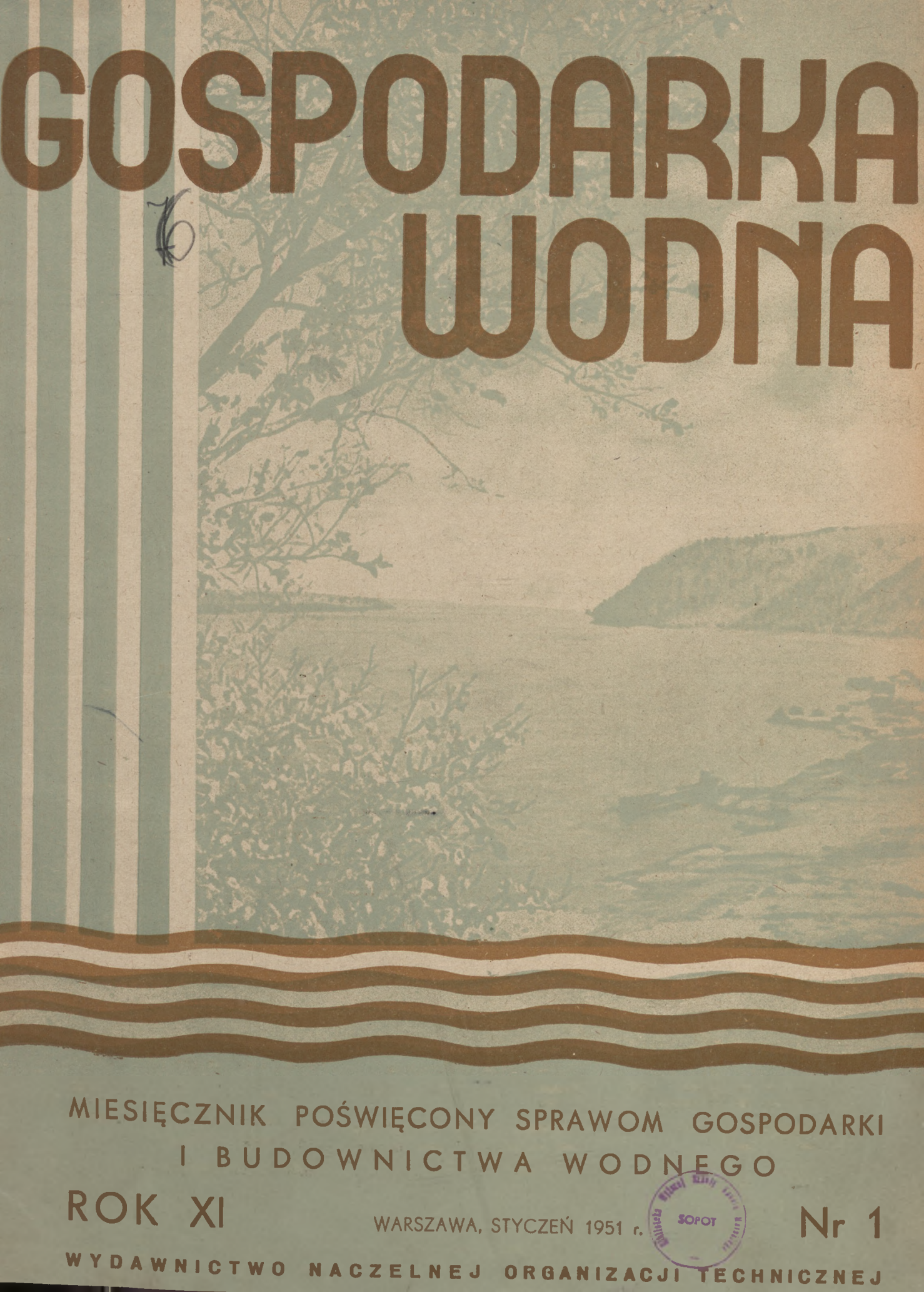


GOSPODARKA WODNA



MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI
I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XI

WARSZAWA, STYCZEŃ 1951 r.



