłym do rowów, radejąc spadek sztuczny kanalikom między dwoma równoległymi rowami odbiorczymi: naprzemian raz do jednego raz do drugiego rowu (rys. 12 i 13).



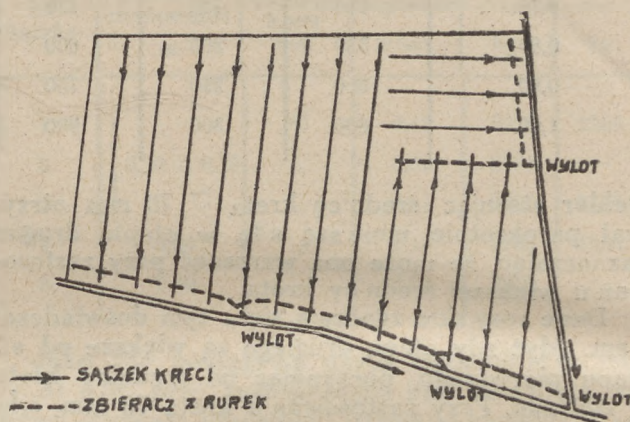
Rys. 12. Układ sączków krecich przy rozstawie rowów do 150 m (Holandia).

Rozkład sączków przedstawiony na rys. 12 jest bardzo korzystny z uwagi na pracę ciągnika, który nie chodzi na próżno, lecz za każdym przejeździe formuje kanalik kreci.

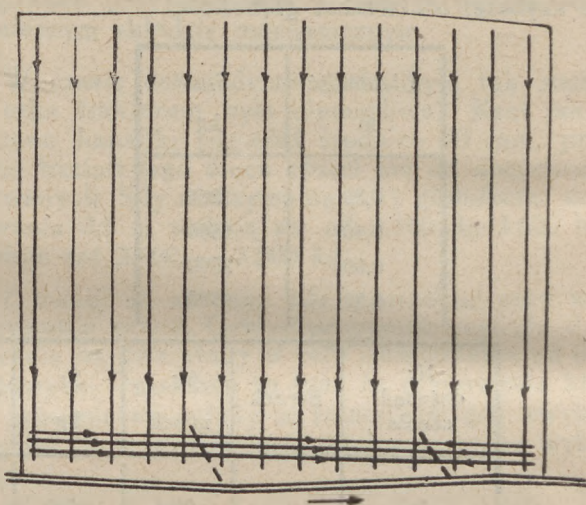


Rys. 13. Układ sączków krecich przy rozstawie rowów ponad 200 m (Holandia).

Przy uprawie zagonowej w Anglii wykonywa się w bruzdach po trzy sączki o rozstawie 7,5 — 10 cm, które w warunkach gleb przepuszczalnych trudno odbierają wodę powierzchniową, spływającą z grzbietów zagonów.



Rys. 14. Rozplanowanie sączków krecich na polu o nieco sfalowanej powierzchni (Anglia).



Rys. 15. Przykład rozplanowania sączków krecich ze zbieżnością krecimi i rurkowymi (Anglia).

Największa długość sączków krecich nie powinna przekraczać 150 m.

Sączki mogą być wprowadzone:

- bezpośrednio do rowu otwartego,
- do zbieracza rurkowego,
- do zbieracza kreciego.

Sączki wprowadzone bezpośrednio do rowu muszą być zaopatrzone w wyloty, które powinny być możliwie proste i tanie ze względu na znaczną ich ilość. Najtańszym wylotem będzie wylot z jednej lub kilku rurek drenowych, wcisniętych do kanalika kreciego. Sprawozdawca z doświadczeń na torfach w Nowym Kamieniu (17) poleca zakładanie rurek glinianych na długości 3 m, uzasadniając to tym, że końcowa część kanalika kreciego narażona jest na wpływy atmosferyczne i wskutek tego łatwo niszczy się. Poleca on również umieszczenie wylotu pod powierzchnią wody w rowie, ażeby uniemożliwić dostęp niszczących wpływów atmosferycznych.

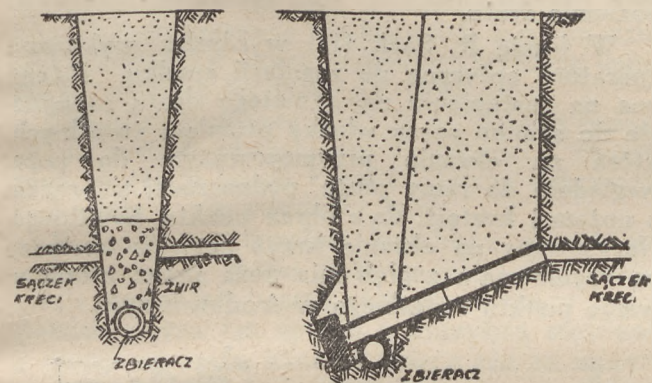
Wyloty, podobnie jak przy drenowaniu rurkowym, powinny być zaopatrzone w siatki lub klapki, zabezpieczające przed wtargnięciem żab, myszy, kretów itp. Stosowane w Z.D.U.T. pod Sarnami wyloty blaszane są bardzo wygodne przy ich zakładaniu, zwłaszcza w torfach, gdyż łatwo wciska się je w grunt, jednak wydają się zbyt drogie. Poza tym mogą być stosowane wyloty innych typów.

Na polu doświadczalnym w Minikowie zastosowano różne rodzaje wylotów, jednakże wobec zbyt krótkiego okresu obserwacji nie można jeszcze wydać o nich osądu.

Dołączenie sączków krecich do zbieraczy rurkowych może być wykonane w dwa sposoby:

a) przez obłożenie zbieracza rurkowego faszyzną lub ożwirowanie jego w miejscu doprowadzenia sączka oraz

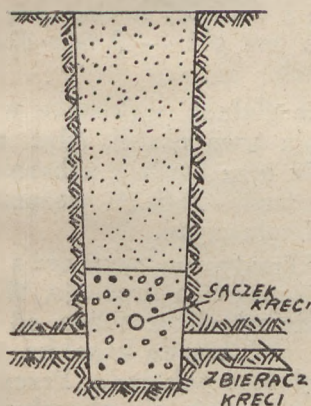
b) przez dołączenie kilku rurek glinianych do sączka kreciego i wykonanie połączenia zwykłego, górnego lub bocznego.



Rys. 16. Połączenie sączków krecich ze zbieraczem rurkowym.

Mniej pewne w działaniu wydaje się wykonanie kilku ciągów krecich obok siebie, uważanych jako zbieracz. Wykonane nieco płycej sączki łączą się przy pomocy świda lub żelaznego drąga (7).

Lepsze jest połączenie sączka kreciego ze zbieraczem krecim przez wykopanie dołu w miejscu połączenia i obsypanie żwirem.



Rys. 17. Połączenie sączków ze zbieraczem krecim.

W Anglii poleca się wykonywanie zbieraczy z rurek glinianych i obsypanie żwirem na całej długości a nie tylko w miejscach połączenia sączków krecich.

Dla większego zmechanizowania prac należałoby zwrócić uwagę na zastosowanie mechanicznie wykonywanych zbieraczy żwirowych, co mogłoby w rezultacie wpłynąć na potaniecie drenowania kreciego. Można by wykonywać rowki zbieraczy przy pomocy specjalnych pługów bądź też frezarek, opisywanych przez Feila (3). Frezarka kopie rowek o szerokości 8 cm, za nią zaś posuwa się skrzynia, zasypująca rowek żwirem lub tłuczniem bez uprzedniego układania rurek. Wykonane w ten sposób zbieracze pozwalałyby na wykorzystywanie ich przy powtarzaniu drenowania kreciego co kilka lat.

GŁĘBOKOŚCI.

Drenowanie krecie jest na ogół drenowaniem płytkim. W Anglii stosują przeważnie głębokości 15 cali, to jest ok. 0,40 m, uznając jednocześnie, że drenowanie głębsze jest lepsze, bo trwalsze. Jednakże w glebach ciężkich wykonanie kanałków krecich przy większych głębokościach wymaga zbyt dużej siły pociągowej i bardzo mocnych pługów.

Próbne drenowanie krecie w Minikowie wykazało, iż głębokość 0,60 m przy podłożu gliniastym okazała się zbyt duża dla ciągnika o mocy 45 KM, zaczepionego bezpośrednio do pługa.

W celu powiększenia głębokości bez wzrostu siły pociągowej można prowadzić kanałki kreci pod uprzednio wyoraną bruzdą. Pozwala to na zwiększenie głębokości o 0,20 — 0,30 m.

Wg prof. Ringelmana (13) dla łąk i pastwisk wystarcza głębokość drenowania 0,40 m, zaś dla ornych większa niż 0,50 m.

Doświadczenia francuskie, czeskie, holenderskie i niemieckie określają głębokości drenowania kreciego na 0,40 — 0,80 m. Wydaje się, że głębokość drenowania na glebach ciężkich ograniczona jest raczej możliwościami wykonania kanałków krecich ze względu na wzrost siły pociągowej niż wymaganiem stopniem odwodnienia.

Na glebach torfowych tego ograniczenia niema i można drenowanie wykonać na większych głębokościach. Nie wydaje się jednak, aby głębsze drenowanie od 0,70 m na torfach było wskazane.

ROZSTAWY.

Ze względu na małe głębokości drenowania stosowane są małe rozstawy w celu równomierniejszego obniżenia zwierciadła wody gruntowej. Na ciężkich glebach angielskich stosuje się rozstawy 2,70 — 4,50 m (3—5 jardów). Niemcy wykonywali doświadczalne drenowania nawet przy rozstawie 1,50 m. Można ogólnie powiedzieć, że rozstawy sączków drenowania kreciego wahały się w granicach 2—5 m.

Małe rozstawy drenów krecich, oprócz właściwości odwadniających, spełniają doniosłą rolę głębokiego wzruszenia podglebia, przez co stwarza się większy kontakt warstw wglębnych z powietrzem.

SPADKI.

Podobnie jak w drenach rurkowych, istnieje ograniczenie stosowanych spadków i w drenowaniu krecim; wobec nieumocnienia kanalików jeszcze większą uwagę należy zwrócić na minimalny i maksymalny spadek sączków. Najmniejszy spadek wg doświadczeń angielskich powinien wynosić 5‰ (7). Różni autorzy niemieccy podają rozmaite minimalne spadki wynoszące 1,5, 2 i 4‰. Oehler (10) uznał 8‰ spadek za zbyt mały w swoich doświadczeniach, ponieważ nastąpiło zamulenie kanalików.

Zasada przy ustalaniu minimalnego spadku, stosowana w drenarstwie rurkowym, określa minimalny spadek w zależności od średnicy rurek i materiału glebowego. Namoty, jakie dostają się do sączków, powinny być wyniesione po przez wylot do rowu. W gruncie zwiezłym gliniastym wystarcza prędkość wody w rurkach 16 — 20 cm/sek. Tę samą zasadę możnaby przyjąć dla sączków krecich. Podane przez Prof. Zakaszewskiego (18) minimalne spadki w glebach gliniastych dla drenów o średnicy 5 cm wynoszą 3 — 4‰. Z uwagi jednak na to, że sączki krecie na ogół mniej intensywnie oszczędzają glebę oraz z uwagi na zmniejszenie się przekroju kanalików, możnaby uznać 4 — 5‰ jako minimalny spadek dla sączków krecich w gruntach zwiezłych.

W doświadczeniach holenderskich na torfowisku wysokim stosowano spadek 2‰, przy czym na odcinku 20 m powyżej wylotu sączki wykonywano bez spadku. Brak opinii o najmniejszym spadku sączków w torfach nie pozwala na definitywne jego ustalenie. Wyda się, że na torfach nienamulonych spadek 2 — 3‰ można uważać za minimalny.

Co do maksymalnego spadku dla sączków krecich nie ma dotychczas danych liczbowych. Kuhlwind (10) uznał spadek 80 — 90‰ za górną granicę spadku, przy którym ścianki kanalików krecich mogą ulec uszkodzeniu. Podawany w Podręczniku Melioracji Zakaszewskiego (18) maksymalny spadek 94‰ dla rurek glinianych o średnicy 5 cm wydaje się za duży ze względu na wymywanie cząstek gruntu (szybkość wody przy całkowitym napełnieniu 1 m/sek). Praktycznie stosowany maksymalny spadek 50 — 60‰ w drenach rurkowych 4 — 5 cm średnicy ze względu na niebezpieczeństwo ruchu wody obok drenów można by uznać za górną granicę spadku także w sączkach krecich przy glebach zwiezłych.

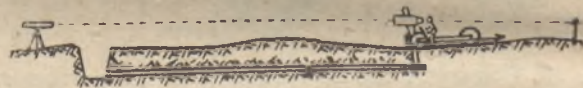
Jedną z większych trudności przy drenowaniu krecim jest wykonanie sączków z żądanym spadkiem, zwłaszcza gdy naturalny spadek terenu różni się od wymaganego. Powierzchnia gruntu posiada z reguły lokalne wklęslenia i wypukłości, wykonane zatem sączków tylko wzdłuż spadku terenu nie gwarantuje, że kanalik zostanie wykonany bez spadków przeciwnych.

Kanaliki krecie z dowolnie regulowanym spadkiem mogą być wykonane tylko przy pomocy pługów krecich, posiadających odpowiednie urządzenie, pozwalające na podnoszenie i opuszczanie noża i kreta w czasie wykonywania pracy.

Próbowano problem regulacji spadku rozwiązać rozmaitymi sposobami. Najprostszym z nich, jednakże mało wygodnym, jest ustawienie dwóch krzyży na początku i na końcu każdego sączka tak, aby wierzch krzyży stanowił linię równoległą do żadanego spadku. Człowiek, celujący okiem tak, aby trzeci krzyż przymocowany do noża pługa kreciego znajdował się stale na linii krzyży krańcowych, daje znaki chorągiewką obsłudze czy nóż ma być podnoszony czy też opuszczany.

Nieco lepsza metoda, acz wymagająca niwelacji każdego sączka co najmniej w trzech punktach, polega na rozciągnięciu cienkiego drutu (1—2 mm) w odległości 1,50 m od osi sączka, równoległe do niego oraz równoległe do żadanego spadku. Drut podpira się tyczkami co 15—20 m w celu uniknięcia zbyt dużych zwisów. Wskazówka, przymocowana do noża pługa kreciego z ramieniem wystającym w bok, ustawiona na wysokości naciągniętego drutu, sygnalizuje w czasie pracy kiedy należy obniżać bądź podnosić nóż. Robotnik obsługujący pług reguluje zagłębienie noża w ten sposób, aby wskazówka znajdowała się stale na poziomie drutu.

W firmie R. Sack (14) w Lipsku wykonano aparaturę optyczną do regulacji spadku. Polega ona na zastąpieniu naciągniętego drutu równoległe do spadku przez wiązkę promieni świetlnych, która na ekranie przymocowanym do noża, względnie do ramy pługa, podnoszącej się razem z nożem i kretem, daje obraz punktu świetlnego. Narysowany na ekranie krzyż pozwala obsłudze na regulowanie zagłębienia noża przez utrzymywanie punktu świetlnego w środku krzyża.



Rys. 18. Schemat świetlnej regulacji spadku.

TRWAŁOŚĆ DRENOWANIA KRECIEGO I KOSZTY WYKONANIA.

Trwałość drenowania oceniana jest przez różnych badaczy bardzo rozmaicie. Niektórzy autorzy angielscy podają okres trwania nawet 50-letni, co wydaje się zbyt optymistycznie oceniane. Na ogół w warunkach angielskich określa się trwanie drenowania kreciego na 12 — 14 lat i to zależnie od głębokości i średnicy kreta, przy czym na łakach trwałość jest o 1 — 2 lata dłuższa, niż na gruntach ornych.

Drenowanie głębsze, wykonane w macierzystej glinie podglebia trwa dłużej, gdyż jest mniej narażone na mróz oraz bardziej zabezpieczone przed uszkodzeniem jazdą ciężkimi wozami, bądź innymi maszynami rolniczymi.

Warunki klimatyczne wywierają duży wpływ na trwałość drenowania kreciego. W czasie suszy na glebach gliniastych szczelina od noża rozszerza się i sięga niekiedy do kanalka, a nieraz powstają jeszcze głębsze pęknięcia. Przez taką rozszerzoną szczelinę dostają się okruchy gleby, tamujące przepływ i powodujące zamulenie.

Blackaby (2) proponuje wykonywanie sączków krecich w świeżo wyoranej bruzdzie i przyoranie szczeliny po wykonaniu kanalika. Daje to możliwość głębszego wykonania drenowania i jednocześnie zabezpiecza szczelinę przed wpływami atmosferycznymi.

Wykonanie sączków pod górę, tj. w kierunku przeciwnym spadkowi wpływa także na ich trwałość, gdyż woda lepiej spływa i nie tak szybko się zamulają. Dobrze wykonane drenowanie w glinie o głębokość 0,50 — 0,60 m w warunkach angielskich dało bardzo dobre wyniki w ciągu 6 — 7 lat, zaś jeszcze zadowalająco działa przez następne 6 — 7 lat (7).

Według doświadczeń niemieckich na torfowisku niskim w Nowym Kamieniu (17) stwierdzono, że jeszcze po pięciu latach drenowanie krecie działało zadowalająco pomimo, że średnica kanalików zmniejszała się w tym okresie z 70 — 80 mm na 40 mm. Zmniejszenie średnicy kanalików w torfach następuje prawie bezpośrednio po ich wykonaniu. W Nowym Kamieniu sączki, wykonane wygładzaczem średnicy 110 mm, zmniejszyły się do 70 — 80 mm, w Minikowie zaś przy użyciu wygładzacza o średnicy 100 mm, po dziesięciu dniach od chwili wykonania średnice kanalików wynosiły już tylko 40 — 45 mm.

Drenowanie krecie w Z. D. U. T. pod Sarnami na torfach okazało się dostatecznie trwałe, gdyż po pięciu latach kanalik i jeszcze dobrze się zachowały i odprowadzały wodę.

Ponieważ na trwałość kanalików decydujący wpływ posiada rodzaj gleby w jakiej drenowanie krecie wykonano, warto zastanowić się w jakich glebach można ten sposób z korzyścią stosować. Z uwagi na to, że kanalik krecie nie są niczym umocnione, mogą być one wykonywane w glebach o podglebiu gliniastym i ilastym, tj. w materiale zwartym, dającym gwarancję długotrwałości. Grunt o podglebiu piaszczystym nie nadaje się zupełnie do drenowania kreciego.

Prof. Rożański (12) wykonywał doświadczalne drenowanie na loessach, gdzie po roku kanaliki jeszcze dobrze się utrzymały, jednak dalsze losy doświadczenia nie są znane.

Na polderach holenderskich Zuidersee stosuje się drenowanie krecie z powodzeniem, jednakże na świeżo wyłanionych z morza gruntach kanalik nie utrzymywały się prawie wcale, ulegając natychmiastowemu zamuleniu.

Niemcy wykonywali z dobrymi wynikami również próbne drenowania krecie na madach, jednakże brak szczegółowych danych co do trwałości kanalików.

Na torfach słabo rozłożonych i nienamulonych drenowanie krecie dobrze się udaje, a wyniki osączania są natychmiastowe. Torfy namulone prawdopodobnie nie będą mogły być drenowane sposobem krecim ze względu na łatwe zamulanie kanalików.

Poza tym drenowanie krecie nie będzie mogło być wykonywane w glebach posiadających korzenie, pnie lub kamienie, chociaż pojedyncze mniejsze kamienie na ogół nie stanowią dużej przeszkody, gdyż są nożem usuwane na boki.

Ważnym czynnikiem jest również ukształtowanie terenu. W terenie zbyt falistym drenowanie jest utrudnione koniecznością regulowania spadku, co wzmacnia koszty prac przygotowawczych.

W okresach suchych wykonywanie drenowania kreciego nie jest wskazane, gdyż w mało wilgotnych glebach potrzeba znacznie większej siły pociągowej a kanalki nie są tak gładkie jak w glebach wilgotnych. Najlepszą porą wykonywania tych prac jest wiosna i jesień, kiedy powierzchnia gleby jest dość sucha, podglebie zaś dostatecznie wilgotne.