Nr 1

WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

TREŚĆ

Od Redakcji	1
-----------------------	---

DZIAŁ I — PLANOWANIE, ORGANIZACJA

Tezy referatu Podsekcji Budownictwa Wodnego	2
Inż. Józef Waksman — Energetyka wodna w Planie 6-letnim	4
Kilka uwag na temat normalizacji w budownictwie wodnym	5

DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

Edmund Poszwa — Uwagi na temat projektowania zaopatrzenia przemysłu w wodę	7
Kazimierz Chomicz — O najwyższych opauach krótkotrwałych i dobowych w Polsce	10
Inż. Leszek Nekanda-Trepka — Typizacja statków rzecznych	17

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

Inż. Tadeusz Tillinger — Droga wodna Wschód—Zachód w Planie 6-letnim	20
Inż. Antoni Obuchowski — Techniczne możliwości rolniczego wykorzystania ścieków miasta Warszawy	24

DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO

Dr inż. Julian Lambor — Nowy typ budowli regulacyjnych systemu szkieletowego	32
Urządzenie do mechanicznego zakładania szczotek faszynowych podwodnych	34

DZIAŁ V — EKSPLOATACJA

Inż. Franciszek Strykowski — Deszczownia Majków koło Kalisza	35
Inż. Leonard Skibniewski — Biologiczne oczyszczanie ścieków w stawach rybnych	38
Przegląd wydawnictw	39

ОТ РЕДАКЦИИ

- Тезисы I Конгресса Польской Науки.
- Гидроэнергетика в шестилетнем плане.
- К вопросу стандартизации.
- Замечания по проектированию водоснабжения в промышленных предприятиях.
- Ливневые осадки.
- Типизация речного подвижного состава
- Водный путь Восток — Запад.
- Технические возможности сельскохозяйственного использования сточных вод города Варшавы.
- Новый тип регуляционных дамб.
- Новаторские идеи по регуляции рек.
- Искусственные дождевые сооружения в сельском хозяйстве.
- Биологическая чистка сточных вод в рыбных прудах.
- Обзор печати.

EDITORIAL.

- Thèses du I Congrès de la Science Polonaise.
- Forces hydrauliques dans le plan sexennal.
- Problème des normes techniques.
- Remarques sur la projetation de l'alimentation de l'industrie en eau.
- Pluies torrentielles.
- Typisation des vaisseaux fluviaux.
- La voie navigable Est-Ouest.
- Possibilités techniques de l'utilisation agricole des égouts de Varsovie.
- Nouveau type de constructions fluviales.
- Quelques idées novatrices sur la regularisation des rivières.
- Constructions pluviales artificielles.
- Epuration biologique des égouts dans les étangs poissonneux.
- Revue de publications.

EDITORIAL.

- Theses of the I Congress of Polish Science.
- Water power plants in the 6-years scheme.
- Technical Standarts problem.
- Notices on the designing of the water supply in Industry.
- Torrential rainfalls.
- Typisation of river boats.
- The East-Weest water way.
- Technical possibilities of the agricultural utilization of the sewages of Warsaw.
- New type of river survey constructions.
- New ideas in the river surveys.
- Artificial rainfall constructions.
- Biological purification of sewages in the fish ponds.
- Review of publications.

GOSPODARKA WODNA

MIESIĘCZNIK

POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI I BUDOWNICTWA WODNEGO

KOMITET REDAKCYJNY

REDAKTOR NACZELNY:

INŻ. MARIAN CHUDZYŃSKI

REDAKTORZY DZIAŁOWI:

INŻ. ZDZISŁAW MIKULSKI

INŻ. KAZIMIERZ PUCZYŃSKI

INŻ. ADOLF RIEDEL

INŻ. ZYGMUNT SOCHOŃ

INŻ. TADEUSZ SUSZCZEWSKI

INŻ. JAN WOKROJ

REDAKTOR CENTR. REDAKCJI TECHNICZNEJ NOT:

JÓZEF IŻYCKI

ROK XI

WARSZAWA 1951

WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

GOSPODARKA WODNA

M I E S I Ę C Z N I K

POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XI

WARSZAWA, STYCZEŃ 1951 R.

Nr 1 (52)

OD REDAKCJI

Olbrzymi wzrost ważności zagadnień wchodzących w zakres gospodarki wodnej, zaznaczający się coraz wyraźniej w naszym życiu gospodarczo-technicznym od chwili uchwalenia 6-letniego Planu, jak również szeroki wachlarz nowych potrzeb, nie dający się ująć w ramy zeszłorocznych działów naszego czasopisma — wpłynęły na konieczność przeanalizowania przez Komitet Redakcyjny dotychczasowego zakresu „Gospodarki Wodnej” i jego podziału na istniejące w 1950 r. 5 działów.

Z uwagi na — dającą się zaobserwować — coraz większą dążność do łączenia zagadnień wodnych zarówno na szczeblu planowania (PKPG), jak i wykonawstwa (nowopowołane Ministerstwo Budownictwa Przemysłowego obejmie większą część budownictwa wodnego) — istniejące w 1950 r. w naszym czasopiśmie działy:

I — Ogólny, II — Hydrologia, III — Drogi wodne, IV — Melioracje, V — Energetyka wodna i technika wodno-sanitarna,

nie odpowiadały ani istniejącym tendencjom łączenia zagadnień wodnych, ani też wzrostowi problemów wodnych w przemyśle i gospodarce komunalnej. Dlatego też Komisja Programowa na posiedzeniu w dniu 4. I. 1951 r. przyjęła nowy projekt podziału czasopisma przedstawiony przez Komitet Redakcyjny.

Nowy podział przewiduje:

Dział I — Planistyka, Organizacja,

Dział II — Podstawy projektowania,

Dział III — Projektowanie,

Dział IV — Wykonawstwo,

Dział V — Eksploatacja.

O ile dawny układ czasopisma odpowiadał raczej resortowemu podziałowi zagadnień wodnych, o tyle ustalone nowe działy są odbiciem funkcjonalizmu poszczególnych etapów realizacji gospodarki wodnej, niezależnie od resortu w jakim dane zagadnienie wodne występuje.

Podział ten pozwoli czasopismu lepiej niż dotychczas naświetlać i omawiać problemy realizacji Planu 6-letniego w gospodarce wodnej i budownictwie wodnym, co jest głównym i najważniejszym zadaniem „Gospodarki Wodnej”. Szereg wypowiedzi na konferencji z Czytelnikami w dniu 3. XI. 1950 r. potwierdza słuszność tego podziału.

Już w roku ubiegłym zamieściliśmy kilka artykułów omawiających zagadnienia odpowiedniej organizacji projektodawstwa i wykonawstwa oraz zagadnienie kadr, w świetle wymagań jakie stawia przed gospodarką wodną i budownictwem wodnym Plan 6-letni („O zagwarantowanie wykonania 6-letniego Planu Narodowego na odcinku gospodarki wodnej” — Nr 9, „W sprawie organizacji wykonawstwa inwestycji wodnych” — Nr 7 — 8, „Potrzeby w dziedzinie organizacji wykonawstwa wodnego” — Nr 9, „O potrzebie powołania Instytutu Gospodarki Wodnej” — Nr 6, „Zagadnienie kadr inżynierskich w gospodarce wodnej” — Nr 12). Artykuły te odpowiadają nowemu, funkcjonalnemu podziałowi czasopisma i niewątpliwie powinny wywołać dalsze artykuły naświetlające poszczególne elementy realizacji 6-letniego Planu w gospodarce wodnej.

Zamieszczony w Nr 7 — 8 wykaz tematów naszego czasopisma, po uwzględnieniu nowych zagadnień wodnych w przemyśle i gospodarce komunalnej, może być z łatwością rozszerzony i dostosowany do nowego podziału.