Na torfach najlepiej jest wykonywać drenowanie krecie wczesną jesienią, kiedy woda gruntowa znajduje się na niższej pod powierzchni.

W Niemczech robiono próby na zupełnie mokrych gruntach z dobrymi wynikami, lecz pług

K r a j	Autor bądź publikacja	Średni koszt drenowania na ha		Stosunek kosztów	Uwagi
		kreciego	rukowego		
Anglia	Groomore Leaflet 44 (7)	17,5 szyl.	300 szyl.	1 : 17	ceny obecne
Holandia	Visser (12)	20 flor.	225 flor.	1 : 12,5	ceny przedwojenne
Polska	Rożański (12)	104 zł *	1 000 zł	1 : 9,7	„
Niemcy	Zunker (12, 15) Kuhlewind	58 mk *	500 mk.	1 : 8,7	„
Francja	Rożański (12)	500 fr.	3 500 fr.	1 : 7	„
Z.S.R.R. **	Instrukcja dren. kreciego (6)	175 rb.	1 200 rb.	1 : 7	„

*) W koszt wliczono koszty zbieracza z sączkami doprowadzonymi z obu stron.

**) Dotyczy gleb torfowych.

mógł być ciągnięty tylko przy pomocy liny nawijanej na bęben. Praca ciągnika, zaczepionego bezpośrednio do pługa kreciego, w takich warunkach jest niemożliwa ze względu na mniejsze opory tarcia kół ciągnika na mokre powierzchni gleby i z uwagi na oblepianie się kół i gaszenie mokrym materiałem glebowym, zwłaszcza jeśli jest to gleba gliniasta lub mada.

Czas trwania drenowania kreciego wpływa na jego opłacalność. Według Kuhlewinda (15) ośmioletni okres trwania powoduje dopiero niższy koszt drenowania kreciego od rurkowego.

Prof. Rożański (12) oblicza, że gdyby drenowanie krecie trwało tylko pięć lat, to będzie ono dwukrotnie tańsze od drenowania rurkowego, w założeniu 50-letniego okresu amortyzacji.

Inni autorzy twierdzą, że już 2-letni okres amortyzacji wystarcza, aby było tańsze od rurkowego i opłaca się powtarzać je co dwa lata.

Dla porównania podaje się (str. 349) średnie koszty wykonania drenowania kreciego i rurkowego na glebach mineralnych dla różnych krajów.

Z zestawienia powyższego widać, że koszt drenowania kreciego jest przeciętnie ok. 10 razy niższy od kosztu drenowania rurkowego. Niskie koszty drenowania kreciego uzasadniają się szybkością wykonania, zmechanizowaniem pracy, brakiem robót ziemnych i stosowaniem stosunkowo małych ilości materiałów.

W Anglii oblicza się, że $\frac{1}{3}$ część kosztów idzie na wykonanie kanalików krecich, $\frac{1}{3}$ na wykonanie zbieraczy rurkowych i $\frac{1}{3}$ na materiały.

Szybkość wykonania zależna jest od rodzaju gruntu, rozstawy, długości sączków, sły pociągowej, sposobu łączenia sączków ze zbieraczem bądź z rowem oraz od ukształtowania terenu, od którego zależą prace przygotowawcze (spadek naturalny czy sztuczny regulowany). W ciągu dnia można wykonać 1,5 — 3 ha drenowania kreciego, zależnie od wyżej wymienionych warunków.

W doświadczeniu w Minikowie na łąkach torfowych w ciągu godziny wykonano 820 m sączków, co odpowiada ok. 3 ha na dzień przy rozstawie 4 m, głębokości 0,50 — 0,70 m i 9-cio godzinnym dniem pracy, bez regulacji spadku ze względu na równomerny naturalny spadek terenu. Prace przygotowawcze ograniczły się tylko do wyznaczenia kierunków sączków. Szybkość ruchu wynosiła 3 km/godz., co odpowiada 0,84 m/sek.

Potrzebna ilość obsługi przy pługu typu Kramera i trakcji motorowej wynosi 4-ch ludzi, w tym 1 mechanik, 1 dozorca melioracyjny i 2-ch robotników. W przypadku konieczności regulacji spadku należy ilość obsługi zwiększyć co najmniej o 2-ch ludzi do ustawiania drutu, wskazującego głębokość kanalików. Przy zastosowaniu innych typów pługów krecich i innych sił pociągowych ilość obsługi może ulec zmianie.

DRENOWANIE KRECIE A DRENOWANIE Z RUREK GLINIANYCH.

Główną zaletą drenowania kreciego pozwala ją konkurować z innymi sposobami odwadniania jest jego taniość, główną jego wadą natomiast

jest krótkotrwałość. Brak robót ziemnych jest do pewnego stopnia wadą w porównaniu z drenowaniem rurkowym, gdzie zasypane rowy po wykopach, jako bardziej rozluźnione, ułatwiają przesiekanie wody powierzchniowej do sączków. Wyrównaniem tej niedomogi jest znacznie mniejsza rozstawa sączków krecich.

Jeśli chodzi o zdolność osączania, to jest ona na ogół niższa niż przy sączkach glinianych. Na podstawie sprawozdania niemieckiego z doświadczeń w Nowym Kamieniu (17) z okresu 1933 — 1938 można powiedzieć, że na torfach przy małych ilościach spływu dreny krecie osączają większe ilości wody tylko w dwóch pierwszych latach. Przy spływach większych dreny gliniane dały po roku dwa razy większy odciek, zaś po 2,5 — 3 latach jest on trzykrotnie większy. Średnie wartości odpływu dwóch sączków krecich i dwóch glinianych w Nowym Kamieniu w okresie od 13.IV.36 do 14.V.36 wynoszą 41,3 l/godz. i 49,5 l/godz., zaś w okresie od 19.VI.36 do 25.XI.36 dla tychże dwóch par sączków wynoszą 60,7 i 91,3 l/godz. W pierwszym okresie odpływ z drenów krecich wynosił 83,3% odpływu drenów glinianych, w drugim 66,5%. Danych liczbowych dla innych gleb brak.

Mniejsza zdolność osączająca kanalików krecich polega prawdopodobnie na tym, że następuje zasmarowanie porów i zagęszczenie gruntu przy ściankach sączka wygładzaczem, którego średnica jest większa od średnicy kreta. Poza tym, jak już wyżej powiedziano, w drenowaniu rurkowym ponad sączkami znajduje się wzruszony materiał ziemny, powstały z zasypanego rowka drenarskiego na szerokości ok. 0,30 m, co posiada duże znaczenie przy osączaniu wody zwłaszcza w glebach mało przepuszczalnych.

W drenowaniu krecim ponad sączkiem znajduje się wąska szczelina, która na polach ornych jest zaorywana i przez to w mniejszym stopniu może działać osączająco tym bardziej, że w glebach wilgotnych ulega ona z czasem zanikowi.

Anglicy uważają, że zadaniem sączków krecich jest przede wszystkim osączanie wody powierzchniowej i dlatego też drenują płytko i gęsto, a drenowanie krecie traktuje się tam jako uprawę rolniczą.

Ze względu na dłuższe utrzymywanie się szczeliny od noża, na łąkach woda osączana jest swobodniej i obficiej niż na polach ornych, gdzie odpływy są bardziej wyrównane.

DRENOWANIE MIESZANE.

Zauważono, że drenowanie krecie, wykonane ponad niedziałającym drenowaniem rurkowym, pobudza je do ponownego działania. Zaczęto też, zwłaszcza w Anglii, stosować je jako uzupełnienie i odnowienie drenowania rurkowego (tzw. „mole-cum-tile”). Wykonywa się je na ogół prostopadle do kierunku sączków glinianych. Na skrzyżowaniach sączków woda ma znacznie skróconą drogę do drenów rurkowych, zwłaszcza, że w tych miejscach kanalki krecie przechodzą we wzru-

szonym niegdyś materiale ziemnym i dlatego drenowanie jakby ożywa.

Na polderach holenderskich stosowano również sączki krecie dla zagęszczenia systemów drenarskich rurkowych i wtedy kierunki sączków krecich są równoległe do kierunku sączków glinianych.

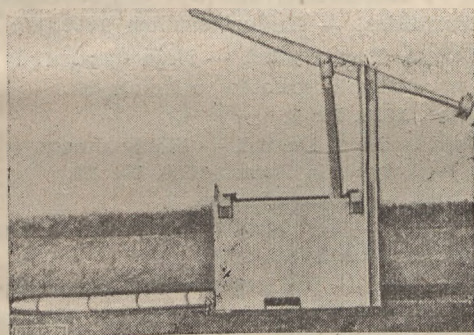
Sączki drenowania kreciego można dołączać do istniejących zbieraczy po uprzednim obłożeniu ich żwirem lub faszyną.

DRENOWANIE UBEZPIECZONE.

Chcąc usunąć nieudolność drenowania kreciego, niektórzy badacze zaczęli wykonywać próby z umocnieniem kanalików. W Holandii Prof. Visser (12, 16) próbował zaciągać rurki gliniane do kanalików krecich przy pomocy pługa kreciego. Rurki drenowe związane drutem i ułożone na deskach wcagano razem z deskami. Udało się to wykonać w glebie suchej najwyżej na długości 50 m, gdy tymczasem w mokrej glebie próba nie udała się, z powodu szybkiego zmniejszania się średnicy kanalka. Miały być robione doświadczenia z zastosowaniem większej średnicy wygładzacza, jednak wynik tych prób nie jest znany.

W Niemczech robiono również próby z zaciąganiem rurek drenowych przy pomocy urządzenia, służącego do nawlekania rur na linę wraz z automatycznym zatykaniem ostatniej rurki kołkiem drewnianym (12).

W Anglii stosowano znów sposób wciskania rurek do uprzednio wykonanego kanalka (16).



Rys. 19. Przyrząd do wciskania rurek glinianych do kanalików krecich.

Nie wydaje się jednak, aby sposoby te znalazły szersze zastosowanie ze względu na znaczny wzrost kosztów przy niemożności zagwarantowania ścisłego dopasowania styków oraz wykonania prawidłowych spadków sączków. Możliwość zgniecia rurek w trakcie wciskania lub zaciągania ich do kanalka nie daje pewności dobrego wykonania.

Firma R. Sack (14) propaguje inny sposób umocnienia kanalików krecich przy pomocy blachy. Odpowiednio zbudowany pług tłoczy kanalik i jednocześnie zaciąga pas blachy o szerokości 150 mm, grubości 0,5 — 1 mm, zwijany w rurę przez specjalne urządzenie, ustawione na początku sączka. Podłużne krawędzie blachy, tworzącej rurkę, złożone są na zakład na dnie kanalka, którego woda może przesączać się do środka.

ka. Lokalne sfałdowania blachy powodują utrzymanie się szczeliny wzdłuż rurki.

Badania laboratoryjne firmy wykazały, że szczeliny 1,5 mm zapychały się drobnym materiałem glebowym, jak zresztą zapychały się również styki użytych do badań rurek glinianych przy wysokości słupa wody 20 — 25 cm nad osią rurki. Ażeby usunąć tę wadę zastosowano blachę dziurkowaną o $\varnothing$ otworków 1,2 mm. Rurki uformowane z takiej blachy okazały się dobre.

Zdaniem firmy, rurki z blachy mogą leżeć w ziemi do 15 lat, gdyż rdzewienie odbywa się w ciągu pierwszych kilku lat, zaś przez dalsze lata tempo tego bardzo szybko maleje. Ponieważ stosowanie blachy nierdzewnej byłoby bardzo kosztowne, próbowano blachę powlekać specjalnym wysokowartościowym lakierem. Pozostawione przez 10 miesięcy w zasolonej glebie polderu Zundersee lakierowane rurki nie wykazały żadnych znaków rdzewienia i powierzchnia pozostała błyszcząca.

Metoda umocnionych kanalików blachą pozwala również na wykonywanie takichże zbieraczy, które łączone są z sączkami przy pomocy uformowanych w tym celu składanych skrzynek z blachy.

Według obliczeń firmy przy tego rodzaju drenowaniu można zaoszczędzić 20 — 40% kosztów w stosunku do kosztów drenowania rurkami glinianymi. Jednakże od oceny tego sposobu należy się narazie powstrzymać z powodu małej ilości doświadczeń.

Jeszcze inny sposób umocnienia mechanicznego kanalików krecich podaje Janert (1) przy pomocy betonu porowatego. Umocnienie to odbywa się maszyną, urządzoną na wzór pługa kreciego, zmontowaną razem z ciągnikiem gąsienicowym o mocy 40 KM.

Masę betonową doprowadza się przy pomocy drgań do kanalka przed wygładzacz, który wtłacza beton w ścianki kanalka.

Porowatość betonu uzyskuje się przez użycie drobnoziarnistego piasku, przesianego przez odpowiednie sito. W 1937 r. maszyna była gotowa do prób, jednak dalsze losy tej metody nie są znane.

NAWODNIENIE.

Konstruując maszynę do umocnienia kanalików krecich betonem porowatym Janert miał na celu wykorzystanie tego sposobu do nawodnienia wglębnego, opierając się na wynikach doświadczeń niemieckich z nawodnieniem wglębnym, które zastosowane na polu buraczanym, dało nadzwyczajne wyniki. Uzyskane 1000 q buraków z hektara można porównać tylko z plonami na polach irygowanych ściekami miejskimi.

Sack również proponuje wykorzystanie umocnionych kanalików krecich blachą dziurkowaną do nawodnień wglębnych. W razie zatkania się otworków w rurkach można je przeczyścić przez wtlaczanie powietrza pod ciśnieniem.

Nawadnianie przy pomocy umocnionego drenowania kreciego było z powodzeniem stosowane w Polsce na torfiskach w Z. D. U. T. pod Sarzami.

Sposób ten może być bardzo skuteczny przy systemie nasiąkowym, ułatwiając w krótkim czasie przeniknięcie wody kanalikami do gleby na całym obszarze nawadnianym. Należy jednak przebadać zachowywanie się kanalików przy okresowym ich zatapianiu.

WYKORZYSTANIE PŁUGÓW KRECICH DO INNYCH CELÓW.

Oprócz zadań jakie spełniają pługi krecie przez wykopywanie kanałów odwadniających czy nawadniających możliwe jest zastosowanie tych maszyn do innych celów. Sack (14) podaje opis zastosowania kanalików krecich do wykonywania rowów sposobem wybuchowym. Zaciągane w roweczkach w kształcie kłosek materiały wybuchowe i zapalane przy pomocy iskry elektrycznej, powodują tworzenie się rowów przy pomocy wybuchu. Praktyczne jednak zastosowanie wymaga jeszcze wielu badań w tym kierunku.

Podawane przez Sacka wykorzystanie pługów krecich do zaciągania podziemnego kabla również zasługuje na uwagę. Ze względu jednak na konieczność opancerzenia kabla przy jego zaciąganiu sposobem krecim, nie wiadomo jak się ułożą koszty w porównaniu z zakładaniem ręcznym.

UWAGI KOŃCOWE.

Jak już zaznaczono na wstępie, drenowanie krecie przyjęło się w niektórych krajach, w Polsce zaś została zwrócona baczna uwaga na ten sposób meliorowania gruntów. Niskie koszty wykonania, mechanizacja pracy i natychmiastowy efekt przemawiają na korzyść drenowania kreciego. Jednakże brak wyczerpujących danych co do działania i trwałości kanalików krecich dla gleb i warunków polskich, zmusza nas do przeprowadzenia dalszych badań, od których będzie uzależniony stopień rozpowszechnienia w naszym kraju tego systemu drenowania.

Zamierzone przez Ministerstwo Rolnictwa i Reform Rolnych prace doświadczalno-pokazowe na terenie całej Polski dadzą nam wszechstronne umożliwienie oceny drenowania kreciego w naszych, różniących się bezsprzecznie od innych krajów warunkach gospodarczych i klimatycznych. Bez względu na wynik, a należy się raczej spodziewać wyników pozytywnych z uwagi na

doświadczenia zagraniczne, inicjatywę Ministerstwa Rolnictwa należy powitać z jak największym uznaniem.

LITERATURA.

1. Bericht über die 11 Tagung des Deutschen Ausschusses für Kulturbauwesen. — Kulturtechniker. 1937. str. 294.
2. Blackaby J. H. — Kulturtechniker. 1936. str. 240 (Streszczenie pracy o drenowaniu krecim w Anglii opublikowanej w „The Journal of the Ministry of Agriculture”. 1936. Nr 12).
3. Feil Dr. Ing. — Durch die Fräsrille zur Maschinellen Dränung — Deutsche Wasserwirtschaft. 1942. str. 97.
4. Janota Doc. Dr. — Die ersten Versuche mit der Maulwurfsdränage in Böhmen. — Wasserwirtschaftlichen Mitteilungen. 1930. Nr 2.
5. Knolle Dipl. Ing. — Maulwurfsdränage. — Die Technik in der Landwirtschaft. 1927. Nr 12.
6. Lundin i Ignatowicz. — Instrukcja po ustroistwu krotowo drenaža w beznipistom torfie polumechanizowanym sposobom. 1939.
7. Ministry of Agriculture and Fisheries. Mole drainage for heavyland-growmore. Leaflet. Nr 44.
8. Nicholson H. H. — Some problems in field drainage. — The Scottish Journal of Agriculture. 1946. Nr 4.
9. Nicholson H. H. — Further Points on Mole Draining. — Husbandry.
10. Oehler Th. Prof. Dr Ing. — Erfahrungen mit der Maulwurfsdränung auf Hochburg. — Kulturtechniker. 1933. str. 9.
11. Oehler — Ein neues Verfahren zur Herstellung von Maulwurfsdräns. — Kulturtechniker. 1933. str. 200.
12. Rożański A. Prof. Dr Inż. — Najnowsze prądy i działania w osuszaniu gruntów mineralnych. — Inżynieria Rolna. 1929. Nr 1.
13. Rożański A. Prof. Dr inż. — Próby drenowania kreciego. — Inżynieria Rolna. 1930. Nr 12.
14. Sack Rud. — Dränverfahren.
15. Schroeder S. — Die Maulwurfsdränung. — Landwirtschaftlicher Wasserbau. 1937.
16. Sybel Dr Ing. — Der gegenwärtige Stand der Maulwurfsdränung in England, Holland und Frankreich. — Die Technik in der Landwirtschaft. 1929. Nr 1.
17. Zweiter Bericht über die Erfahrungen mit der Maulwurfsdränung im Niederrungs-moorboden in Neuhammerstein 1936 — 1938 (w rękopisie).
18. Zakaszewski Cz. Prof. Inż. — Podręcznik Melioracji Rolnych.



Rys. 20. Pług Maulturm przy pracy.

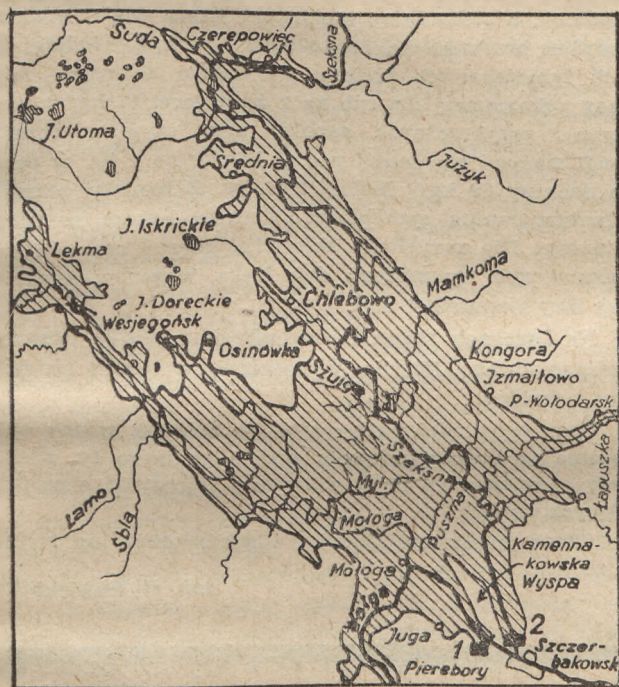
Z CZASOPISM TECHNICZNYCH

ZBIORNIK RYBIŃSKI W Z. S. R. R.