Jak już zaznaczyliśmy w słowie wstępnym do 50-tego zeszytu „Gospodarki Wodnej” (Nr 10 — 11 z 1950 r.), — „zapoczątkowana i zacieśniająca się współpraca z Czytelnikami dawać będzie coraz lepsze wyniki w doborze i opracowaniu artykułów” — i dlatego oczekujemy od Czytelników naszego czasopisma — niezależnie od zamawianych artykułów u poszczególnych Autorów — stałej i wzrastającej współpracy.

Nie może bowiem zabraknąć jak najszerszego udziału świata hydrotechnicznego w walce o szybszą i sprawniejszą realizację Sześcioletniego Planu budowy Socjalizmu w Polsce!

DZIAŁ I – PLANOWANIE, ORGANIZACJA

I KONGRES NAUKI POLSKIEJ
Seksja Nauk Inżyn. — Budowl.
Podsekcja Budownictwa Wodnego

Tezy referatu Podsekcji Budownictwa Wodnego

1. Budownictwo wodne jest środkiem, za pomocą którego człowiek wpływa świadomie i celowo na cykliczny obieg wody w przyrodzie, ujmując ten obieg w formę uporządkowanej gospodarki wodnej; stąd wniosek, że zasady budownictwa wodnego wynikają funkcjonalnie z zasad i potrzeb gospodarki wodnej.
2. Celem gospodarki wodnej, jeśli chodzi o wody śródlądowe, jest świadome uregulowanie bilansu wodnego, przez uchwycenie jak największej ilości wód opadowych i odprowadzenie ich do morza w taki sposób, aby przy minimum szkód zapewnione było maksimum korzyści dla komunikacji, energetyki, rolnictwa i leśnictwa, dla zaopatrzenia w wodę osiedli i przemysłu oraz dla rybactwa, sportu i wypoczynku; jeśli chodzi o zagadnienia morskie, zadaniem gospodarki wodnej jest przystosowanie wybrzeża do celów żeglugi, rybołówstwa i wypoczynku oraz ochrona brzegów przed niszczącym działaniem wody.
3. W ustroju kapitalistyczno-liberalnym dominują tendencje do jednostronnego usprawniania tych działań gospodarki wodnej, które przynoszą zysk (np. energetyka, nawodnienia rolne) ze szkodą dla składników gospodarki wodnej, służących celom ogólnym (np. ochrona przed powodzią, masowy sport, higiena, ochrona wód przed zanieczyszczeniami przemysłowymi itp.).
4. Ustrój socjalistyczny, przez wysunięcie na pierwsze miejsce interesu całego narodu, posiada wyraźną tendencję do ujęcia całości gospodarki wodnej w jednolity program i wieloletni plan wykonawczy; stąd wynika, że ustrój socjalistyczny otwiera przed budownictwem wodnym w Polsce horyzonty i możliwości jakich nie posiadało dawniej — ponadto teza ta wytycza dla nauki budownictwa wodnego wyraźny kierunek, zmierzający do oparcia jej o osiągnięcia i zdobycze przodującej nauki radzieckiej oraz nauki krajów demokracji ludowej, kroczących tą samą co Polska drogą do socjalizmu.
5. Nauka polska w dziedzinie budownictwa wodnego posiadała już przed wojną dość bogaty własny dorobek w zakresie melioracji, skromniejszy w zakresie budownictwa wodnego śródlądowego i nie posiadała niemal żadnych osiągnięć w zakresie budownictwa morskiego; ten stan rzeczy tłumaczy się z jednej strony rolniczym charakterem kraju, z drugiej zaś — nowością zagadnień morskich w dziejach Polski.
W szczególności w dziedzinie melioracji rolnych istniało wybitnie praktyczne podejście do zagadnień technicznych z pewnym niedomaganiem w zakresie badań teoretycznych oraz zacieśnieniem tematyki do zakresu wykonania prac technicznych bez powiązania z całokształtem czynników gospodarczo-rolnych.
W zakresie budownictwa wodnego śródlądowego nauka polska nie posiadała podstawowych warunków rozwoju wobec braku należycie wyposażonych warsztatów pracy. W ostatnich latach przed wojną powstał załączek laboratorium wodnego w Warszawie, które wykonało trochę prac badawczych, zostało jednak przez wojnę zniszczone. W literaturze naukowo-pedagogicznej dominowała przed wojną Politechnika Lwowska, skąd pochodzi większość podręczników akademickich (głównie prof. Matakiewicz). Podręczniki te, bardzo wyczerpujące i opracowane sumiennie, nie posiadały jednak dostatecznego powiązania z życiem praktycznym i grzeszyły nadmiernym teoretyzowaniem.
Po wojnie nauka polska zdobyła możliwość szerszego rozwoju przez uzyskanie laboratorium wodnego w Gdańsku oraz szeregu obiektów doświadczalnictwa melioracyjnego i wodnego na ziemiach odzyskanych. Jednakże dorobek naukowy powojenny jest znikomy, co tłumaczy się głównie brakiem kadr i przeciążeniem pracowników naukowych pracami pedagogicznymi i technicznymi. Najpoważniejszy dorobek powojenny przedstawiają prace teoretyczne prof. Broszko w zakresie hydromechaniki oraz prace Instytutu Wodnego Politechniki Gdańskiej w zakresie hydrauliki stosowanej. Rozpoczęto również po raz pierwszy w dziejach Polski prace badawcze w dziedzinie budownictwa morskiego.
6. W czasie wojny i bezpośrednio po wojnie nauka budownictwa wodnego poniosła duże straty osobowe i rzeczowe; mimo to wykazała dużą prężność w dziedzinie kształcenia, tworząc 6 ośrodków kształcenia w zakresie budownictwa wodnego śródlądowego na uczelniach technicznych (zamiast 2 przedwojennych), tworząc 2 zupełnie nowe ośrodki budownictwa morskiego oraz Oddział Melioracyjny na SGGW w Warszawie, za którym pójdzie w najbliższym czasie utworzenie analogicznego oddziału na Uniwersytecie we Wrocławiu. Natomiast braki w kadrach nie pozwoliły na stworzenie dostatecznego piśmiennictwa technicznego, z wyjątkiem zadawalniającego stanu czasopiśmiennictwa. W szczególności odczuwa się dotkliwy brak podręczników na poziomie średnim i niższym, jak również zupełny brak podręczników z pewnych specjalnych dziedzin budownictwa wodnego, melioracji i przede wszystkim budownictwa morskiego. W podręcznikach, które winny być w najbliższym czasie opracowane należy w jak największym stopniu uwzględnić warunki i potrzeby krajowe.
7. Ze względu na specyficzny charakter budownictwa wodnego, związanego ściślej niż jakakolwiek inna dziedzina techniki z przyrodą i klimatem środowiska — nauka polska musi wypracować specyficzne metody, oparte na doświadczeniach własnych, gdyż bezkrytyczne przenoszenie obcych wzorów może się w wielu wypadkach okazać niecelowe lub nawet niekorzystne.
8. Powyższa teza nie wyklucza konieczności ścisłego powiązania nauki polskiej z nauką światową, przy czym szczególnie nadają się do wykorzystania doświadczenia krajów sąsiadujących z Polską, a więc w pierwszym rzędzie Związku Radzieckiego, następnie Niemiec Demokratycznych i Czechosłowacji — wreszcie Szwecji i Danii (te ostatnie zwłaszcza dla zagadnień morskich).
9. Plan 6-letni i opracowane fragmenty planów perspektywicznych świadczą, że w dziedzinie budownictwa wodnego nastąpi w Polsce w najbliższych latach ogromny rozwój, wymagający poważnej rozbudowy nauki w tej dziedzinie, a to

zarówno w sensie szerokości tematyki, jak i konieczności pogłębienia studiów. Prace naukowo-badawcze powinny być prowadzone przez odpowiednio zorganizowane i wyposażone instytuty uczelniane oraz pozauczelniane.