Zbiornik wodny Rybiński, zwany również Morzem Rybińskim, jest największym w Związku Radzieckim i jednym z największych na kuli ziemskiej, sztucznych basenów wodnych.

Zbiornik ten zbudowano celem uregulowania poziomów wód w rzekach: Górnej Wołdze, Szeksni i Mołodze. Wody zatrzymane w zbiorniku z okresu powodzi, przechodząc przez turbiny siłowni, wytwarzają energię elektryczną w ciągu całego roku, poza tym umożliwiają żeglugę, tak w samym zbiorniku, jak po Wołdze poniżej Rybińska (obecnie Szerbakowska).

Objęta przez zbiornik nizina Mołogo — Szeksnińska przedstawiała przeważnie łąki zalewowe z nielicznymi osiedlami na piaszczystych wzniesieniach, występujących w czasie powodzi w postaci wysp. Wiosenne rozlewy wyrządzały miejscowej ludności poważne szkody, zwłaszcza w czasie pochodu lodów na Wołdze. W 1936 r. rozpoczęto budowę stopni wodnych: Wołżańskiego i Szeksnińskiego.



Rys. 1.

1. Siłownia Wołżańska.
2. Siłownia Szeksnińska.

Roboty postępowały w szybkim tempie. W 1940 r. usypało już tamy ziemne na Wołdze i Szeksni; na początku 1941 r. zamknięte zostały przesła jazu betonowego na Wołdze i rozpoczęło się napełnianie Zbiornika Rybińskiego. Mieszkańcy terenów zalanych zostali przesiedleni do sąsiednich okręgów. Lasy wyrąbano. Z większych osiedli zostało zalane miasteczko powiatowe Mołoga.

W związku ze spiętrzeniem wody zostały przebudowane mosty kolejowe przez Szeksni i Wołgę, a istniejące mosty podwyższono. Zostały przebudowane również, podlegające zalewowi, odcinki kolei żelaznej oraz szosy Rybińsk — Poszechono — Wołodarsk.

Pięcioletni plan odbudowy i rozwoju gospodarki narodowej w ZSRR na okres 1946 — 1950 przewiduje zakończenie budowy siłowni Rybińskiej i stworzenie normal-

nych warunków dla żeglugi poniżej Zbiornika Rybińskiego.

Siłownia Rybińska wchodzi w skład stopnia wodnego Szeksnińskiego (w strefie m. Szerbakowska). Dla zabezpieczenia dopływu wody, potrzebnej dla żeglugi, w czasie gdy siłownia jest nieczynna, jak również dla ujęcia nadmiaru wód w latach obfitujących w wodę służy jaz betonowy na stopniu Wołżańskim (Pierebory w strefie m. Szerbakowska). Przez podwójną służę komorową na tym stopniu i przez zbiornik żegluga na Wołdze ma połączenie z kanałem Moskwa — Wołga i szlakiem wodnym Mariańskim.

Ogólna długość jazu i wałów stopni Wołżańskiego i Szeksnińskiego, spiętrzających wodę w zbiorniku, wynosi ponad 10 km. Prawobrzeżny wał stopnia Szeksnińskiego i lewobrzeżny wał stopnia Wołżańskiego opierają się o wyspę Kamiennikowską, która dzieli powyższe dwa stopnie.

Przed budową Zbiornika Rybińskiego Wołga była żeglowną w okresie nawigacji zaledwie do m. Szerbakowska, powyżej zaś w licznych punktach można ją było latem przejść wbród. Ruch towarowy na szlaku Mariańskim był możliwy tylko przy przeładunku w Szerbakowsku na statki o mniejszym zanurzeniu.

18-go maja 1941 r. została otwarta droga wodna Moskwa — Morze Kaspijskie; przez służę Rybińską przeszły pierwsze statki z dołu rzeki do zbiornika. Wskutek wojny budowie hydrotechniczne nie mogły być całkowicie wykończone w przewidzianym terminie, jednak nawet w stanie niedokończonym okazały wydatną pomoc w działaniach wojennych. W listopadzie 1941 r. uruchomiono pierwszą turbinę, w styczniu 1942 r. drugą, a w sierpniu 1945 r. trzecią. Obecnie siłownia Rybińska jest najpotężniejszą w Związku Radzieckim. Projektowana moc jej wynosi 330 tys. kW, przy sześciu agregatach po 55 tys. kW każdy.

Długość zbiornika Rybińskiego wynosi 120 km, szerokość 60 km, maksymalna głębokość w korycie zalanych rzek 26 m. Objętość wody zbiornika 25,2 km³, objętość użytkową wody 15 km³, maksymalne spiętrzenie 18 m. Masą wody zbiornika można byłoby napełnić ka-



Rys. 2. Wykresy poziomów wód w zbiorniku i poniżej zbiornika (rz. Szeksni).

nał szerokości 100 m, głębokości 3 m i długości odpowiadającej dwukrotnemu obwodowi kuli ziemskiej. Zlewnia zbiornika Rybińskiego składa się z dorzecza Wołgi (43,8%), Mołogi (24,9%) i Szeksni (31,3%). Roczny przepływ w pierwszych latach eksploatacji (1941 — 45) wahał się w granicach od 24,4 do 29,4 km³, a w czasie powodzi wiosennej 9,88 — 17,6 km³, tj. mniej więcej półtora raza mniej, niż w roku, obfitującym w wodę. Ponieważ lata ubiegłe w wodę nie obfitowały, a siłownia pracowała intensywnie dla celów obrony w czasie wojny, zbiornik nie został jeszcze zapełniony do projektowanego poziomu.

Dno zbiornika Rybińskiego przecinają koryta rzek Szeksny i Mołogi w kierunkach prawie równoległych, z półn. zachodu na półd. wschód. W czasie powodzi magistrale te łączyły się w południowej części zbiornika przez koryta rzek Wołgi i Puszczy, a w samym prawie środku zbiornika przez koryta rzeczek Myli i Szujgi.

Wskutek dużej ilości wygięć i pętli koryt rzek, mozarów i jezior, działów wód rzeczek i strumyków, dno zbiornika jest bardzo niejednostajne. Często obok głębokości 8 — 10 m i więcej spotyka się głębokość zaledwie 2 — 3 m.

Przez uruchomienie zbiorników Rybińskiego i Uglickiego trasa żeglugi Moskwa — Rybińsk, przechodząca dotychczas przez system Moskwa — Oka, zostaje skrócona o 1100 km (przez kanał Moskwa — Wołga). Również trasa Uglicz — Czerepowiec skraca się od 142 km, a Rybińsk — Czerepowiec o 77 km.

W okresie wojny śluza Rybińska przepuściła 25.400 statków i tratw, odciażając w ten sposób koleje.

W zbiorniku dają się zauważyć trzy główne kierunki prądu, odpowiadające kierunkom zalanych rzek — Wołgi, Szeksny i Mołogi. Wskutek znajdujących się między nimi i wysepek, prądy wody po bokach rzek i pomiędzy rzekami są znacznie słabsze, jednak kierunek ich zależy od kierunku głównych prądów. Oprócz powyższych głównych prądów duże znaczenie posiadają również prądy spowodowane przez wiatry o kierunku wschodnim i półn. wschodnim. Wysokość fali w obrębie stopnia Wołżańskiego sięga 1,5 m, na stopniu Szeksnińskim 2 m i więcej, a na odkrytym zbiorniku 2,3 m. Wskutek działania wiatru różnice stanu wody na wodowskazach umieszczonych na przeciwnych brzegach zbiornika dochodzą do kilkudziesięciu cm.

Swoistemu usytuowaniu głębiny i prądów w zbiorniku odpowiadają charakterystyczne wahania temperatury wody. W nurcie Wołgi temperatura osiąga maksimum w lipcu (21,4° — 20,2°), w Mołodzie w końcu lipca i na początku sierpnia (20,8° — 19,6°) i na Szeksnie (20°) w sierpniu. Średnie roczne temperatury wynoszą: dla Wołgi 7,5°, Mołogi 7,4°, Szeksny 6,2°. Zlodzenie rzek Mołogi i Szeksny rozpoczyna się prawie jednocześnie, Wołgi 1 — 2 doby później. Grubość pokrywy lodowej w zbiorniku powyżej stopnia Wołżańskiego dochodziła przy silnych mrozach i słabszych opadach śnieżnych do 1 m. Na

prądach o większej szybkości, zwłaszcza przy podejściu do siłowni, grubość pokrywy lodowej znacznie się zmniejsza. Przy normalnej pracy turbin i przy mrozie do 15° pokrywa lodowa oddala się od siłowni na 300 — 500 m i więcej.

Woda w zbiorniku jest bardzo przezroczysta. Chemiczny jej skład w okresie eksploatacji, zbliżony do poprzedniego składu w rzekach, nie ulega zasadniczej zmianie. Maksimum zawartości tlenu stwierdzono, niezależnie od pory roku, w byłym łóżyisku Wołgi, jako najmniej zanieczyszczonym. Minimum tlenu dochodzi w końcu zimy i na początku wiosny do 6,5 — 4 cm³ w litrze, a CO₂ wzrasta do 14,5 cm³ w litrze wody. W bardziej zanieczyszczonej części zbiornika, w obrębie koryta Mołogi i Szeksny, w tym samym okresie czasu ilość tlenu zmniejsza się od 1,3 do 0,3 cm³, a CO₂ wzrasta do 22 cm³. W głębokich zatokach, oddalonych od łóżyisk dawniejszych rzek i zanieczyszczonych przez złoża torfu — w ziemi pod pokrywą lodową zawartość tlenu w wodzie jeszcze więcej się zmniejsza. Ponieważ w różnych częściach zbiornika najmniejsza zawartość tlenu w wodzie ustala się niejednocześnie, daje to możliwość rybom przesiedlania się do części zbiornika bardziej obfitującej w tlen. Obszerny, a stosunkowo niegłęboki, basen wodny stwarza pomyślne warunki dla rozmnażania się ryb. Według danych tymczasowych średnio dla całego zbiornika ilość masy pokarmowej dla ryb na 1 ha wynosi 67 kg, po wyłączeniu przybrzeżnych zarośli; przy czym w obrębie Wołgi stanowi ona mniej więcej 137 kg na 1 ha, w obrębie Szeksny 39 kg i Mołogi 25,4 kg. Z bardziej cennych gatunków można spotkać w zbiorniku leszcze, sandacze i karasie. Dla zarybienia zbiornika innymi cennymi gatunkami ryb wpuszczono dość kilka wagonów sazanów oraz ikry riapuszek i sigi.

Na brzegach zbiornika wybudowano osiedla rybackie i zorganizowano flotyllę, wyposażoną w sieci i niewody typu morskiego.

Poza tym należy zaznaczyć, że zbiornik wodny daje szerokie możliwości rozwoju sportu wodnego na wielką skalę i jest terenem dla wycieczek i odpoczynku mas pracujących.

(Tłum. z czasop. „Nauka i Życie” 1946, nr 11/12).

Inż. R. Sawicki

Lista zmarłych lub zaginionych inżynierów i techników wodnych w okresie 1939–1945

W zeszyte nr 3-1946 r. zamieszczona została lista zmarłych lub zaginionych inżynierów i techników wodnych w okresie 1939 — 1945, obejmująca 174 nazwiska. W międzyczasie Redakcja otrzymała dalsze odpowiedzi zawierające 37 nazwisk, które poniżej podajemy.

Adamowicz Zdzisław, inż., asystent (Polit. Warsz.), zmarł w 1940 r.

Bajkowski Marian, inż., zaginął, brak wiadomości.

Baldys Jerzy, sekr. techn. w P. Z. W. w Tarnowie, zaginął w 1939 r.

Baraniecki Mieczysław, zmarł w 1941 (albo 1942) r.

Czapigo Tadeusz, inż. bud. wodn., zaginął w 1939 r.

Czubalski Jan, inż., zaginął, brak wiadomości.

Dobrowolski Aleksander, techn. w P. Z. W. w Cieszyźnie, zginął w lutym 1941 r. w obozie koncentr. Gusen.

Giziński Witold, inż., zginął w powstaniu warszawskim.

Golonka Leszek, inż., zginął w 1939 r.

Gołębiński Wacław, techn. w Rożnowie, zaginął, brak wiadomości.

Hankus Stefan, techn. w Porąbce, zginął w Oświęcimiu.

Iwanowski Wacław, inż., współwłaściciel firmy budowl. w Lublinie, zginął w powstaniu warszawskim.

Jankowski Kazimierz, inż., zaginął, brak wiadomości.

Jarząbek Stanisław, techn. w Rożnowie, zaginął, brak wiadomości.

Kirchmayer Wanda, inż., zmarła w 1943 (albo 1944) r.
Kłos Przemysław, inż., zginął w 1939 r. koło Rzeszowa.

Kornela Marian, inż., zginął w 1939 r. pod Kutnem.
Macher Ryszard, inż., zmarł.
Maciesza Stefan, inż., zginął w 1939 r.

Mikotajenko Aleksander, sekr. techn. w P. Z. W. w Tarnowie, zaginął podczas działań wojennych w 1944 r.
Muszyński Ryszard, inż. w Rożnowie, zginął w Oświęcimiu.

Nowicki Józef, inż., zmarł w czasie okupacji.

Piskorski Mieczysław, sekr. techn. w Dyr. Dróg Wodnych w Krakowie, zaginął we wrześniu 1939 r., brak wiadomości.

Powierza Bolesław, inż., zmarł w 1944 r. w Żyrardowie.

Raczyński Karol, inż., zaginął, brak wiadomości.

Schneider Salomon, techn. w P. Z. W. w Żywcu, zaginął, brak wiadomości.

Skibiński Marian, inż., zginął w Katyniu.

Ślota Edward, inż. w Rożnowie, zginął w Oświęcimiu w 1942 r.

Sokolik Kazimierz, inż., zaginął, brak wiadomości.

Szczypiorski Włodzimierz inż., zaginął, brak wiadomości.

Tański Karol, inż., padł w 1939 r. pod Kobryniem.

Tataj Henryk, inż. bud. wodn., zginął w powstaniu warszawskim.

Wasilewski Zbigniew, inż., pracownik budowy turbozespołów w Rożnowie, zginął w Oświęcimiu.

Wroński Piotr, inż., zmarł w czasie okupacji.

Zawadzki Jerzy, inż., zginął w 1942 r. w obozie Grossrosen.

Zimnoch Stanisław, inż., zmarł w 1943 r. w Warszawie.

Złotowski Jerzy, absolwent Polit. Lwowskiej, pracownik prof. S. Bryły, zginął w powstaniu warszawskim.

KRONIKA

PIERWSZY WALNY ZJAZD DELEGATÓW NOT

W dniach 12 i 13 grudnia odbył się w Warszawie I Walny Zjazd Delegatów NOT, poprzedzony uroczystością przekazania Naczelnej Organizacji Technicznej nowo odbudowanego Domu Technika przy ul. Czackiego 3/5. W imieniu Komitetu Odbudowy gmachu, Komisarz Odbudowy Stolicy inż. R. Piotrowski przekazał Dom Technika Ministrowi Odbudowy prof. M. Kaczorowskiemu, który z kolei wprowadził w posiadanie gmachu Prezesa NOT — inż. B. Rumińskiego.

Obrady Zjazdu zagały — w imieniu prezydium Komitetu Organizacyjnego NOT — inż. I. Brach, po czym wybrano prezydium Zjazdu w składzie: przewodniczący kol. K. Straszewski (v-prezes S.E.P.), asesorowie kol. kol. L. Uzarowicz i T. Kubiczek oraz sekretarze kol. kol. A. Kleiber i J. Skrzekot.

Po przemówieniach powitalnych: Wiceministra Komunikacji inż. Z. Balickiego — w imieniu Rządu, J. M. Rektora Politechniki Warszawskiej inż. E. Warchałowskiego — w imieniu polskiej nauki i inż. J. Brzdila — w imieniu inżynierów i techników Czechosłowacji — wygłosili refraty: kol. Prezes inż. B. Rumiński pt. „NOT w obliczu nowych zadań” i kol. Sekretarz Generalny inż. F. Ciecióra pt. „Sprawozdanie organizacyjne”, zamieszczone poniżej.

„NOT W OBLCZU NOWYCH ZADAŃ”.

1. Wstęp.

NOT ukończyła pierwszy etap pracy, w którym na ruinach Związku Inżynierów zbudowano nowe stowarzyszenia i nową jednolitą organizację, ogarniającą prawie wszystkich inżynierów i techników. Organizacja ta w swej jednolitej koncepcji i zasadach wyprzedza znacznie podobne organizacje innych krajów. Poza tym ma charakter demokratyczny, przystosowany do nowych warunków społecznych.

Odrzuciliśmy ze starych związków tradycje elitaryzmu i poczucia wyższości. Odrzuciliśmy faszystowskie pomysły budowania 4 pionów technicznych: inżynierów, techników, majstrów i robotników. Nie mogliśmy się zgodzić na restytuowanie różnych partykularnych organizacji, niewiele mających wspólnego z techniką.

Wyobraźmy sobie, co by było, gdybyśmy zezwolili na restytuowanie starych organizacji i klanów, gdybyśmy dopuścili do powrotu starych, elitarnych poglądów. Takie zarządy i takie organizacje stanęłyby na poprzek drogi, którą idzie rozwój demokracji i państwa ludowego. Organizacje takie, zamiast pomagać, zamiast budować sojusz inteligencji z klasą robotniczą, stałyby się zarzewiem bezustannych sporów i nienawiści. Prowadziłyby do rozbitcia, a nie do cementowania narodu.

Przypadło w udziale Naczelnej Organizacji Technicznej to szczęście, że potrafiła w szybkim tempie, szybciej niż odżywały stare elementy reakcyjne, konsolidować siły demokratyczne polskiego świata technicznego, zdolne do uruchomienia stowarzyszeń technicznych na nowych podstawach.

2. Przemiany wśród inteligencji.

Taki charakter organizacji odpowiada dzisiejszej inteligencji technicznej, która pod wpływem zmieniających się warunków bytu i otoczenia uległa znacznym przeobrażeniom. Te przeobrażenia rozpoczęły się już od kilkunastu lat. Duża część inteligencji zrozumiała już wtedy, a zwłaszcza po okresie 1929 — 1932, że fale okresowych kryzysów nie są przypadkiem, a prawem, które może być jedynie z ustrojem usunięte. To przekonanie pogłębiało się i wzrastało w miarę rozwoju nowych form gospodarki radzieckiej, planów 5-letnich i industrializacji. To przekonanie pogłębiało się i wzrastało w miarę rozwoju przeciwności w sytuacji gospodarczej i politycznej Polski: udziału obcego kapitału i nacisku faszyzmu niemieckiego.

Inteligencja techniczna, biorąc bezpośredni udział w procesach wytwarzania, widziała to jasniej i wyraźniej, niż pozostałe części inteligencji. Rozumiała lepiej zjawiska i przyczyny hamowania sił wytwórczych, rozumiała głębiej i mocniej, czym jest dla rozwoju gospodarczego i technicznego hamulec kryzysów.

Rozumiała to tym lepiej, że będąc najbliższą klasą robotniczej, ulegała twórczemu jej oddziaływaniu, oceniała pozytywnie nie tylko cierpienia i walki, ale cele, zadania i ideologię klasy robotniczej. Rozumiała to tym głębiej i mocniej, że w samej strukturze inteligencji technicznej następowały również wyraźne przesunięcia. Miejsce inżyn-

niera-przedsiębiorcy i współwłaściciela zajmował coraz powszechniej inżynier-robotnik, oddając całą swą pracę kapitałście, będąc zdany, podobnie jak proletariusz, na łaskę i niełaskę wyzyskawcy. Zapewne procesy te nie obejmowały jeszcze całości. Dotyczyły najbardziej przodującej części, a zwłaszcza młodych inżynierów i niektórych odłamów młodzieży akademickiej. Ale nie mniej wskazywały na wyraźny postępowy charakter ich przebiegu, stanowiąc zapowiedź dalszych zmian.

Bolesna katastrofa 1939 r., straszne przeżycia okupacji hitlerowskiej, zakończone tragedią powstania warszawskiego, to dalsza ciężka lekcja najboleśniejszych doświadczeń, które wiele nauczyły i wiele wyjaśniły. Inteligencja techniczna zrozumiała błędną teorię dwu wrogów, zetknęła się oko w oko z faszyzmem i nauczyła się realnej polityki, to jest liczenia na własne siły i przyjaźń najbliższych sąsiadów.

Wszystko to tłumaczy głębokie zmiany w świadomości inteligencji technicznej, uzasadnia aż nadto wyrażenie jej nową postawę i przychylny stosunek do pracy w zaraniu wolności 1946 r.

To do czegoś zobowiązuje, Stowarzyszenia techniczne muszą zrozumieć, gdzie się znajdują i dokąd zmierzają. Technika służy zawsze pewnym określonym celom.

W dzisiejszym okresie służy ona demokracji i państwu ludowemu. Trzeba, aby stowarzyszenia techniczne umiały rozwijać i bronić zasad demokracji ludowej, jako trwałych podstaw postępu technicznego w Polsce.

3. Udział inteligencji technicznej w odbudowie.

Odbudowujemy się i budujemy nowe życie na ruinach. To, co pozostało, ma dla nas wielką wartość, ale jeszcze większą wartość ma to, co stworzymy i co potrafimy stworzyć w przyszłości. W krajach mniej zniszczonych jest inna sytuacja. Dlatego mniej niż inni krepujemy się w doborze nowych form gospodarki, swobodniej niż inni dostosowujemy je do istniejących potrzeb. Budujemy nowy model gospodarczy nie tylko w sensie nowych form władania przedsiębiorstwami, nie tylko przez nową metodykę planowania, ale w zrozumieniu i przeświadczeniu lepszej organizacji pracy i nowej techniki. To jest model, który wciąga do procesu produkcyjnego wszystkich zdolnych do pracy, daje możliwości lepszej wydajności pracy. Taki model pobudza do pracy nie tylko miliony robotników, dotąd wydziedziczonych i nie mających nic wspólnego z obcą własnością, ale pobudza do pracy i gigantycznych wysiłków polską technikę i polską myśl techniczną. Na tym polega logika nowego układu społecznego i jego wyższość nad starym ustrojem.

Inteligencja techniczna rozumie ten nowy ład i oddaje całkowicie swe siły dla odbudowy. Inżynierowie pierwszą przygotowywali i realizowali odcinkowe plany przemysłu. Dziś inżynierowie i technicy analizują plany techniczne i opracowują plany długofalowe. Warto przypomnieć, że Pierwszy Komitet Odbudowy Warszawy powstał na Pradze już jesienią 1944 r., powołany przez robotników i inżynierów ze zniszczonych fabryk praskich. Inżynier staje się coraz bardziej — obok robotnika — głównym motorem odbudowy, staje się wskaźnikiem nowoczesnego rozwoju gospodarczego Polski.

Dlatego też stowarzyszenia skoncentrować muszą całą swoją pracę organizacyjną, całą swoją inicjatywę i myśl twórczą nad rozwiązaniem tych wszystkich problemów technicznych, które są związane z wykonaniem planu trzyletniego.

Stowarzyszenia techniczne muszą wyjść z ciasnych ogródków swych upodobań technicznych na szerokie pole państwowych zagadnień techniki. Muszą zrozumieć, że nie ma dziś czasu i miejsca na inne problemy techniczne, aniżeli te, które służą dla planu odbudowy.

4. Zagadnienie planu technicznego.

Zagadnienia techniczne obchodzą inżynierów najżywiej i najmocniej. Obchodzą ich nie tylko od strony teoretycznej, ale przede wszystkim od strony zmian w technice wytwarzania i nowych metod pracy. Obchodzą go tym bardziej, że w niektórych krajach wchodzimy już w początkowe stadium takiej mechanizacji i takiej techniki maszynowej, która może całkowicie wyłączać pracę fizyczną, przedstawiając pracę robotnika na czynności sterowania i kontroli maszyn. Te zmiany, jak również nowe metody technologii (elektryfikacja, gazyfikacja, chemizacja) mogą rewolucyjnie zmienić nie tylko urządzenia naszych fabryk, ale i podstawy surowcowe.

Polska nie należy do krajów zaawansowanych pod względem technicznym, nie mniej mocno wysuwa problemy postępu technicznego, a nawet rewolucji technicznej.

Czy to jest słuszne? Czy to nie jest przedwcześnie? Rewolucja techniczna jest to gwałtowna zmiana techniki procesów wytwórczych. Ta gwałtowna zmiana jest zawsze uwarunkowana zmianą układu sił społecznych, jak również wykorzystaniem i zastosowaniem nowych sił postępu technicznego (odkrycia, wynalazki i nowe zdobycze nauki). To są podstawy dla rewolucji technicznej, które bynajmniej jeszcze nie decydują o jej przeprowadzeniu i wynikach. Przykład Związku Radzieckiego dowodzi, że o tym stanowią przede wszystkim tempo i prawidłowość procesu industrializacji, racjonalne rozlokowanie przemysłu oraz odpowiednia organizacja pracy. Te, a inne elementy zdecydowały, że Związek Radziecki w ciągu kilkunastu lat powiększył swą produkcję przeszło 8-krotnie, a tempo przyrostu przemysłu ciężkiego było 2—3 razy szybsze, aniżeli odpowiednie tempo U. S. A. i Niemiec.

Określenie postępu technicznego wzbudza najwięcej zastrzeżeń, ale też najwięcej wyjaśnia. Postęp techniczny nie ogranicza się tylko do działania mechanicznego. Wszystko, co zmniejsza wysiłek ludzki, jest postępem techniki. Stoi tylko zagadnienie, czy wyniki postępu będą mogły być zrealizowane. Wprowadzenie bowiem nowych metod i wynalazków wymaga kapitału, na który nie zawsze idzie przedsiębiorca. Prawo popytu i podaży ograniczają możliwość realizacji postępu i wykorzystania wynalazków.

Wynika z tego, że postęp techniki należy do ogółu i jest kolektywny*). Jest kolektywny nie tylko w realizacji i następstwach, ale nawet w swym powstaniu. Nowy wynalazek ma zawsze za sobą wszystkie (dotychczasowe) odkrycia.

Te rozważania doprowadzają nas do wniosku, że słusznie i nie przedwcześnie wysunięto w Polsce zagadnienie postępu technicznego i rewolucji. Wysunięto słusznie, że zmiana stosunków społecznych stworzyła ku temu wszystkie potrzebne warunki. Nie wysunięto przedwcześnie, że w świetle tej oceny współzawodnictwo pracy samo w sobie jest już postępem technicznym. Jest lepszą organizacją, która zmniejsza czas pracy i powiększa

*) Inż. Detoeuf. Uwagi o postępie techniki (Kongres Techniczny, Paryż 1946 r.).

sza możliwości produkcji. Nie wysunięto przedwcześnie, bo współzawodnictwo pracy, sprzęgnięte z elementami mechanizacji i technologii, prowadzi do przewrotu. Jeżeli dziś, u samego początku współzawodnictwa, można otrzymywać wyniki zespołowe we włóknie, czy węgla, kilkakrotnie przewyższające normalną produkcję, to dowodzi najlepiej, jak rewolucyjne są te metody.

Jakie to będzie tempo i przebieg tej odcinkowej fali przewrotów technicznych, w głównej mierze zależy będzie od nas, a przede wszystkim od zespolenia wysiłków klasy robotniczej z inteligencją techniczną.

Władze państwowe zajmują się w tej chwili rozpracowywaniem zagadnień planu technicznego, którego wytyczne mają być w najbliższych miesiącach podane do wiadomości. Jest to praca trudna i żmudna. Wymaga ona opracowania najdrobniejszych elementów produkcji od wykorzystania urządzeń istniejących i planowej ich modernizacji, od zebrania i rozpracowania doświadczeń robotników przy współzawodnictwie pracy do przenoszenia tych doświadczeń na warsztaty, od analizy norm i racjonalizacji do ustalenia typu maszyn i rodzaju fabryk.

Nie ludzimy się, że te zagadnienia mogą być szybko rozpracowane i ukończone. I nie mogą być przeprowadzone bez aktywnego wciągnięcia do tej pracy szerokich rzesz technicznych.

Plan techniczny nie może być tylko koncepcją i teorią. Plan techniczny musi być jak plan rozbudowy gospodarczej, czymś żywym, co mobilizuje miliony. Tak, jak plan odbudowy gospodarczej mobilizuje robotników, jak plan techniczny winien mobilizować tysiące inżynierów do wyścigu o lepsze normy i wydajność techniczną o wyrównanie poziomu technicznego w fabrykach, o umiarkowanie wynalazków i ulepszenie maszyn, o lepszą organizację pracy. Plan techniczny ma ściśle powiązanie ze współzawodnictwem pracy.

Zadania inżynierów na tym polegają, aby przez należyte rozpracowanie planu technicznego i umiejętne przenoszenie doświadczeń robotników z jednych na drugich — stworzyli ze współzawodnictwa pracy nie wyścig mięśni i wysiłku fizycznego, ale rozumny i zorganizowany wyścig, w którym praca myślącego robotnika będzie znacznie łatwiejszą i o wiele wydajniejszą.

5. Współpraca inteligencji technicznej z klasą robotniczą.

Wreszcie jeszcze jedną sprawę trzeba bliżej omówić, a mianowicie współpracę inteligencji technicznej z klasą robotniczą.

Od pierwszego dnia P.K.W.N. oddano kopalnie, huty i fabryki w ręce inżynierów i robotników. Inżynierowie pracują z całą ofiarnością i poświęceniem, nie mniej, szym niż robotnicy, bo tak samo kochają swój warsztat i kraj. Rozumieją coraz mocniej i głębiej zasady nowych przemian. Coraz aktywniej pracują, coraz liczniej przystępują do pracy społecznej, do partii politycznych i coraz wyraźniej stają na czele całej inteligencji w Polsce.

Ma to swoje uzasadnienie. Inteligencja techniczna rozumie, jak nikt inny, czym stałaby się bez robotników, bez ich twardej i ciężkiej pracy. Rozumie, że choćby najlepiej i najowocniej pracowała, jej myśl i praca byłaby bez robotników bezużytecznie roztrwoniona, polej pracy stałoby się jałowym ugorem, nikomu niepotrzebnym. Dlatego też inteligencja techniczna zbliża się coraz mocniej do robotników i coraz więcej z nią współpracuje.

NOT jest od samego początku organizatorem tej współpracy. Statut NOT dopuszcza możliwość przynależności do stowarzyszenia, obok inżynierów i techników, także majstrów i robotników. Byliśmy gorącymi obrońcami nowej ustawy o tytule inżyniera, która przewiduje awansowanie na inżyniera techników i tych wszystkich, którzy zdolnościami, doświadczeniem i kwalifikacjami dorosli do tego awansu. Rozbudowujący się przemysł, współzawodnictwo i postęp techniczny wymagać będą coraz więcej inżynierów i techników. Chcemy, aby ich wychodziło jak najwięcej spośród klasy robotniczej. Postępując w ten sposób, rozszerzając bazę inteligencji technicznej na wszystkie warstwy społeczne, będzie można stopniowo wyrównywać granicę podziału między klasą robotniczą a inteligencją techniczną. To jest długi proces, ale do tego dojdę musimy. I wierzę, że inżynierowie jutra staną się inteligencją techniczną klasy robotniczej.

Dlatego też stowarzyszenia techniczne muszą mocno i szczerze stawiać sprawę szerokiej i aktywnej współpracy między inteligencją techniczną a klasą robotniczą na wszystkich możliwych odcinkach: naradach technicznych i współzawodnictwie, odczytach i kursach technicznych, wspólnych zebraniach i wspólnych manifestacjach.

6. Stosunek stowarzyszeń technicznych do związków zawodowych.

Omówmy konkretnie stosunek stowarzyszeń technicznych i związków zawodowych, który ostatnio tyle nastrocza dyskusji. Postawa związku zawodowego nie wymaga szczegółowych rozważań. Jest to postawa jednolitej i powszechnej organizacji mas pracujących z klasą robotniczą na czele. Minister Minc przed kilku miesiącami bliżej określił, na czym ta powszechność polega i jaki jest stosunek związków zawodowych do Państwa i partii politycznych. Z drugiej strony trzeba stwierdzić, że statut ramowy NOT jasno określa cele i zadania stowarzyszeń technicznych. Stowarzyszenia techniczne i NOT nie były i nie są organizacją zawodową. Są natomiast organizacjami o charakterze naukowo-technicznym i nie mogą rościć sobie z tego tytułu żadnych pretensji do reprezentowania czy obrony interesów zawodowych inżynierów. To byłoby sprzeczne z założeniami NOT, jak również godziłoby w jednolitą strukturę związków zawodowych. Niema odrębnych interesów inżynierów — są natomiast jedne interesy całego świata pracy. Reprezentowanie i obrona interesów inteligencji technicznej, podobnie jak klasy robotniczej, należy do związków zawodowych.

To nie znaczy, aby stowarzyszenia techniczne nie miały zabierać głosu w sprawach zawodowych, czy też nie mogły organizować w swych ramach niektórych spraw socjalnych, np. samopomocy koleżeńskej, zapomóg itp. Odwrotnie, uważamy, że taka praca jest celowa i konieczna, ale przy współpracy z K. C. Z. Z. Dlatego też wstawiamy do dzisiejszych poprawek statutu NOT specjalny punkt, dotyczący „opiniowania przez stowarzyszenia techniczne w sprawach zawodowych dla K. C. Z. Z.”.

A jeżeli tak jest, to niezrozumiałym staje się, dlaczego na niektórych odcinkach rodzą się pewne nieufności i obawy. Istnieją nieuzasadnione podejrzenia, że NOT, w wyniku swego rozwoju, może osłabić na niektórych odcinkach, lub wręcz podważyć aktywność ruchu zawodowego. Obawy te są niesłuszne. Pochodzą one z przeszłości, z dawnego wzajemnego stosunku między

Związkiem Inżynierów a ruchem zawodowym, pełnym podejrzeń, nieufności, lub wręcz wrogości. Tak było, ale tak nie jest.

Co prawda zdarza się, że ten stosunek do związków zawodowych w niektórych stowarzyszeniach nie jest jeszcze zdrowy i prawidłowy, że tu i owdzie chciano by się odizolować od związków zawodowych, ale to należy do wyjątków.

Ogół inżynierów i techników, przynależąc równocześnie do związków zawodowych, uznaje się za część składową ruchu zawodowego i chce jak najaktywniej z nim współpracować. Każdy inżynier, będąc członkiem stowarzyszeń technicznych, chce i powinien równocześnie należeć do związku zawodowego. Obie organizacje pozostają do siebie w stosunku niezależnym — takimi są obecnie i takimi pozostaną.

7. Kontakty techniczne z zagranicą.

Wreszcie na zakończenie jeszcze jedno: praca NOT na terenie międzynarodowym i współpraca z Międzynarodową Konfederacją Techniczną w Paryżu. NOT brała bardzo aktywny udział w tworzeniu Międzynarodowej Konfederacji i opracowaniu jej założeń ideowych.

Art. 2 projektu statutu C. T. M. mówi, że przedmiotem prac Konfederacji jest koordynować wysiłki nad rozwojem wychowania, nauki i kultury. Gdy my mówimy o kulturze, to mamy na myśli zawsze postęp techniczny i pokój. Technik jest z natury swego zawodu nosicielem idei pokoju. Jego zadaniem jest tworzenie, a nie niszczenie. To też technik nigdy nie będzie myślał o wojnie, o zniszczeniu tego, co trudem swym i talentem stworzył. W tym duchu Naczelna Organizacja Techniczna występowała na terenie międzynarodowym i podkreślała zawsze swój wrogi stosunek do mącicieli pokoju i wszelkich sił rodzącego się imperiaizmu.

Czy taka praca byłaby słuszna i potrzebna, o tym świadczy najlepiej autorytet i powaga, jaką zdobyła sobie nasza organizacja w Międzynarodowej Konfederacji Technicznej.

Na tym nie ograniczyliśmy swej pracy na terenie zagranicznym. Współpracowaliśmy i współpracować będziemy z organizacjami technicznymi wszystkich innych narodów, a przede wszystkim z najbliższym sąsiadem, Związkiem Radzieckim, Czechosłowacją, Jugosławią i innymi. Zagadnienia współpracy technicznej nie mogą odbiegać od współpracy politycznej. Bardzo dobrze rozwijają się te stosunki współpracy technicznej na terenie polsko-czeskim, czego wyrazem jest udział w naszym Zjeździe Delegatów bratniej S. I. A. Rozpoczęliśmy również pierwsze rozmowy na temat współpracy technicznej ze Związkiem Radzieckim, które mogą mieć decydujące znaczenie dla dalszego rozwoju stosunków gospodarczo-technicznych w Polsce.

8. Zakończenie.

Takie są najbardziej zasadnicze wytyczne NOT i stowarzyszeń technicznych w dziedzinie organizacyjnej, realizacyjnej, realizacji planu trzyletniego, postępu technicznego i współzawodnictwa, współpracy inteligencji z klasą robotniczą oraz kontaktów międzynarodowych.

Trzeba powiedzieć, że zadania te przekraczają nasze możliwości organizacyjne. NOT jest organizacją młodą, znajdującą się ciągle jeszcze w stadium obejmowania

i koordynacji prac stowarzyszeń. Błędem byłoby nie widzieć, że większość z nich to jeszcze małe, rodzące się organizacje. Ale obok nich mamy również mocne, aktywne, o dużej tradycji organizacje, zdolne do wykonania każdego zadania, jakie przed nimi stawiamy. Te ostatnie nie od razu takimi były. Doszły do tego, przez zmuśną i wytrwałą pracę, przez słuszne i prawidłowe stawianie zagadnień organizacyjnych, przez aktywną i szeroką współpracę swych członków.

Zdajemy sobie również sprawę z tego, że w pracy naszej popełniamy wiele błędów. W kierownictwie stowarzyszeń ciągle jeszcze za mało jest ludzi „z dołów”, tak jak gdybyśmy bali się powiązania z masami. Brak ciągłej i systematycznej pracy nad poruszaniem w stowarzyszeniach aktualnych zagadnień i spraw, interesujących ogół. Brak jasnego programu w pracy. To nie stwarza dobrych warunków dla dyscypliny i wzmacniania egzekutywy kierownictwa. Nie do mnie należało i nie należy wyszczególnianie tych błędów i niedociągnięć. Chciałem tylko podkreślić, że widzimy to wszystko i stale błędy te przełamujemy i usuwamy.

Te błędy i niedociągnięcia idą za nami, gdy wchodzimy w II okres rozwoju NOT. Oglądając się za tymi błędami, patrzymy naprzód — tam, gdzie nowe obowiązki i nowe zadania, tam, gdzie postęp techniczny i umacnianie jedności i siły robotników i inżynierów.

„SPRAWOZDANIE ORGANIZACYJNE“.

W s t ę p.

Na zebraniu organizacyjnym w dniu 12 grudnia 1945 roku, reprezentującym — w osobach 34 kolegów — większość branż technicznych, stwierdzono konieczność powołania Naczelnej Organizacji Technicznej, celem odbudowania ruchu stowarzyszeniowego w Polsce oraz koordynacji prac stowarzyszeń technicznych na nowej bazie, z uwzględnieniem przemian społecznych, politycznych i gospodarczych, zachodzących w Polsce Ludowej po wyzwoleniu spod okupacji niemieckiej. Zebranie to zostało poprzedzone szeregiem rozmów z przedstawicielami władz oraz organizacji społecznych i politycznych, dla zapewnienia przychylnego stosunku tych organizacji do inicjatywy stworzenia demokratycznego ruchu technicznego.

Takie są początki naszej organizacji, tworzonej w niesłychanie ciężkich warunkach, wśród zacieklej walki o odbudowę z gruzów naszych warsztatów przemysłowych.