10. Jako szczególnie ważne zagadnienie w działalności instytutów wymienia się w pierwszym rzędzie przygotowanie badań odnoszących się do prac związanych z realizacją planu 6-letniego, a w szczególności opracowanie nowych metod regulacji rzek, opartych na doświadczeniach radzieckich (z dostosowaniem wyników do warunków polskich), następnie opracowanie zagadnień zapór ziemnych, typizację taboru żeglugowego, typizację siłowni wodnych i innych obiektów budownictwa wodnego śródlądowego, zagadnienie umocnień brzegów morskich, planowania portów, typizacji urządzeń portowych, racjonalizacji w zakresie eksploatacji portów, oraz w dziedzinie melioracji, zagadnienie melioracji użytków zielonych jako baz paszowych dla gospodarki hodowlanej i zagadnienie mechanizacji robót melioracyjnych.

W zakresie specjalizacji regionalnej i technicznej instytuty badawcze powinny obsługiwać całość życia gospodarczego kraju i muszą być w związku z tym należycie wyposażone w laboratoria, sprzęt i odpowiednio dotowane. Ponadto instytuty uczelniane winny obsługiwać uczelnie pod względem dydaktycznym.

11. Ze względu na swoisty charakter zagadnienia należy szczególną uwagę poświęcić Ziemiom Odzyskanym, przyłączonym do Polski, jako jednostce o specyficznej strukturze gospodarki wodnej, odmiennej od reszty kraju. W związku z tym zaleca się utworzenie przy jednym z instytutów centralnego archiwum dokumentacji technicznej dla gospodarki wodnej i budownictwa wodnego Ziemi Odzyskanych, co ułatwi i usprawni pracę zainteresowanych resortów. Analogiczne archiwum dla dokumentacji budownictwa morskiego portowego powinno być stworzone przy Morskim Instytucie Technicznym w Gdańsku.
12. Ze względu na różnorodność klimatu i warunków naturalnych w Polsce oraz związaną z tym różnorodność problematyki budownictwa wodnego w różnych rejonach kraju należy w rozbudowie instytutów naukowych zachować w miarę możliwości logiczny podział zadań, oparty na bazie regionalno-technicznej.
13. Przy założonej regionalizacji prac instytutów badawczych jest rzeczą konieczną stworzenie w Warszawie nadrzędnego Instytutu Gospodarki Wodnej, który powinien objąć zagadnienia planowania gospodarczo-technicznego, planowanie i rozdział prac naukowo-badawczych między instytuty regionalne, planowanie i nadzór nad realizacją akcji wydawniczej oraz sprawy normalizacji technicznej i słownictwa w zakresie gospodarki wodnej i budownictwa wodnego oraz morskiego. Instytut ten ze względu na wielość resortów, zainteresowanych w problemach gospodarki wodnej, powinien powstać przy P.K.P.G. w kontakcie z Ministerstwem Szkół Wyższych i Nauki, przy czym ogólny nadzór nad działalnością naukową Instytutu i instytutów badawczych powinna sprawować odpowiednia sekcja Akademii Nauk Technicznych.
14. Pozostałe instytuty o charakterze roboczo-badawczym mogą powstać częściowo przy wyższych uczelniach, częściowo zaś przy zainteresowanych resortach.

Wskazane jest zachowanie następującego podziału regionalno-technicznego:

A) Instytuty przy wyższych uczelniach:

- Kraków (Wydz. Politechn. A.G.H.) — dla zagadnień zabudowy potoków górskich, zbiornikowych (szczytowych);
- Wrocław (Politechnika) — dla zagadnień sztucz-

nych dróg wodnych, portów śródlądowych, żeglugi i taboru żeglugowego śródlądowego;

- Warszawa (Politechnika) — dla zagadnień hydro-mechaniki cieczy doskonałej, zagadnień regulacji i kanalizacji rzek, siłowni przepływowych oraz zagadnień melioracji podstawowych;
- Gdańsk (Politechnika) — dla zagadnień hydro-mechaniki cieczy rzeczywistych (lepkich) i ruchu falowego, zagadnień małych siłowni i zagadnień morskich charakteru ogólnonaukowego (budownictwa morskiego, portowego i dynamiki morza) — istnieje;
- Warszawa (S.G.G.W.) — dla zagadnień melioracji szczegółowych;
- Wrocław (Uniwersytet) — dla specjalnych zagadnień melioracji (wykorzystanie ścieków, poldery, nawodnienia pompowe itp.);
- Szczecin (Szkoła Inżynierska) — dla zagadnień ujścia Odry, Zalewu Szczecińskiego, polderów, specyficznych zagadnień transportu rzeczno-morskiego i niektórych zagadnień budownictwa morskiego.