Cały dwuletni okres, aż do dnia I Walnego Zjazdu Delegatów NOT, tj. do dnia dzisiejszego, można scharakteryzować ogólnym mianem okresu organizacyjnego ruchu stowarzyszeń technicznych, zrzeszonych w Naczelnej Organizacji Technicznej. W tym okresie dominującymi dla naszej organizacji były zagadnienia struktury ruchu technicznego, sprawy formalno-statutowe i organizacyjne stowarzyszeń oraz dostosowanie stowarzyszeń nowych lub powstałych w 1945 r. na starej bazie organizacyjnej, do zaleceń organizacyjnych NOT.

Koncepcja struktury organizacyjnej, powstała na gruncie Komitetu Organizacyjnego NOT, wyrażająca się w powołaniu stowarzyszeń branżowych i Naczelnej Organizacji Technicznej oraz oddziałów terenowych NOT i oddziałów stowarzyszeń branżowych, oparta była na doświadczeniach organizacyjnych stowarzyszeń dwudziestoletniego okresu międzywojennego.

Po roku 1920, z jedynej prawie podówczas Stowarzyszenia Techników w Warszawie wyrosły stowarzyszenia organizowane według branż naukowych. Stowarzy-

szenia te przewyższyły znacznie, aktywnością i ilością członków, swą macierzystą organizację, tj. Warszawskie Stowarzyszenie Techników. Jednakże w latach 1934—5 zaczął się krystalizować pogląd o konieczności fuzji ruchu stowarzyszeniowego.

Komitet Organizacyjny NOT oparł organizację na bazie tych doświadczeń, nawiązał do ich końcowego stadium, uzgodnił linię organizacyjną świata technicznego z organizacjami politycznymi i społecznymi, w szczególności z Komisją Centralną Związków Zawodowych, i przez to stworzył podstawy dla uzyskania przewagi nad wszelką inicjatywą, występującą już nawet wcześniej, czy to na terenie Krakowa w postaci Związku Zawodowego Pracowników Technicznych, czy na terenie Łodzi w formie Ogólnopolskiego Towarzystwa Technicznego, czy wreszcie gdzie indziej, jak w Warszawie, Poznaniu lub Bydgoszczy, Związki i stowarzyszenia wykazały w 1945 r. dość poważną aktywność, odczytowaną przede wszystkim, ale i wydawniczą i inną, nie mogły się jednak oprzeć koncepcji organizacyjnej NOT, ponieważ ich własne koncepcje nie uwzględniały doświadczeń organizacyjnych ruchu technicznego. Podstawy organizacyjne z okresu przedwojennego zostały przez nas zrewidowane. Usunięto z nich niedopuszczalne w demokratycznym państwie rekwizyty przeszłości — kastowość i uprzedzenia narodowościowe i społeczne, pojęcie zaś branżowości dostosowano do rzeczywistych potrzeb naszego ustroju gospodarczego. Na skutek wprowadzenia tych zmian, ruch stowarzyszeń technicznych, reprezentowany przez NOT — jest ruchem demokratycznym.

Linia organizacyjna NOT zdobyła sobie zwolenników w masach inżynierów i techników i zmniejszyła do minimum opory, wynikające z ostrożności świata pracy, zorganizowanego w klasowych związkach zawodowych, w stosunku do stowarzyszeń technicznych, których oblicze klasowe wtedy jeszcze nie było dostatecznie jasne.

Komitet Organizacyjny NOT opracował statut Naczelnej Organizacji Technicznej oraz ramowy statut dla stowarzyszeń branżowych, które wystarczały dla przystąpienia do organizacji stowarzyszeń. Reaktywujące się poważne stowarzyszenia, jak: Stowarzyszenie Elektryków Polskich (SEP), Stow. Inżynierów Mechaników Polskich (SIMP), Stowarzyszenie Wodociągowców, przyjęły płaszczyznę NOT. Nieliczne stowarzyszenia, które do dzisiaj jeszcze nie stanęły na platformie NOT-u, widząc wzrastającą siłę naszej organizacji — postanawiają lub myślą o włączeniu się do naszego ruchu.

Wśród czynników, które przeważały szalę zwycięstwa na naszą korzyść, należy zapisać przede wszystkim, zorganizowany przez NOT, Kongres Techników Polskich w Katowicach w grudniu 1946 r. Podczas przygotowań kongresowych wszystkie nasze stowarzyszenia techniczne, mając przed sobą określone zadania, scementowały się i okrzepły, a swemu, przedtym tylko formalnemu istnieniu — nadały barwę rzeczywistego życia. Równocześnie Kongres, jako wielka manifestacja świata technicznego, wszystkim inżynierom i technikom w Polsce pokazał drogę organizacyjną do stowarzyszeń zrzeszonych w Naczelnej Organizacji Technicznej.

Stan organizacyjny stowarzyszeń w III kwartale 1947 r.

Zrzeszone w NOT obecnie stowarzyszenia w liczbie 15-tu zorganizowały łącznie 15.000 członków.

Stowarzyszenia techniczne w większości mają poważne trudności organizacyjne, wynikające z braku lokalów central i oddziałów oraz z braku podstaw finansowych. Wpływy ze składek członkowskich są znikomo małe. Przyjmowanie członków odbywa się bardzo powoli. Procedura załatwiania deklaracji zgłoszeniowych trwa zazwyczaj szereg miesięcy.

Wykaz ilości członków i oddziałów stowarzyszeń wg sprawozdań kwartalnych.

L. p	Nazwa stowarzyszenia	Ilość członków				Ilość oddziałów			
		1946	1947			1946	1947		
		IV.	I.	II.	III.	IV.	I.	II.	III.
1	Stow. Inż. i Techn. Budownictwa	944	250	285	898	—	2	8	8
2	Stow. Inż. i Techn. Przem. Chemicznego	481	699	825	1009	7	7	7	8
3	Stow. Prac. Techn. Przem. Cukrown.	560	576	650	666	7	7	7	7
4	Stow. Elektryków Polskich	975	1237	1219	1410	16	16	16	17
5	Stow. Inż. i Techn. Przem. Hutniczego	1200	1106	1005	1285	23	23	23	26
6	Stow. Inż. i Techn. Komunikacji	2070	2070	2046	2203	10	9	11	12
7	Stow. Inż. i Techn. Przem. Min. i Mat. Bud.	350	350	350	390	6	6	6	10
8	Stow. Inż. i Techn. Mechaników Polsk.	328	996	1235	1350	13	17	17	19
9	Stow. Inż. i Techn. Przem. Paliw. Płynnych	450	287	287	329	4	6	6	6
10	Stow. Inż. i Techn. Przem. Papierniczego	80	80	80	305	5	5	5	9
11	Stow. Techników Przem. Spożywczego	790	614	700	676	9	9	9	8
12	Stow. Inż. i Techn. Przem. Węglowego	1799	1788	1788	1805	7	7	7	7
13	Stow. Inż. i Techn. Przem. Włókienniczego	600	974	1063	1200	5	7	6	8
14	Stow. Inż. i Techn. Wodno-Melioracyjnych	574	636	636	636	14	14	14	14
15	Polskie Zrzeszenie Gazown., Wodoc. i Techn. San.	529	575	575	793	6	6	6	7
		10880	12235	12571	14955	132	139	148	166

W niektórych stowarzyszeniach, jak np. w SEP-ie, w SIMP-ie, w Stow. Włóknarzy, Wodociągowców, Cukrowników, Chemików, Budownictwa, ilość członków w ciągu roku 1947 stale i równomiernie wzrasta. Pozostałe większe stowarzyszenia — po pierwszym dużym wysiłku organizacyjnym — przeżywają pewien kryzys. Ilość członków przestała wzrastać, a nawet obserwuje się w niektórych tendencję zmniejszenia ilości członków.

Oceniając pracę stowarzyszeń z punktu widzenia ramowego programu działalności stowarzyszeń, należy podkreślić działalność w zakresie naukowo-technicznym, wydawniczym, szkolnictwa i normalizacji. Na pierwszy plan wysuwają się, jako najaktywniejsze Stowarzyszenia: SEP, SIMP, Włóknarze, Wodociągowcy i Gazownicy, Budownictwo, Cukrownicy.

W okresie sprawozdawczym działalność stowarzyszeń nacechowana była zbyt słabym powiązaniem prac stowarzyszeń z aktualnymi hasłami i obudowy. Hasła oszczędności w przemyśle, ruchu współzawodnictwa pracy, rozbudzenia wynalazczości i inicjatywy racjonalizatorskiej, które były głównymi wytycznymi dla władz i dla klasy robotniczej, nie przeniknęły do stowarzyszeń i nie stały się jeszcze głównymi ośrodkami ich zainteresowań. To jest przyczyną, dla której działalność stowarzyszeń nie ma do dziś dnia charakteru masowego oraz nie zyskała sobie należnego uznania w całym społeczeństwie.

W 1947 r. przybyło ok. 35% członków, ilość oddziałów stowarzyszeń zwiększyła się ze 132 na 166.

Komitet Organizacyjny NOT powołał do życia w niektórych najważniejszych ośrodkach oddziały NOT, a mianowicie:

	Ilość oddziałów	Ilość członków
1. Bydgoszcz	10	740
2. Gdańsk	8	470
3. Katowice	32	4294
4. Kraków	14	1195
5. Łódź	14	1804
6. Poznań	10	905
	88	9408

W tej chwili oddziały w Łodzi i Bydgoszczy posiadają własne lokale i są już dość poważnie zaawansowane w wypełnianiu swych zadań, oddziały w Katowicach i Poznaniu wzmacniają swą pozycję, oddziały w Gdańsku i Krakowie ukonstytuowały się.

Charakterystyka działalności NOT i stowarzyszeń.

Czynnikami, które kierowały NOT i koordynowały działalność stowarzyszeń, były — obok Komitetu Organizacyjnego — Komisje Główne.

Komitet Organizacyjny.

Wszystkie najważniejsze postanowienia dotyczące naszej organizacji są dziełem Komitetu Organizacyjnego NOT. Spośród nich należy wymienić decyzje dotyczące:

1. Powołania Prezydium Komitetu i przeprowadzenia legalizacji NOT.
2. Organizacji terenowej oddziałów stowarzyszeń branżowych, oddziałów NOT oraz opracowania regulaminu oddziałów NOT.
3. Odbudowy Domu Technika przy ul. Czackiego 3/5 i powołania Komitetu Odbudowy Domu Technika.
4. Przejęcia Redakcji „Przeglądu Technicznego”.
5. Zwołania Kongresu Techników Polskich w 1946 r. i jego organizacji.
6. Powołania Tymczasowej Komisji Rewizyjnej.
7. Powołania Głównych Komisji: a) Wydawniczej, b) Zagranicznej, c) Programowej, zorganizowania Ośrodka Klasyfikacji Dokumentacji Technicznej w Polsce oraz w sprawie organizacji Komisji Głównych.
8. Składki członkowskiej od stowarzyszeń na rzecz NOT w wysokości 10% wpływów ze składek członkowskich.
9. Współpracy NOT i stowarzyszeń z ruchem związków zawodowych.
10. Opracowania wzoru deklaracji zgłoszeniowych, legitymacji członkowskiej dla wszystkich stowarzyszeń i projektu znaczka NOT.
11. Opracowania poprawek do statutu NOT i statutu ramowego.
12. Zwołania Kongresu Techników Polskich na jesień 1949 r.

Niektóre z wielu uchwał Komitetu Organizacyjnego nie są jeszcze zrealizowane lub wymagają potwierdzenia Walnego Zjazdu Delegatów, a mianowicie:

1. Przejęcie Redakcji „Przeglądu Technicznego”.
2. Składka członkowska od stowarzyszeń na rzecz NOT w wysokości 10% wpływów ze składek członkowskich.
3. Współpraca NOT i stowarzyszeń z ruchem związków zawodowych.
4. Opracowanie wzoru deklaracji i legitymacji członkowskiej dla wszystkich stowarzyszeń i projektu znaczka NOT.
5. Zwołanie Kongresu Techników Polskich na jesień 1949 r.

Prezydium NOT.

Prezydium kierowało bieżącą działalnością NOT, pracami komisji i Sekretariatu Generalnego, przygotowywało materiał dla obrad Komitetu Organizacyjnego i realizowało jego uchwały.

Pierwsze protokołowane zebranie Prezydium NOT, podówczas jeszcze egzekutywy szkieletoowego Komitetu Organizacyjnego, odbyło się w dniu 5 stycznia 1946 r. Ogółem Prezydium odbyło 15 zebrań plenarnych.

Oddziały NOT.

Funkcję koordynacyjną działalności stowarzyszeń w terenie odgrywają oddziały NOT. Już obecnie oddziały te w poważnym stopniu przyczyniają się do przeprowadzenia akcji, zalecanych przez NOT, czego przykłady notujemy w oddziałach: gdańskim, pomorskim, łódzkim — w czasie dyskusji w sprawie ustawy o stopniu inżyniera oraz w oddziale górnośląskim — w czasie obecnie prowadzonej dyskusji nad programem egzaminów inżynierskich. Nieopanowanymi dotąd bóleczkami oddziałów NOT

są: brak lokalów i brak podstaw finansowych. Lokale posiadają Łódź i Bydgoszcz. W nich koncentruje się całe życie stowarzyszeniowe tych ośrodków.

Oddziały NOT winny czuwać nad utrzymaniem dobrej atmosfery stowarzyszeniowej i raczej uruchamiać i koordynować działalność stowarzyszeń niż organizować działalność własną. Zależy to zresztą od charakteru ośrodka technicznego.

Przewidujemy, że również i w przyszłości oddziały NOT w pierwszej linii odgrywać będą bardzo doniosłą rolę w koordynowaniu i aktywizowaniu swoich ośrodków w licznych sprawach, np. opracowania planu wydawnictw technicznych, wynalazczości, współdziałania z ruchem związków zawodowych.

K o m i s j e.

Komitet Odbudowy Gmachu Technika przyczynił się wybitnie dla stworzenia lepszej bazy dla NOT i stowarzyszeń, przeprowadzając odbudowę Domu Technika, w którym dziś obraduje nasz Zjazd. Komitet podzielił się na Podkomitet Techniczny, który spełnił swoją rolę, czuwając nad opracowaniem projektu odbudowy i jego akceptacją, przeprowadzeniem przetargów i inspekcją nad wykonywanymi robotami oraz Podkomitet Finansowy, który zdobywał fundusze na odbudowę. Dotychczasowa odbudowa przeprowadzona jest kosztem ok. 26 milionów zł; na dalszy ciąg odbudowy będzie potrzebna kwota ok. 40 milionów zł. Komitet Odbudowy odbył szereg zebrań plenarnych i w podkomisjach, ustalając wytyczne dla dalszego toku budowy.

Komisja Statutowa w szeregu zebrań zaopiniowała statuty stowarzyszeń i ich zgodność ze statutem ramowym oraz prowadziła w stowarzyszeniach akcję celem przystosowania ich statutów do wymagań NOT. Komisja Statutowa wystąpiła z inicjatywą opracowania poprawek do statutu NOT i ramowego i w żmudnej pracy opracowała tekst tych poprawek, wykorzystując opinie wszystkich stowarzyszeń. Na zlecenie Komitetu Organizacyjnego, Komisja opracowała projekt regulaminu oddziałów NOT.

Komisja Kongresowa przygotowała i przeprowadziła Kongres Techników Polskich, zorganizowała w nim udział wszystkich stowarzyszeń, a następnie przeprowadziła wydanie I tomu kongresowego i zgromadziła materiały do II tomu. Te prace są wszystkim Kolegom dobrze znane. Oddziały one decydująco na stosunek polskich mas technicznych do ruchu reprezentowanego przez NOT.

Komisja Wydawnicza pracuje nad planowym zaspokojeniem potrzeb wydawniczych. Komisja opracowała ankietę, celem której jest ustalenie planu wydawnictw technicznych. W działalności Głównej Komisji Wydawniczej konieczna jest jak najściślejsza i najbliższa współpraca ze wszystkimi stowarzyszeniami.

Komisja Zagraniczna organizuje kontakty z zagranicą, które bazuje na współpracy w Międzynarodowej Federacji Technicznej, przeprowadziła delegację 2 wycieczek zagranicznych SEP-u na zjazdy w Czechosłowacji, zorganizowała udział delegacji zagranicznych na Kongresie Techników Polskich, wydelegowała reprezentację NOT-u na Narodowy Kongres Inżynierów i Techników Jugosławii w Zagrzeb-u w r. 1946 oraz Francji — w Lyonie w r. 1947. Zorganizowała udział NOT w Międzynarodowym Kongresie Technicznym w Paryżu w r. 1946 oraz udział w kongresach specjalnych: Pomiarów i Aparatów

Pomiarowych, Organizacji i Kierownictwa, obydwu w Sztokholmie w r. 1947. Komisja Zagraniczna NOT pragnie przede wszystkim rozszerzyć kontakty polskiego świata technicznego z organizacjami technicznymi Związku Radzieckiego, Czechosłowacji i Jugosławii. W organizacji C. T. M. NOT wzięła wybitny udział od samego początku, tj. już na Kongresie Paryskim w 1946 r. Polska po raz drugi została wybrana do Prezydium C. T. M. i wspólnie z Czechosłowacją reprezentuje tam kraje słowiańskie. Dzięki staraniom Polski, C. T. M. zarezerwowała w swoich władzach miejsca dla przedstawicieli jednego z krajów naddunajskich oraz Związku Radzieckiego, który dotąd nie uczestniczył jeszcze w tej organizacji. Na terenie C. T. M. NOT posiada możliwość nawiązywania i rozwijania bliskich i żywych kontaktów z krajami Europy zachodniej, Ameryki itd. C. T. M. okazało również, skutkiem starań naszej delegacji, duże zainteresowanie dla rozwoju polskiej gospodarki, osiągnięć w zagospodarowaniu Ziemi Odzyskanych i duże zrozumienie dla naszego stosunku do Niemiec. C. T. M. okazało również pewną pomoc dla odbudowy Politechniki Warszawskiej.

Komisja Zagraniczna przeprowadziła ankietę do wszystkich czasopism technicznych w sprawie potrzeb w zakresie wydawnictw zagranicznych i współpracy technicznej z zagranicą oraz w sprawie współpracy uczonych radzieckich w polskiej prasie technicznej. Polskie czasopisma techniczne są przesyłane dla użytku polskich ośrodków technicznych przede wszystkim we Francji, gdzie — przy naszej pomocy — powstało Polskie Towarzystwo Techniczne oraz dla ośrodków w Anglii, Szwecji itd. Już obecnie szereg instytucji w Anglii, Francji, Stanach Zjednoczonych, Belgii, na Węgrzech, stara się za pośrednictwem Komisji Zagranicznej NOT uzyskać w drodze wymiany polskie czasopisma techniczne. Wymaga to ścisłego kontaktu z pracami Komisji Wydawniczej i z Radą Czasopism Technicznych. Komisja Zagraniczna przeprowadza już systematyczną wymianę prasy technicznej, narazie tylko na użytek NOT, z Czechosłowacją, Węgrami, Jugosławią; jest w kontakcie z Kolegami, przebywającymi w Stanach Zjednoczonych i otrzymuje od nich wydawnictwa amerykańskie.

Komisja Ogólna NOT przyczyniła się znacznie do zbliżenia inżynierów i techników do stowarzyszeń i do aktywizacji całego świata technicznego w Polsce poprzez przeprowadzoną w stowarzyszeniach akcję dyskusyjną w sprawie Ustawy o stopniu inżyniera. W wyniku tego NOT uzyska ustawowe uprawnienia w zakresie opiniowania praktyki technicznej i w zakresie współpracy z Ministerstwem Oświaty w sprawie szkolnictwa technicznego. Obecnie odbywa się w stowarzyszeniach dyskusja w sprawie programu egzaminów inżynierskich, które będą przeprowadzane na podstawie nowej Ustawy. Obie te akcje przyczyniły się w bardzo znacznym stopniu do spopularyzowania udziału ogółu technicznego w pracach stowarzyszeń należących do NOT i stanowią nowy — oryginalny w stowarzyszeniach — wzór masowego działania.

Aparatem wykonawczym Komitetu Organizacyjnego, Prezydium i Komisji jest Sekretariat Generalny, obejmujący stronę gospodarczą NOT oraz, w pewnym stopniu, również koncepcyjną, jak przygotowanie materiału dla komisji, Prezydium, Komitetu Organizacyjnego, a w przyszłości — Rady Głównej NOT.

Poważnym krokiem naprzód w organizacji naszego ruchu stał się „Biuletyn Informacyjny“, wydawany przez Sekretariat Generalny w ilościach ok. 1.000 egzemplarzy

i rozsyłany do wszystkich oddziałów stowarzyszeń, członków, władz NOT i stowarzyszeń, katedr na wyższych uczelniach, urzędów i instytucji społecznych, a również do ośrodków polskich za granicą.

W Sekretariacie Generalnym opracowano, z udziałem wielu Kolegów z Prezydium i z poza władz NOT-u, ramowy program prac dla stowarzyszeń. Program posłuży jako drogowskaz przy układaniu konkretnych rocznych planów pracy w poszczególnych stowarzyszeniach.

W listopadzie br. powołana została na naradzie redaktorów czasopism technicznych — Rada Prasy Technicznej, której zadaniem jest czuwanie nad harmonijnym rozwojem prasy, łącznością prasy z potrzebami przemysłu i stowarzyszeń technicznych.

W Sekretariacie Generalnym przygotowuje się obecnie szerszą akcję, mającą na celu rozpracowanie elementów, związanych z wynalazczością i postępem technicznym. W pierwszym etapie tych prac mamy zamiar zorganizować stałą wystawę wynalazków, która może znaleźć pomieszczenie w Domu Technika oraz zorganizować czasopismo na poziomie popularnym, poświęcone sprawom wynalazczości.

Wnioski organizacyjne

Mimo niewątpliwie poważnych osiągnięć organizacyjnych i w zakresie koordynacji prac całego ruchu technicznego, dalecy jesteśmy jeszcze od tych rezultatów, do których zmierzamy.

Komitet Organizacyjny NOT nie posiadał mandatu ze strony zrzeszonych stowarzyszeń inżynierów i techników, miał charakter tymczasowy, więc — aczkolwiek jego wpływ i wkład w organizację stowarzyszeń był bardzo duży i decydujący — to, jeżeli chodzi o programy stowarzyszeń, swej pozycji nie wyzyskał, przelewając na przyszłe statutowe władze ciężar obowiązku dopinania, aby działalność stowarzyszeń związać z aktualnymi najważniejszymi problemami i hasłami odbudowy.

Te formy organizacyjne, w których jesteśmy stowarzyszeni i które już określiliśmy, jako sprzyjające organizacji świata technicznego, muszą od I Walnego Zjazdu poczynawszy, zdać egzamin, jako nadające się dla podejmowania planów działania i sprężystej realizacji tych planów w komisjach głównych NOT i we wszystkich stowarzyszeniach.

Dzisiaj znajdujemy się na znacznie wyższym poziomie technicznym niż byliśmy w okresie masowego uruchamiania naszych fabryk, komunikacji i usuwania gruzów. Jeżeli w r. 1945 potrzeba stowarzyszeń była dla nas widoczna, to dziś, na wyższym stopniu produkcji, ta potrzeba staje się istotną. Wzrasta ona szczególnie w naszym ustroju, ustroju odpowiedzialności inżyniera, technika i robotnika za urządzenia techniczne, za ich wytwarzanie i za wykorzystanie, w ustroju, który nam, inżynierom i technikom, daje możliwość pracy twórczej dla dobrobytu i siły Narodu, dla zdobycia suwerenności technicznej i gospodarczej, w ustroju, tętniącym pracą i osiągnięciami, a nie — jak dawniej lub gdzie indziej — marazmem i przeciwnieństwami; oraz walkami społecznymi, w ustroju wielkich wysiłków i wielkich osiągnięć dla podniesienia gospodarki na poziom, odpowiadający naszym ambicjom narodowym. Dziś możemy wzmocnić społeczną pozycję inżyniera i technika, jeżeli stowarzyszenia nasze będą zdolne do takiego samego koncentrowania zamierzeń w całokształcie swej działalności,

jak to przeprowadza cały naród w całokształcie naszej gospodarki.

To wymaga ze strony stowarzyszeń poczucia odpowiedzialności i dyscypliny w stosunku do dyrektyw, płynących z Naczelnej Organizacji Technicznej, tj. centralnego ognia całego ruchu technicznego. W interesie wzmocnienia pozycji naszego ruchu musimy również dążyć do wzmocnienia więzów między NOT a stowarzyszeniami przez pogłębianie i rozszerzanie prac Głównych Komisji NOT.

I Walny Zjazd Delegatów NOT winien potwierdzić słuszne zasady organizacyjne, zaproponowane przez Komitet Organizacyjny, co pozwoli ostatecznie przewyczyć wegetujące jeszcze wśród niektórych inżynierów i techników przywiązanie do starych tradycji organizacyjnych, wynikające z niedostatecznego zrozumienia przemian zaszłych w społeczeństwie i gospodarce. W niektórych stowarzyszeniach było to czynnikiem, utrudniającym działalność i aktywność, hamującym rozwój lub kierującym stowarzyszenia na niewłaściwą drogę dublowania funkcji związków zawodowych lub instytucji charytatywnych.

Nasz ruch musi się zdobyć już w najbliższym okresie czasu na stworzenie centralnego organu prasowego i na zwiększenie wpływu stowarzyszeń na wszystkie czasopisma techniczne, celem wykorzystania prasy jako jednego z najskuteczniejszych narzędzi propagandy naszej działalności oraz celem nadania czasopismom technicznym linii, odpowiadającej potrzebom mas technicznych, postępu technicznego i odbudowy kraju. Nasz ruch winien się postarać o wciągnięcie w krąg rozwiązywanych przez siebie zadań szerokiego mas inżynierów i techników. Akcje, przeprowadzone w bieżącym roku w wielu oddziałach różnych stowarzyszeń, znajdujących się w dużych i małych ośrodkach technicznych i o różnej specyfice terenowej, pozwalały nam stwierdzić, że są możliwości zaktywizowania społecznego liniowego inżyniera i technika. Na dowód tego przytaczamy zebrania dyskusyjne, organizowane w sprawach produkcji w bielskim oddziale stowarzyszenia włókniarzy, cykl odczytowy na poziomie naukowo-technicznym, zorganizowany przez katowicki oddział Stowarzyszenia Elektryków, zebrania dyskusyjne przeprowadzone w Gdańsku, Bydgoszczy, Łodzi, Szczecinie, Warszawie, dotyczące ustawy o stopniu inżyniera oraz zebrania dyskusyjne w sprawie programu egzaminów inżynierskich, odbywane obecnie w licznych ośrodkach technicznych. Zebrania te gromadziły często dwukrotnie więcej uczestników, niż ilość zorganizowanych w danym stowarzyszeniu lub oddziale NOT-u członków.

Wszystkie kursy szkoleniowe, organizowane przez oddziały: Stowarzyszenia Wodociągowców w Bydgoszczy, Stowarzyszenia Techników Przemysłu Spożywczego w Krakowie, czy obecnie przez SIMP w Warszawie, świadczą o olbrzymim zainteresowaniu, które można spowodować przez racjonalną i słuszną inicjatywę i organizację.

Coroczne odbywanie ogólnych zjazdów stowarzyszeń technicznych, poświęconych realizacji planu narodowego lub jego największym elementom przyczyni się również do nawiązania silniejszej łączności wszystkich członków ze stowarzyszeniem.

Prace o charakterze kameralnym, normalizacyjne, słownictwa, wydawnicze itp., z natury rzeczy, nie dają jeszcze technicznemu ogółowi możliwości społecznego wyżywiania się.

Stowarzyszenia winny zalecać prowadzenie akcji dyskusyjnej, odczytowej, wycieczkowej itp. we wszystkich swoich oddziałach na tematy wskazane w ramowym programie pracy, ułatwiać wstępowanie do stowarzyszeń, skrócić do koniecznego minimum procedurę przyjmowania członków.

Aktywizacja mas wszystkich członków stowarzyszenia pozwoli na zakończenie fikcji organizacyjnej, którą do dziś dnia przedstawia szereg nieistniejących w rzeczywistości oddziałów. Na ogólną liczbę 166 oddziałów wszystkich stowarzyszeń ok. 30% istnieje faktycznie na papierze, w rzeczywistości w terenie nie są znane ani te oddziały, ani wskazane przez stowarzyszenie osoby za nie odpowiedzialne — prezesi, sekretarze lub przewodniczący komitetów organizacyjnych. Musimy zrozumieć wszyscy, i Koledzy z zarządów głównych stowarzyszeń branżowych i oddziałów NOT, że uporczywe utrzymywanie tej fikcji przynosi szkodę naszemu ruchowi. Brawo, musimy wpłynąć na wybranie innych osób, bardziej odpowiedzialnych dla zorganizowania lub prowadzenia prac tych oddziałów. Musimy z najlepszą chęcią i wolą usuwać nieporozumienia i niedociągnięcia, wynikające z niedorozwoju aparatu wykonawczego NOT i stowarzyszeń a zwłaszcza naszych terenowych organizacji. Nawiązanie możliwie najbliższej łączności między stowarzyszeniami a NOT umożliwi zarówno ściślejsze rozgraniczenie kompetencji jak i wyraźniejsze dyrektywy, zlikwiduje zbyt krótkie terminy i szereg tym podobnych spraw porządkowych, mających jednak poważny wpływ na przebieg prowadzonych przez nas akcji.

Naczelna Organizacja Techniczna stanowi platformę, na której można szukać rozwiązań bardzo wielu trudności i występować z inicjatywą bardzo szeroką. Trzeba, żeby stowarzyszenia umiały i chciały wyzyskać te możliwości, tkwiące w ich własnym ruchu.

Już obecnie Naczelna Organizacja Techniczna, wraz z całym prowadzonym przez siebie ruchem stowarzyszeń, przedstawia poważny potencjał organizacyjny i twórczy. Już obecnie reprezentuje w rzeczywistości lepiej, niż wszystkie dotychczasowe próby, opinię polskiego świata technicznego. Trzeba, abyśmy w najbliższym roku naszą pozycję utrwaliли i wzmocnili przez skoordynowane działania, odpowiadające aktualnym potrzebom polskiej gospodarki.

Po wygłoszeniu powyższych referatów wywiązała się dyskusja i zgłoszono szereg wniosków, które odesłano do Komisji Wnioskowej.

W drugim dniu obrad kol. Prezes inż. B. Rumniński zabrał głos w odpowiedzi na przemówienia dyskusyjne:

„Pierwszy Zjazd Delegatów pozytywnie ustosunkował się do programu, ideologii i działalności NOT jako całości, jak również stwierdził swoje żywe zainteresowanie w zakresie współzawodnictwa pracy i współpracy z klasą robotniczą i to w przemówieniach prawie wszystkich mówców. Stwierdzono ze strony Kolegów, że inżynierowie muszą przyjąć z pomocą klasie robotniczej i włączyć się do współzawodnictwa. Zwrócono uwagę na sprawę premiowania inżynierów — przyjmujemy to jako zagadnienie do rozpracowania. Zwrócono uwagę na umasowanie całego NOT, przyciągnięcie nie tylko inżynierów i techników, ale i młodzieży akademickiej. Poruszono sprawę drukarni technicznej i wydawnictw — wszystkie te wnioski możemy przyjąć do dyskusji.

Nieślusne są zarzuty dążenia do centralizacji i dublowania pracy stowarzyszeń — Koledzy nie przytoczyli żadnych konkretnych faktów. NOT wcale nie stoi na tym stanowisku i będzie wyrównywała wszystkie przerosty na odcinku dublowania. Jeżeli chodzi o zarzut centralizacji, to np. za powołaniem wspólnego organu prasowego wypowiedzieli się na konferencji wszyscy zainteresowani przedstawiciele prasy technicznej i stworzenie takiego centralnego organu jest nakazem który wynika z woli samych stowarzyszeń. Podobnie w zakresie programów pracy, w zakresie statutów nie było wypadku, żebyśmy powzięli decyzję bez porozumienia ze stowarzyszeniami. Z drugiej strony, tam, gdzie zapadła decyzja Komitetu Organizacyjnego, powzięta przez przedstawicieli stowarzyszeń, decyzja ta musi obowiązywać wszystkie stowarzyszenia.

Jeżeli chodzi o zagadnienie współpracy ze związkami zawodowymi, należy to przede wszystkim do kompetencji samych związków, które stoją na stanowisku utrzymania jednolitości ruchu zawodowego i jednolitej struktury. Jeżeli jesteśmy organizacją naukowo-techniczną i należymy równocześnie do związków zawodowych, to nie możemy podwójnie reprezentować swoich interesów zawodowych. Ale istnieje wiele spraw wspólnych, gdzie będzie obowiązywała nas współpraca, np. narady techniczne, wspólne zebrania, wspólne odczyty, kursy techniczne, wspólne szkolenie, w wyniku tej współpracy będziemy mogli rozwiązywać zagadnienia, które leżą odłogiem. Jeżeli chodzi o sekcje techniczne, to inżynierowie i technicy nie mogą brać równocześnie udziału w tworzeniu sekcji technicznych związków zawodowych i w pracy naukowo-technicznej w stowarzyszeniach, bo to byłoby dublowaniem pracy — w tej sprawie powinniśmy się wypowiedzieć negatywnie.

Zupełnie błędnie została postawiona kwestia obrony interesów zawodowych inżynierów i techników. W myśl niektórych wypowiedzi musielibyśmy tworzyć tyle związków, ile jest rozmaitych branż wśród inteligencji, a przecież cała siła związków zawodowych opiera się na ich jedności. To, że liczą one przeszło dwa miliony członków, to jest podstawą ich działania. Tworzenie nowych komórek byłoby wbrew interesom inteligencji pracującej. Inżynierowie i technicy mogą i powinni wypowiadać się w swoich własnych sprawach, zabierać głos w sprawach płac, norm, premii, ale w zespoleniu ze związkami zawodowymi. Dlatego też w statucie powinniśmy uwzględnić opiniowanie w sprawach zawodowych.

Jeśli chodzi o zasadę branżowości stowarzyszeń, mówca uzasadnia jej słusność, przewidując możliwość pewnych poprawek organizacyjnych, np. komasacji w przyszłości niektórych stowarzyszeń, zwłaszcza małych. Trzeba będzie wprowadzić zmiany w ustosunkowaniu się do współpracy pomiędzy stowarzyszeniami, które nie przekreślają samej zasady branżowości. Wszelkie możliwe jeszcze poprawki i zmiany nie przesądzą sprawy, że linia wytyczna programowa i nasze podstawy ideowe są słuszne i one zostały potwierdzone przez Kolegów.

Dyskusja, chociaż może nie tak szeroka, dała dużo pozytywnego; mówca wszystkie wypowiedziane uwagi przyjmuje i w imieniu NOT dziękuje za to wszystkim, co zostało wniesione do dyskusji. Pozwoli to na pewne skorygowanie i zmiany, które przyczynią się do dalszego wzrostu organizacyjnego i wzrostu pracy samej NOT.

Po przemówieniu prezesa, przewodniczący udziela głosu kol. Witwińskiemu, referującemu sprawę regulaminu obrad, którego projekt został rozesłany Kolegom do poszczególnych stowarzyszeń. Wobec braku poprawek do tekstu regulaminu, z wyjątkiem § 7 uzależnionego od tekstu statutu, przewodniczący poddaje go pod głosowanie. Regulamin większością głosów zostaje przyjęty en bloc.

W dalszym ciągu kol. Witwiński referuje sprawę poprawek do statutu NOT. Po dokładnym omówieniu przez referenta wszystkich proponowanych poprawek, wywołuje się dyskusja. Poszczególni mówcy zgłaszają i uzasadniają poprawki, które następnie są poddawane pod głosowanie.

Po przegłosowaniu i uwzględnieniu przyjętych w dyskusji poprawek, zostaje poddany pod głosowanie projekt poprawek do statutu en bloc i uzyskuje kwalifikowaną większość głosów (2 głosy przeciw).

Po pierwszej części debaty nad statutem kol. Sekretarz Generalny referuje szczegółowe sprawozdanie finansowe, uprzednio powiczone i rozdane uczestnikom Zjazdu, następnie zaś kol. Jakubkiewicz przedstawia sprawozdanie Komisji Rewizyjnej, zakończone wnioskiem o zatwierdzenie bilansu za rok 1946 i tymczasowego bilansu za 11 miesięcy 1947 r. oraz o udzielenie Komitetowi Organizacyjnemu i absolutorium z działalności w 1946 r.

Otwiera się dyskusja nad sprawozdaniem finansowym, po czym przewodniczący poddaje pod głosowanie wniosek Komisji Rewizyjnej o przyjęcie zamknięć rachunkowych i udzielenie władzom absolutorium. Wniosek ten zostaje przyjęty jednomyślnie przez aklamację.

Przewodniczący przechodzi do p. 5 porządku dziennego — wyborów władz, które zostały wybrane przez aklamację, jak następuje:

Prezes.

Prezesem NOT wybrany został przez aklamację kol. inż. Bolesław Rumiński, podsekretarz stanu Ministerstwa Przemysłu i Handlu, dotychczasowy przewodniczący Komitetu Organizacyjnego NOT.

Rada Główna.

Stosownie do uchwalonych na Walnym Zjeździe zmian statutowych, do Rady Główniej wybrano 36 członków i 12 zastępców w osobach:

Członkowie: kol. kol.

1. Paszkowski Wacław — Stow. Inż. i Techn. Budow.
2. Żakowski Juliusz — Stow. Inż. i Techn. Budow.
3. Tysza Konstanty — Stow. Inż. i Techn. Budow.
4. Roga Błażej — Stow. Inż. i Techn. Przem. Chemicz.
5. Zmazyński Aleksander — Stow. Inż. i Techn. Przem. Chemicznego.
6. Sapiński Wacław — Stow. Inż. i Techn. Przem. Chemicznego.
7. Piotrowski Adam — Stow. Prac. Techn. Przem. Cukrowniczego.
8. Witwiński Bolesław — Stow. Elektryków Polskich
9. Zarnecki Tadeusz — Stow. Elektryków Polskich.
10. Taniewski Ludwik — Stow. Elektryków Polskich.
11. Malkiewicz Tadeusz — Stow. Inż. i Techn. Przem. Hutniczego.
12. Stasikowski Saturnin — Stow. Inż. i Techn. Przem. Hutniczego.
13. Gajkowicz Aleksander — Stow. Inż. i Techn. Komunikacji.
14. Walter Stanisław — Stow. Inż. i Techn. Komunikacji.

15. Lewowski Roman — Stow. Inż. i Techn. Komunikacji.
16. Zgierski Józef — Stow. Inż. i Techn. Komunikacji.
17. Nechay Jerzy — Stow. Inż. i Techn. Przem. Mat. Bud. i Mjner.
18. Brach Ignacy — Stow. Inż. i Techn. Mechaników Polskich.
19. Uzarowicz Ludwik — Stow. Inż. i Techn. Mechaników Polskich.
20. Taracha Czesław — Stow. Inż. i Techn. Mechaników Polskich.
21. Wojnar Józef — Stow. Inż. i Techn. Przem. Paliw Płynnych.
22. Kraul Emil — Stow. Inż. i Techn. Przem. Papierniczego.
23. Bobrowski Stanisław — Stow. Techników Przem. Spożywczego.
24. Stelmach Stanisław — Stow. Inż. i Techn. Polsk. Przem. Węglowego.
25. Kubiczek Tadeusz — Stow. Inż. i Techn. Polsk. Przem. Węglowego.
26. Rumanstorfer Tadeusz — Stow. Inż. i Techn. Polsk. Przem. Węglowego.
27. Ambrozjak Józef — Stow. Inż. i Techn. Przem. Włókienniczego.
28. Włodarczyk Wacław — Stow. Inż. i Techn. Przem. Włókienniczego.
29. Pieczera Edward — Stow. Inż. i Techn. Przem. Włókienniczego.
30. Matul Kazimierz — Stow. Inż. i Techn. Wodno-Melioracyjnych.
31. Piotrowski Ignacy — Polsk. Zrzesz. Gaz., Wodoc. i Techn. Sanit.
32. Goetel Walery — Rektor Akademii Górniczej, przewodn. oddz. NOT.
33. Orgelbrand B. — Rektor Szkoły Inżynierskiej, przewodn. oddz. NOT.
34. Malecki Ignacy — prof. Politechniki Gdańskiej, przewodn. oddz. NOT.
35. Dziewicki Leon
36. Cieciora Franciszek — Sekretarz Gen. Komitetu Organizac. NOT.