B) Instytuty resortowe pozauczelniane:

- Warszawa (Państw. Inst. Hydrologiczno-Meteorologiczny) — dla zagadnień meteorologii, klimatologii, statystyki oraz bilansu wód, hydro-metrii itd. — dla wszystkich resortów (istnieje);
- Gdańsk (Morski Instytut Techniczny przy Min. Żeglugi) — dla doraźnych zagadnień budownictwa morskiego (istnieje w stadium organizacji).

C) Ponadto mniej lub więcej ściśle związany z zagadnieniami budownictwa wodnego posiadają następujące instytuty pozauczelniane (istniejące):

- Warszawa (Państwowy Instytut Geologiczny przy Min. Górnictwa) — dla spraw hydrogeologii i geologii technicznej;
- Warszawa (Instytut Naukowy Uprawy i Nawożenia Gleby przy Min. Rolnictwa i Reform Rolnych) — dla spraw melioracji rolnych oraz szereg dalszych instytutów, reprezentujących interesy stosunkowo mniejszej wagi.

Do czasu rozbudowy całości instytutów, tematyka instytutów wcześniej powstających musi być oczywiście szersza, niż przewiduje powyższy podział, a to celem pokrycia całości potrzeb gospodarczych i technicznych Polski. W kolejności realizacji powinny być przede wszystkim rozbudowane instytuty w Gdańsku oraz w Warszawie, jak również jak najspieszniej powinien być zorganizowany Instytut Gospodarki Wodnej w Warszawie (teza 13). W programie rozbudowy instytutów największy nacisk powinien być położony na budowę laboratoriów.

15. Wstępna analiza zadań planu 6-letniego wskazuje, że w okresie tym powinna być wykształcona na stopniu inżynierskim odpowiednia ilość studentów, zestawiona w tablicy na str. 4. Licząc odsiew w okresie studiów około 20%, należy uruchomić od roku 1950 i prowadzić studia na poniższych uczelniach dla następujących liczebności jednego rocznika:

- a) na istniejących sekcjach budownictwa wodnego w 6 uczelniach (Warszawa, Gdańsk, Wrocław, Kraków, Poznań, Szczecin) — razem dla 150 studentów;
- b) na istniejących sekcjach budownictwa morskiego w 2 uczelniach (Gdańsk, Szczecin) — razem dla 40 studentów;
- c) na Oddz. Melior. S.G.G.W. i Uniwersytetu Wrocławskiego — razem dla 90 studentów.

Celem zwiększenia zainteresowania młodzieży kierunkiem studiów w dziedzinie budownictwa wodnego, wydaje się rzeczą konieczną zorganizowanie odpowiedniej propagandy za pomocą popularnych wydawnictw, odczytów i artykułów w czasopiśmie popularnych i młodzieżowych. Akcją propagandową powinien kierować Instytut Gospodarki Wodnej.

Wyszczególnienie	Dla potrzeb				
	Min. Kom.	Min. Roln.	Min. Żegl.	Innych resortów i nauki	Ogółem
a. Sekcja bud. wodn. szkół inżynierskich . . .	500	100	—	120	720
b. Sekcja bud. morskiego szkół inżynierskich .	—	—	150	30	180
c. Oddział melior. SGGW i Uniw. Wrocławskiego	—	380	—	40	420
d. Wydz. Geodezji Polit. Warszawskiej	—	60	—	—	60
e. Kursy dokształcające	—	100	—	—	100
Razem	500	640	150	190	1480

16. Jako orientacyjną liczebność jednego rocznika studiów magisterskich przyjmuje się:

- a) dla budownictwa wodnego co najmniej na 2 uczelniach (Warszawa, Gdańsk) — ok. 40 stud.,
- b) dla budownictwa morskiego (Gdańsk) — ok. 10 stud.,
- c) dla melioracji (Warszawa, Wrocław) — ok. 40 stud.