Zastępcy: kol. kol.

1. Kleiber Aleksander — Stow. Inż. i Techn. Budow.
2. Pillich Jan — Stow. Inż. i Techn. Przem. Chemicz.
3. Krzyżanowski Józef — Stow. Prac. Techn. Przem. Cukrowniczego.
4. Żemajtis Kiejstut — Stow. Inż. i Techn. Przem. Hutniczego.
5. Blatton Ludwik — Stow. Inż. i Techn. Komunikacji.
6. Skalička Anna — Stow. Inż. i Techn. Przem. Mat. Bud. i Mjner.
7. Troskolski Adam — Stow. Inż. i Techn. Mechaników Polskich.
8. Terlecki Arkadiusz — Stow. Techników Przem. Spożywczego.
9. Szczepański Feliks — Stow. Inż. i Techn. Polsk. Przem. Węglowego.
10. Korasiewicz Jan — Stow. Inż. i Techn. Przem. Włókienniczego.
11. Chudzyński Marian — Stow. Inż. i Techn. Wodno-Melioracyjnych.
12. Wyżnikiewicz Jan — Polsk. Zrzesz. Gaz., Wodoc. i Techn. Sanit.

Główna Komisja Rewizyjna NOT.

Członkowie: kol. kol.

1. Wiśniewski Zygmunt — Stow. Inż. i Techn. Komunikacji.
2. Jakubkiewicz Czesław — Stow. Inż. i Techn. Polsk. Przem. Węglowego.
3. Wojnarowicz Stanisław — Polsk. Zrzesz. Gaz., Wodoc. i Techn. Sanit.
4. Czaplicki Tadeusz — Stow. Elektryków Polskich.
5. Urbański Tadeusz — Stow. Inż. i Techn. Przem. Chemicznego.

Zastępcy: kol. kol.

1. Skura Władysław — Stow. Inż. i Techn. Mechaników Polskich.
2. Hausman Stanisław — Stow. Inż. i Techn. Wodno-Melioracyjnych.
3. Kuleszyński Włodzimierz — Stow. Techników Przem. Spożywczego.

Przewodniczący przechodzi do p. 6-go — wolnych wniosków. W punkcie tym zostają przegłosowane wszystkie wnioski, które wpłynęły w czasie obrad. Wnioski referuje kol. Brach.

1. Wniosek Stow. Inż. i Techn. Przem. Hutniczego.

Walny Zjazd Delegatów NOT wyraża opinię:

„Przy realizowaniu postanowień ustawy o stopniu inżyniera, która umożliwia ubieganie się o ten stopień szerokim rzeszom techników, należy przestrzegać, aby egzaminy były utrzymywane na wysokim poziomie, z tym, że zakres egzaminu będzie zwiększony do ścisłej specjalności kandydata“.

Wniosek przyjęty przy 1 głosie sprzeciwu.

2. Wniosek Polskiego Zrzesz. Gazown., Wodoc. i Techn. Sanitarnych:

„I Walny Zjazd Delegatów NOT uchwała, by stowarzyszenia wprowadziły w swych statutach uzupełnienia, względnie zmiany umożliwiające studentom szkół inżynierskich i politechnik po ukończeniu dwóch lat studiów, nalezienie do stowarzyszeń w charakterze członków juniorów. Członkowie juniorzy będą mieć prawa członków współdziałających, przy zredukowanych do minimum składkach członkowskich“.

Wniosek przyjęty przy 6 głosach sprzeciwu.

3. Wniosek Komitetu Organizacyjnego NOT:

„I Walny Zjazd Delegatów NOT uchwała niniejszym przedłużenie kadencji obranych w dniu 13.12.47 nowych władz NOT — do wiosny 1949 roku“.

Wniosek przyjęty jednogłośnie.

4. Wniosek Komitetu Organizacyjnego NOT:

„I Walny Zjazd Delegatów NOT wzywa stowarzyszenia techniczne do jednorazowego opodatkowania swych członków w wysokości 500.— zł na budowę Domu Technika“.

W czasie dyskusji nad wnioskiem kol. prezes Rumjński zgłasza poprawkę o zastąpienie słowa „wzywa“ przez „nakłada obowiązek“; poprawka zostaje uchwalona większością 45 głosów przeciw 18, po czym wniosek wraz z poprawką zostaje uchwalony 53 głosami, bez głosów sprzeciwu.

5. Wniosek Komitetu Organizacyjnego NOT:

„I Walny Zjazd Delegatów NOT potwierdza niniejszym uchwałę Komitetu Organizacyjnego NOT z dnia 4 października 1947 r., postanawiającą zorganizowanie II Kongresu Techników Polskich w drugiej połowie 1949 r., tj. pod koniec okresu 3-letniego Planu Odbudowy Gospodarczej“.

Wniosek zostaje przyjęty znaczną większością głosów.

6. Wniosek Komitetu Organizacyjnego NOT:

„I Walny Zjazd Delegatów NOT potwierdza niniejszym uchwałę Komitetu Organizacyjnego NOT, powziętą w dniu 12 kwietnia 1947 r. w sprawie odprowadzania na rzecz NOT przez stowarzyszenia branżowe co miesiąc, od dnia 1.VII.47 r. poczynawszy, 10% wpływów ze składek członkowskich, licząc od całkowitej składki miesięcznej członków stowarzyszenia, zarówno fizycznych, jak zbiorowych lub współdziałających“.

Wniosek zostaje przyjęty bez sprzeciwów.

7. Wniosek Komitetu Organizacyjnego NOT:

„I Walny Zjazd Delegatów NOT potwierdza niniejszym uchwałę Komitetu Organizacyjnego NOT z dnia 4 października: NOT winna opracować wzór legitymacji członkowskiej, jednolitej dla wszystkich stowarzyszeń“.

Wniosek zostaje przyjęty bez sprzeciwów.

8. Wniosek Komitetu Organizacyjnego NOT:

„I Walny Zjazd Delegatów NOT potwierdza niniejszym uchwałę Komitetu Organizacyjnego NOT w sprawie opracowania jednolitego projektu znaczka stowarzyszeń technicznych“.

W dyskusji nad tym wnioskiem zabierają głos kol. kol. Piotrowski, Gokieli, Rumjński, Brach.

Wniosek zostaje przyjęty większością głosów przy 1 głosie przeciw.

Poza uchwalonymi wnioskami zgłoszone zostały dezyderaty pod adresem nowej Rady Głównej NOT:

1. S. I. i T. P. Węglowego:

- a. Stworzenie przy NOT Centralnej Biblioteki zagranicznych czasopism technicznych oraz wydawanie periodycznego biuletynu bibliograficznego, informującego działami branżowymi o pracach badawczych, podstawowych artykułach i wydawnictwach zagranicznych z zakresu techniki i nauki stosowanej.

- b. Stworzenie przy Komisji Wydawniczej NOT sprężystego i fachowego organu, koordynującego akcję przekładów najnowszych dzieł technicznych, tak o charakterze źródłowym jak naukowo-popularnym.

2. kol. kol. Zalewskiego i I. Dąbrowskiego — stworzenie w gmachu Domu Technika Centralnej Czytelni i Centralnej Biblioteki Technicznej, zawierającej dzieła fundamentalne i wydawnictwa zagraniczne.

3. S. I. i T. P. Hutniczego — o przeprowadzenie starań celem włączenia nauki ekonomii do programów nauczania, jako obowiązkowego przedmiotu.

4. kol. Bartoszewicza — o powołanie przy stowarzyszeniach branżowych komórek projektodawstwa, opiniodawstwa i rzeczoznawstwa, które mogłyby wykonywać prace zlecone w tych dziedzinach oraz o zwrócenie się do odpowiednich władz z prośbą o uznanie kompetencji naszych stowarzyszeń w tych dziedzinach.

5. Dezyderat sformułowany przez przewodniczącego w wyniku dyskusji:

„Walny Zjazd wzywa do wszczęcia pertraktacji celem zorganizowania jednej Centralnej Biblioteki Technicznej w siedzibą w Warszawie, w Domu Technika“.

Po zakończeniu dyskusji nad wnioskami i dezyderatami zostają zgłoszone rezolucje: ogólna — przez kol. Bracha oraz organizacyjna — przez kol. Maleckiego. Obie rezolucje, których teksty podajemy zostają przyjęte przez aklamację.

Rezolucja ogólna.

Walny Zjazd Delegatów Naczelnej Organizacji Technicznej stwierdza, że inteligencja techniczna od pierwszej chwili wyzwolenia wzięła czynny udział w historycznym dziele odbudowy Polski Demokratycznej.

Budowa aparatu administracyjnego Państwa i zakładów wytwórczych, podnoszenie kraju z ruin i zgłuszczenie w niebywale szybkim tempie jest wykonywane upartą i ofiarną pracą inżynierów i techników wspólnie z klasą robotniczą i wszystkimi twórczymi siłami kraju.

Coraz większa rola postępu technicznego w życiu politycznym i gospodarczym świata, widoczne już zarysy rewolucji technicznej, nakładają na polskich inżynierów i techników odpowiedzialność za podnoszenie poziomu techniki i wydajności pracy, wzmożenie sił wytwórczych, a przez to pomnożenie bogactwa, siły i kultury naszej Ojczyzny.

Świadomy roli spadkobierców dorobku technicznego Narodu Polskiego, w poczuciu odpowiedzialności za rozwój techniki — Walny Zjazd Delegatów wzywa Radę Główną i stowarzyszenia techniczne do:

1. dalszej ofiarnej pracy nad podnoszeniem poziomu techniki polskiej,
2. nawiązania szerokiej współpracy z techniką krajów przodujących, a w szczególności ZSRR i Czechosłowacji,
3. wciągnięcie wszystkich inżynierów i techników w szeregi stowarzyszeń technicznych i
4. przyjęcia z pomocą klasie robotniczej w akcji współzawodnictwa pracy.

Rezolucja organizacyjna.

Pierwszy Walny Zjazd Delegatów stwierdza, iż Komitet Organizacyjny NOT włożył twórczy wkład w budowę Polski Ludowej na odcinku organizacji świata technicznego.

Wcielenie w życie stowarzyszeń technicznych zasad brzoźwości, powszechności i jednolitości jest jedynie słuszną drogą w obecnym stadium rozwoju stosunków gospodarczo-technicznych w Polsce.

W stworzonych przez NOT ramach organizacyjnych stowarzyszenia techniczne otrzymały możliwość pełnego, nieskrępowanego rozwoju i pracy na rzecz odbudowy kraju.

Organizacje techniczne zajęły należne im miejsce wśród twórczych sił społecznych kraju.

Walny Zjazd Delegatów NOT wyraża uznanie dla ustępujących władz i nakłada na nowe władze NOT obowiązek kontynuowania dotychczasowej linii ideowo-programowej NOT.

Na zakończenie przemawia kol. prezes Rumiński, pragnąc wyrazić nastrój, w jakim się znajduje po pierwszym Zjeździe. Podkreśla, że będzie dążył do tego, aby ruch techniczny na zewnątrz występował jako jedność i jako całość i wzywa stowarzyszenia i zebranych do udzielenia mu najaktywniejszej pomocy.

Przewodniczący dziękuje zebranim za ułatwienie prowadzenia obrad, wyraża życzenia owocnej pracy dla nowoobраниch władz, po czym zamyka obrady Zjazdu.

Bezpośrednio po zamknięciu obrad Zjazdu, odbyło się konstytucyjne zebranie Rady Głównej NOT, na którym dokonano wyboru Prezydium Rady:

Prezes	kol. Rumiński Bolesław,
Wiceprezes	„ Brach Ignacy,
„	„ Gajkowicz Aleksander,
„	„ Paszkowski Wacław,
„	„ Witwiński Bolesław,
Sekretarz Gener.	„ Cieciora Franciszek,
Członkowie:	„ Ambroziak Józef,
	„ Malkiewicz Tadeusz,
	„ Roga Błażej,
	„ Goetel Walery,
	„ Stelmach Stanisław.

Z PRAC TECHNICZNYCH NA DOLNEJ WISLE.

Z ważniejszych prac technicznych wykonanych przez Dyрекcyję Dróg Wodnych w Gdańsku, obejmującej rzekę Wisłę od ujścia po Dobrzyń powyżej Włocławka, na uwagę zasługują:

1) **Otwarcie dla żeglugi Nogatu i Kanału Warmińskiego.**

Obie te drogi wodne uległy skutkiem wojny wielkiemu zniszczeniu. Wszystkie urządzenia piętrzące na Nogacie (4 śluzy komorowe z jazami piętrzącymi) zostały wysadzone, zaś urządzenia wyciągowe na Kanał Warmińskim (pochylnie) zostały tak poważnie uszkodzone, że poza remontem urządzeń mechanicznych, wymagały założenia nowych lin wyciągowych, wykonanie których przez nasze huty trwało szereg miesięcy.

W końcu września b. r. nastąpiło otwarcie obu tych dróg, przez co cały systemat delty Wisły z licznymi jej rozgałęzieniami przywrócony został do stanu przedwojennego.

2) **Przygotowanie lodolamaczy do akcji przeciwpowodziowej.**

Była Rada Portu i Dróg Wodnych w Gdańsku posiadała przed wojną 11 jednostek, dzięki którym akcją lodolamania można było objąć Wisłę od ujścia aż do Torunia. Z flotyli tej 6 jednostek zostało zatopionych, a 5 uprowadzonych do Niemiec.

Dzisiaj, dzięki wydobyciu i wyremontowaniu 5 jednostek na stocznjach rzecznych Dyrekcji Dróg Wodnych oraz uzyskaniu 4 dalszych w drodze rewindykacji, rozporządzamy 9 jednostkami, tak że zbliżyliśmy się do stanu przedwojennego.

Wszystkie statki zostały już wyremontowane i odpowiednio uzbrojone, dzięki czemu województwa gdańskie i pomorskie zabezpieczone są od klęsk żywiołowych, które powodują zatopy lodowe i związane z nimi powodzie.

Na podkreślenie zasługuje szybkie tempo odbudowy flotyli lodolamaczy: w 1946 r. posiadaliśmy zaledwie 2 jednostki (1 lodolamacz i 1 statek pomocniczy), w 1947 r. — 4 jednostki (2 lodolamacze i 2 statki pomocnicze), dzisiaj — 9 (5 lodolamaczy i 4 statki pomocnicze).

3) **Tabor pogłębiarski.**

Stan taboru pogłębiarskiego, który w całości został zatopiony przez uchodzących Niemców, uległ w ubiegłym roku znacznej poprawie. Wpłynął na to między innymi fakt wydobywania 3 wielkich pogłębiarek rzecznych o wydajności kilkaset m³ na godzinę każda. Dwie z nich znajdują się już na stocznjach w Toruniu i w Tczewie, gdzie podlegają gruntownemu remontowi; prace przy wydobywaniu trzeciej dobiegają końca i znajdzie się ona wkrótce na stoczni w Pleniewie.

Dzięki temu poważnie powiększył się majątek państwowej administracji dróg wodnych, kosztem bowiem około 20 milionów złotych (koszty wydobycia i remontu) uzyskane zostały obiekty wartości ponad pół miliarda złotych.

Umożliwi to intensyfikację robót pogłębiarskich w delcie Wisły. Dyrekcja Dróg Wodnych będzie w stanie poza realizacją własnych prac pogłębiarskich, jak usunięcie namulów w ujściu Wisły pod Spiewowem, pogłębić przełomu wiślanego, uwzględnić również w pewnym stopniu potrzeby Głównego Urzędu Morskiego przy pogłębianiu basenów portowych.

4) Roboty regulacyjne.

Wobec na ogół dotąd szczupłych kredytów na Wisłę (główny bowiem wysiłek w okresie pierwszej trzylatki położony jest na aktywizację Odry), Dyrekcja ograniczyła się jedynie do robót regulacyjnych na kilkukilometrowym odcinku próbnym poniżej Włocławka. Uzyskane wyniki pozwolą na wybór i zastosowanie najodpowiedniejszych dla Wisły metod regulacyjnych, w wypadku przydzielenia większych kredytów, co przewidziane jest w okresie następnej 3-letki.

5) Przewozy przez Wisłę.

W następstwie wojny wszystkie mosty na Wisłę zostały zburzone. Dzisiaj na przestrzeni od Torunia do ujścia istnieje tylko jeden most prowizoryczny w Chełmnie, wybudowany przez wojska radzieckie.

Dyrekcja Dróg Wodnych uruchomiła promy w kilkunastu miejscach, zapewniając łączność między brzegami Wisły.

Sytuacja na tym odcinku ulegnie w najbliższym czasie znacznej poprawie na co złożą się:

- a) udostępnienie dla ruchu kołowego, będącego w końcowym stadium odbudowy, mostu kolejowego w Tczewie;
- b) uruchomienie w Leszku wydobyciego z wody i wyremontowanego przez Dyrekcję mostu pontonowego, dostępnego dla ruchu najsilniejszych pojazdów;
- c) mechanizacja wszystkich pozostałych promów.

Promy nie korzystają z żadnych dotacji państwowych i prowadzone są na zasadach samowystarczalności.

Inż. A. Riedel

ROZBUDOWA RZ. ODRY

W dniu 30 października 1947 r. odbyła się we Wrocławiu, w Okręgowej Dyrekcji Dróg Wodnych, konferencja w sprawie budowy stopnia kanalizacyjnego na rz. Odrze poniżej Rędzina, przy udziale przedstawicieli: Min. Komunikacji — inż. inż. Ihnatowicza i Z. Żmigrodzkiego, Min. Roln. i R. R. — inż. Z. Sochonia, Instytutu Melioracyjnego — prof. dra S. Baca, Urzędu Wojewódzkiego, Wydziału Wodno-Melioracyjnego — inż. inż. J. Trzebińskiego i St. Stoksiaka, Okręgowej Dyrekcji Dróg Wodnych — inż. inż. J. Kajzara, W. Muszyńskiego, J. Himniera i Z. Dziewońskiego, Państw. Zarządu Wodnego — inż. F. Bockenheima. W dniu 31 października 1947 r. uczestnicy konferencji dokonali rozpoznania w terenie, w miejscowościach Rędzin, Uraz i Dolny Brzeg.

W wyniku narad, w czasie których zebrani zapoznali się z materiałami z pomiarów i studiów do projektu stopnia kanalizacyjnego, stwierdzono konieczność przeprowadzenia studiów dla projektu generalnego dalszej kanalizacji Odry z rozplanowaniem stopni i ustaleniem poziomów wody oraz studiów szczegółowych dla ścisłego pro-

jektu stanowiska poniżej Rędzina. Studia te winny być przeprowadzone wspólnie przez organy Min. Komunikacji i Min. Rolnictwa i Reform Rolnych, wg uzgodnionego uprzednio programu.

Jak wynika z przedłożonych materiałów, poniżej Rędzina w okresie od 1841 r. do października 1947 r. zachodziło zjawisko obniżenia się dna koryta rzeczno, z tym, że ostatnio daje się zaobserwować lokalne wypełnianie się miejsc pierwotnie rozmytych. Nie jest wykluczone, że zachodzi proces odwrotny do pierwotnego pogłębiania się koryta, a mianowicie zanoszenie materiałem dłuższych partii, co wskazywałoby na to, że w obecnym momencie regime rzeki jest przygotowany do przedłużenia kanalizacji wód, od ostatniego stopnia w Rędzinie.

Odnosnie do poziomu zw. w. stanowiska, rozważano możliwość ustalenia go na rzędnej 107,43, jako poziomie zwyczajnej wody w Rędzinie, lub też na rzędnej 106,20, którą otrzymano z dodania do rzędnej progę dolnego nowej służby w Rędzinie (103,80) głębokości niezbędnej dla ruchu statków 1000 ton, tj. 2,40 m.

Zważywszy, że wykonanie stopnia kanalizacyjnego pociąga za sobą zmiany w korycie poniżej stopnia oraz z uwagi na specyficzne warunki związane z melioracjami na dużą skalę na tzw. „dolinie Śródkiej” (w rejonie Dolnego Brzegu na lewym brzegu rzeki), zebrani stwierdzili konieczność przestudiowania możliwości dalszej kanalizacji rzeki, poniżej rozważanego stopnia w rejonie Dolnego Brzegu, w tym zakresie, w jakim w ogóle rozważane być może skanalizowanie rzeki w związku z jej rozbudową na 1000 t. Takie postawienie problemu pozwoli na ustalenie najkorzystniejszego i najekonomiczniejszego z punktu widzenia gospodarczego położenia pierwszego projektowanego stopnia.

Jako uzasadnienie konieczności rozwiązania generalnego dalszej kanalizacji rzeki, przedstawiciele Minist. Rolnictwa i R. R. oraz urzędów podległych oświadczyli:

1) Ze względu na dużą szerokość i długość pradoliny Odry o słabych spadkach porzecznym i podłużnym, a nawet lokalnych depresjach i z tym związane zagadnienia melioracyjno-rolnicze, należałoby generalnie rozwiązać rozplanowanie stopni kanalizacyjnych i poziomów wody na nich na dłuższym odcinku Odry, sięgając co najmniej po Małoszyn. Odpowiednie studia w tym kierunku pozwoliłyby na wypowiedzenie się, czy będzie możliwe grawitacyjne odwodnienie gruntów w pradolinie Odry, gdyż to może mieć wpływ na ustalenie poziomów piętrzeń wzdłuż rzeki oraz na umiejscowienie stopni kanalizacyjnych.

2) Proponowane piętrzenie na stopniu kanalizacyjnym poniżej Dolnego Brzegu do rzędnej ca 106,20 może wywołać silne przesiąkanie wody w głąb gruntu. Płaski na żwirach, które spotyka się wzdłuż Śródzianki powyżej Małoszyna rozciągają się prawdopodobnie na większej powierzchni i zachodzi obawa silnego nasilenia gruntów wodą. Z tego względu nasuwa się pytanie, czy uda się utrzymać pożądany poziom piętrzenia.

Przy obecnie istniejących poziomach wody na Odrze pod Małoszynem można będzie odwodnić grunty grawitacyjne w kierunku Śródzianki. Prawdopodobnie będą pewne przestrzenie, które trzeba będzie odwadniać przy pomocy przepompowywania po spiętrzeniu wody jazem w rejonie Dolnego Brzegu. Gorzej pod tym względem przedstawia się prawostronna dolina Odry, gdzie kompleksy gruntów, które znajdują się w cofce, będą musiały być odwadniane tylko przy pomocy stacji przepompowań.

3) Zachodzi pytanie, czy w. w. piętrzenie umożliwi regulację stosunków wodnych w dolinie i w dorzeczu dopływów takich, jak rz. Widawka, Bystrzyca i Śleza. Wypośredkowanie piętrzenia na stopniu kanalizacyjnym trzeba uzależnić od pożądanych poziomów wody normalnej u ujścia tych rzek z punktu widzenia rolniczego, przemysłowego, budowlanego i kanalizacyjnego.

4) Należałoby również zbadać dokładnie, jaki wpływ może mieć w. w. spiętrzenie w rejonie Wrocławia, licząc się m. in. z ujściem z pól irygacyjnych oraz warunkami budowlanymi i w tej sprawie musiałyby mieć głos przedstawiciele Zarządu Miejskiego m. Wrocławia.

5) Projektowane urządzenia kanalizacyjne winny zabezpieczyć swobodny odpływ wielkich wód oraz zapewnić regulację poziomu wody w zależności od wielkości przepływu wody (prócz W. W.) w ten sposób, żeby nie powodować piętrzenia ponad cofkę, która zostanie uzgodniona i ustalona w przyszłości między zainteresowanymi czynnikami. Trzeba się również liczyć z tym, że dla celów rolniczych z poziomu piętrzenia może być pobierana woda do nawodnienia.

Reasumując powyższe, należałoby z punktu widzenia rolniczego przeprowadzić studia wstępne w kierunku zbadania możliwości odwodnienia i nawodnienia gruntów wzdłuż doliny Odry po skanalizowaniu.

Ze względu na możliwość dużych strat wody na przeciąganie — należałoby przeprowadzić odpowiednie badania geologiczne i studia hydrologiczne.

W trakcie studiów należałoby, zdaniem zebranych, uwzględnić również możliwość zastosowania na pewnych odcinkach kanałów bocznych.

K O M U N I K A T

ZARZĄDU GŁÓWNEGO STOWARZYSZENIA INŻYNIERÓW I TECHNIKÓW WODNO-MELIORACYJNYCH R. P.

W drugim półroczu 1947 r. Stowarzyszenie wkroczyło na drogę planowego rozwoju, z programem obejmującym szeroki wachlarz zainteresowań poszczególnych członków, celem podniesienia przez samokształcenie ich zawodowej, tak nieodzownej dla gospodarki wodnej Kraju.

Ogólna ilość członków Stowarzyszenia sięga 650 osób. Poza Stowarzyszeniem pozostaje jeszcze około 350 osób.

W czasie tego półroczia nie było żadnych zmian odnośnie władz Stowarzyszenia.

Zarząd Główny odbył w tym okresie 6 zebrań.

Poza tym przedstawiciele Zarządu Głównego braли udział we wszelkich posiedzeniach organizowanych przez NOT.

Na I Walnym Zjeździe Delegatów NOT w dniach 12 i 13 grudnia 1947 r. Stowarzyszenie nasze uzyskało 4 miejsca we władzach NOT.

Do Rady Głównej NOT wszedł inż. Kazimierz Matul, I wiceprezes Stowarzyszenia w charakterze członka, inż. Marian Chudzyński — redaktor naczelny „Gospodarki Wodnej” w charakterze zastępcy członka.

Ponadto z urzędu członkiem Rady Głównej NOT jest Prezes Stowarzyszenia — inż. Andrzej Szczawiński.

Do Głównej Komisji Rewizyjnej NOT wszedł technik Stanisław Hausman, Sekretarz Generalny Stowarzyszenia w charakterze zastępcy członka.

W programie swych prac Zarząd Główny postępuje zgodnie z zaleceniami I Walnego Zjazdu Delegatów Oddziałów Stowarzyszenia, odbytego w listopadzie 1946 r.

Zarząd Główny Stowarzyszenia brał udział dwukrotnie w delegacjach do Ministerstwa Oświaty w sprawach związanych z Wyższym Studium Wodno-Melioracyjnym przy S.G.G.W. w Warszawie.

Najsprawniej pracowała Komisja Naukowo-Wydawnicza Zarządu Głównego, kierowana przez Dziekana Prof. Dra Turczynowicza Stanisława, która wydała w tym czasie „Tablice do obliczeń robót ziemnych” inż. K. Mysławskiego oraz oddała do druku I tom „Podręcznika Melioracji Rolnych”, opracowany przez Prof. Politechniki Warszawskiej Zakaszewskiego Czesława.

W ramach działalności tej Komisji były i są prowadzone systematyczne prace nad sklasyfikowaniem i ustaleniem najważniejszych definicji dla przyjętych pojęć w słownictwie wodno-melioracyjnym.

Komisja ta urządziła w dniu 2 grudnia 1947 r. odczyt prof. dra Bohdana Dederki na temat „Melioracje w starożytnym Egipcie”.

Słowo wstępne wygłosił Dyr. Kazimierz Matul, a następnie Prof. Dr Bohdan Dederko nadzwyczaj interesująco omówił temat dając dla ilustracji szereg cyfr statystycznych na tle historycznego rozwoju melioracji na terenie starożytnego Egiptu.

Obecnych było około 60 osób. Po referacie wyłoniła się ożywiona dyskusja na wysokim poziomie.

Po odczycie, inż. Stefan Rogiński dał krótki przegląd prac badawczych na temat drenowania kreciego i stosowania najnowszych typów maszyn (tzw. buldożerów) na robotach melioracyjnych.

Tekst odczytu Prof. Bohdana Dederki został rozesłany do oddziałów do wykorzystania w terenie.

Komisja Imprezowo-Wycieczkowa, kierowana przez inż. Władysława Jankowskiego, urządziła w listopadzie 1947 r. wycieczkę samochodową na teren powiatu sochaczewskiego i Białej Podlaskiej, gdzie uczestnicy mogli się zapoznać z nowoczesnymi maszynami w pracy.

Projektowane wycieczki zagraniczne do Szwecji, Francji, ZSRR, i Czechosłowacji nie zostały zrealizowane z powodów od Stowarzyszenia całkowicie niezależnych.

Komisja dla spraw uruchomienia Domu wypoczynkowego prowadzona przez techn. Jana Rossbauma wystarala się o odpowiednie subwencje, dzięki którym obniżone zostały koszty utrzymania dla członków Stowarzyszenia ze zł 400.— na zł 150.— dziennie.

Dom został wyposażony w potrzebne sprzęty i pościel, tak że wczasowicze nie muszą już teraz przywozić z sobą tych rzeczy.

Komisji organizacyjnej udało się odnaleźć projekt nowelizacji Ustawy Wodnej opracowany w czasie okupacji przez Stowarzyszenie Inżynierów Wodnych.

Projekt ten zostanie ponownie rozpatrzony oraz w formie dostosowanej do dzisiejszych potrzeb gospodarki wodnej zostanie przesłany Oddziałom Stowarzyszenia do przedyskutowania i po wniesieniu poprawek zostanie przedłożony władzom do zatwierdzenia.

Komisja Programowa pod kierownictwem inż. Kazimierza Matula opracowała na podstawie uchwał I Walnego Zjazdu Delegatów Oddziałów Stowarzyszenia w 1946 r. program działalności.

Prezes
(—) inż. A. Szczawiński

ZJAZD NACZELNIKÓW WYDZIAŁÓW WODNO-MELIORACYJNYCH.

W grudniu 1947 r. w Ministerstwie Rolnictwa i Reform Rolnych odbył się zjazd Naczelników Wydziałów Wodno-Melioracyjnych Urzędów Wojewódzkich.

Na zjeździe zostały złożone sprawozdania z robót szarwarkowych, z których wynika, że współzawodnictwo pracy wśród zainteresowanych dało dobre wyniki. Przy pomocy szarwarku wykonano w 1947 r. pracę o wartości 670 milionów zł, co wobec zeszłorocznych 40 milionów zł stanowi ogromny postęp.

Prócz tego omówione zostały sprawy mechanizacji robót wodno-melioracyjnych, zastosowania drenowania kreciego na szeroką skalę, zmeliorowanych gospodarstw pokazowych i pierwszego zagospodarowania zmeliorowanych użytków zielonych oraz współpracy ze Związkiem Samopomocy Chłopskiej i z Państwowym Zarządem Nie-ruchomości Ziemijskich.

W ramach zjazdu odbyły się dwa odczyty: prof. Derdki o melioracjach w Egipcie i inż. Rogińskiego o drenowaniu krecim.

Z. S.

SZKOLENIE PERSONELU MELIORACYJNEGO.

Departament Wodno-Melioracyjny z chwilą rozpoczęcia swej działalności przystąpił jednocześnie do szkolenia personelu fachowego głównie przy pomocy kursów.

W roku 1945/46 na poziomie niższym, na 3-miesięcz-
nych kursach dla nadzorców wodno-melioracyjnych w Ło-
dźi, Warszawie, Białymstoku i Rzeszowie
przeszkolono 80 osób

na poziomie średnim, na 6-miesięcznym kursie wodno-melioracyjnym dla pomocników technicznych w Warszawie, przy Muzeum Przemysłu i Rolnictwa przeszkolono 30 „

na poziomie wyższym, na 5-miesięcznym
wyższym kursie melioracyjnym, przy S. G. G. W.
w Warszawie przeszkolono 60 ..

przy akademii Górniczej w Krakowie prze-
szkolono 20 „

W roku 1946/47 na poziomie niższym, na kursach wodno-melioracyjnych, przy Urzędzie Wojewódzkim w Białymstoku przeszkolono . 20 ..

na poziomie średnim, na 6-miesięcznym kursie wodno-melioracyjnym w Warszawie, przy Muzeum Przemysłu i Rolnictwa przeszkolono . 20 „

na poziomie wyższym, na wyższym kursie melioracyjnym, przy S. G. G. W. w Warszawie przeszkolono

przy Akademii Górniczej w Krakowie prze-
szkolono 20 „

Razem przeszkolono 394 osoby

z tego na poziomie	niższym	100 osób
	średnim	84
	wyższym	210

W roku 1947/48 — w ciągu pierwszych trzech miesięcy odbędzie się:

a) 11 kursów 3-tygodniowych, dla konserwatorów urządzeń wodno-melioracyjnych przy Urzędach Wojewódzkich, gdzie zostanie przeszkolonych około 350 osób

Niezależnie od szkolenia tego samego rodzaju na korespondencyjnym kursie przy Muzeum Przemysłu i Rolnictwa w Warszawie jest obecnie uczniów ok. 300

b) 6 kursów 3 miesięcznych dla nadzor-
ców wodno-melioracyjnych przy Urzędach Wo-
jewódzkich, gdzie zostanie przeszkolonych ok. 200
Na poziomie średnim trwa szkolenie na

Na poziomie średnim trwa szkolenie na
a) 6-cio miesięcznym kursie dla pomocni-
ków technicznych przy Muzeum Przemysłu
i Rolnictwa w Warszawie

b) 6-cio miesięcznym takim samym kur-
sie przy Urzędzie Wojewódzkim w Krakowie. 40

c) 2-miesięcznym kursie wodno-melioracyjnym dla starszych nadzorców w celu przygotowania do egzaminów maturalnych z zakresu Liceum Wodno-Melior. przy Państwowym Liceum Melior. w Krakowie

Na poziomie wyższym na

a) 5.cio miesięcznym Wyższym Kursie Me-
moracyjnym przy S. G. G. W. w Warszawie
(drugi rok) słuchaczy 44

b) 5-cio miesięcznym Wyższym Kursie Melioracyjnym przy Akademii Górniczej w Krakowie słuchaczów

Razem szkoli się 1015 osób

z czego na poziomie niższym	" " "	850 osób
" " średnim	" " "	113 „
" " wyższym	" " "	52 „

Prócz szkolenia Departament Wodno-Melioracyjny zabiegał u odpowiednich władz szkolnych i na skutek tego w roku 1946 zostało dopuszczonych do egzaminów:

a) w Państwowym Liceum Melioracyjnym
w Otwocku Wielkim 40 "

Byli to wieloletni pracownicy (nadzorcy wodno-melioracyjni) Urzędów Wojewódzkich, zajmujący stanowiska i pełniący czynności fachowe techników wodno-melioracyjnych.

b) na Politechnice Warszawskiej
wieloletnich pracowników (techników) było pod-
danych egzaminowi i zostały nadane tytuły in-
żynierów

Niezależnie od powyższego szkoleniem personelu melioracyjnego zajmują się 3 Licea Melioracyjne: w Otwoku i Oruni podległe Dep. Oświaty Rolniczej, w Krakowie podległe Ministerstwu Oświaty.

KONKURS.

Państwowy Instytut Hydrologiczno-Meteorologiczny w Warszawie ogłasza konkurs na opracowanie projektu znaku wielkiej wody (tablicy powodziowej). Informacji szczegółowych udzieli sekretariat P. I. H. M. ul. Oleandrów 6, II p. w godzinach od 9 — 14.

Przewidziano dla autorów wyróżnionych projektów I nagrodę zł 15.000.—, II-gą zł 10.000.—, dwie nagrody po zł 5.000.—. Zastrzega się prawo nie przyznania I-szej nagrody, natomiast rozdzielenia sumy na ten cel wyznaczonej między autorów dalszych wyróżnionych projektów.

Projekty w zapieczętowanych podwójnych kopertach, z których zewnętrzna ma być opatrzona napisem „Projekt konkursowy znaku wielkiej wody“, zaś wewnętrzna ma być zaopatrzona godłem, a zawierać wewnątrz adres autora, należy składać w sekretariacie P. I. H. M. lub przysłać pocztą najpóźniej do godziny 12-ej w południe dnia 31 marca 1948 r.

Dyrektor
Dr inż. J. Matusiewicz

„Drogi wodne“ — Podręcznik. Praca zbiorowa pod redakcją Inż. T. Tillinger. Wydawnictwa Techniczne Min. Komunikacji Nr 8.

Tom I (w druku) zawiera: Prof. Czetwertyński: Hydraulika, Dr Matusiewicz: Hydrologia, Inż. Lambor: Lecje: rzeczna i administracja dróg wodnych, Inż. Wrębiakowski: Tabor żeglugi wewnętrznej, Inż. Tillinger: Opory ruchu i koszty przewozów. Europejska sieć dróg wodnych, z mapą dróg wodnych Europy.

Tom II (w opracowaniu) obejmuje budowę dróg wodnych: regulację rzek żeglownych, bagrowanie, czyśczenie nurtu, zabudowę potoków górskich, zasilanie i kanalizację rzek, budowę kanałów oraz wyzyskanie sił wodnych w opracowaniu Profesorów: Czetwertyńskiego i Rodowicza oraz Inżynierów: Kornackiego, Maryniar-czyka, Michalewicz, Smoleńskiego i Tillinger.

Tom III obejmuje obiekty na drogach wodnych: jazy, śluzy, zapory, zbiorniki, porty i siłownie wodne, a także koszty robót i krótki słowniczek w 5 językach, głównie terminów specjalnych, w opracowaniu Profesora

Rodowicza i Inż. Ihnatowicza, Rakusa-Suszczewskiego, Tillinger i Żmigrodzkiego.

Całość, do której opracowania, jak widać z listy autorów, pociągnięte zostały nasze najlepsze rozporządzalne siły fachowe, wyjdzie z druku prawdopodobnie w pierwszej połowie 1948 roku. Zapewniając choć w części brak podręczników technicznych, jaki zwłaszcza w tej dziedzinie daje się odczuwać, dzieło to przyniesie niewątpliwą korzyść nie tylko pracownikom dróg wodnych i studentom odnośnych wydziałów, lecz również wszystkim kto z tą dziedziną chciałby się bliżej zapoznać.

O ukazaniu się Tomu I ogłosimy dodatkowo.

Wydawnictwa techniczne Ministerstwa Komunikacji.

Ukazały się na rynku księgarskim książki: Inż. M. Łopuszyńskiego pt. „Podstawowe zagadnienia polityki komunikacyjnej“. Cena 700 zł. Inż. W. Fabianiego pt. „Parowóz, jego budowa i utrzymanie“. Cena 700 zł. Nabywać można: W.wa, ul. Chałubińskiego 4. Ministerstwo Komunikacji, pokój 173, Administracja „Przeglądu Komunikacyjnego“.

„Drogownictwo“ — czasopismo poświęcone zagadnieniom techniki drogowej, mostowej i przemysłu drogowego. W N-rze 1—2 (styczeń—luty) 1948 r. jest przedstawiony dorobek polskiej gospodarki drogowej w latach 1944—1947 w ramach realizacji planu odbudowy gospodarczej. 127 wykresów i fotografii, 96 stron. Cena zeszytu 350 zł. Adres Redakcji i Administracji: Warszawa, ul. Narbutta nr 7 m. 11, III p. — tel. 4-37-89. Konto PKO. — I-1043.

Sprostowanie: W zeszycie nr 4 z 1947 r. na str. 174, szpalta prawa, nagłówek prawej części tabelki winien mieć brzmienie: „wg planowania na 1952 r.“

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. Matusiewicz, Dr Inż. J. Ostromecki, Prof. Dr Inż. K. Pomianowski, Prof. Inż. K. Rodowicz, Prof. Dr Inż. R. Rostkoński, Inż. Mgr J. 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 1947 r. wynosi 600 zł. Cena numeru 140 zł.