17. Należyty rozwój budownictwa wodnego wymaga rozwiązania szeregu zagadnień z dziedziny innych nauk, które w pewnych przypadkach mogą decydować o celowości i skuteczności zamierzeń w dziedzinie gospodarki wodnej. Najważniejsze z nich są następujące:

- a) nauki ekonomiczne — ustalenie ścisłych i dostosowanych do ustroju socjalistycznego norm amortyzacji i oprocentowania kapitału, które niejednokrotnie decydują o celowości zamierzeń technicznych i umożliwiają porównanie rentowności inwestycji;

b) nauki geologiczne — opracowanie szczegółowych map, planów i profili oraz wypracowanie metod szybkich sondazy terenowych dla obiektów budownictwa wodnego, jak również rozwinięcie działu badań hydrogeologicznych;

c) nauki geodezyjne — rozwinięcie metod i zakresu zdjęć aerofotogrametrycznych dla celów budownictwa morskiego i wodnego;

d) nauki przyrodnicze — opracowywanie metod skutecznego pokrywania szatą roślinną wydm nadmorskich, stoków i odsypisk oraz opracowywanie metod walki z zarastaniem wód;

e) nauki techniczne (mechanika, elektryka, komunikacja i budownictwo) — podjęcie badań nad racjonalizacją urządzeń portowych;

f) nauki inżyniersko-konstrukcyjne — podjęcie badań nad zagadnieniami konstrukcyjnymi, technologicznymi i racjonalizacją budowlą wodnych i morskich.

(W numerze 2 „Gospodarki Wodnej“ zamieszczony będzie pełny tekst referatu podsekcji — przyp. Red.)

Inż. JÓZEF WAKSMAN

Energetyka wodna w Planie 6-letnim

Plan Sześciolatek — plan budowy podstaw socjalizmu w Polsce — nie mógł nie dokonać przełomu w dziedzinie wykorzystania naszych sił wodnych. Kapitalizm, a szczególnie panujący u nas przed wojną obcy kapitał, szukał w Polsce możliwie najszybszych i największych zysków, co prowadziło nieuchronnie do krótkowzrocznej i rabunkowej gospodarki. W rezultacie otrzymaliśmy w spuściznę z tego okresu tylko dwie niewielkie siłownie na Brdzie, jedyny chyba na świecie przykład zbiornika energetycznego bez zakładu wodno-elektrycznego w Porąbce i wykonczony dopiero w czasie wojny — Rożnów.

Socjalizm, w tej dziedzinie jak i w każdej innej, otwiera nieograniczone perspektywy wykorzystania naszych, niedocenianych dotychczas, zasobów sił wodnych. Po okresie odbudowy, w którym własnymi siłami, mimo najróżniejszych trudności, hydroenergetyka polska uruchomiła wszystkie — zniszczone wskutek działań wojennych — siłownie wodne, przystępujemy do właściwego budownictwa.

I tak wśród czołowych obiektów Planu 6-letniego w tym zakresie znalazły się następujące budowy:

— Wielki zbiornikowy zakład na Dunajcu dostarczy okregowi krakowskiemu i górnośląskiemu wysokowartościowej mocy i energii, a wraz z Rożnowem zapewni właściwą ochronę przeciwpowodziową i wyrównanie sezonowe przepływów, tj. między innymi zmniejszenie przelewów jałowych, a więc przyrost produkcji energii elektrycznej i ułatwienie dyspozycji mocy.

— Duża szczytowo-pompowa siłownia w dorzeczu Odry oprócz dostawy cennej mocy szczytowej pozwoli nam poznać w praktyce wady i zalety tego typu zakładów.

— Całkowite wykorzystanie rzeki Brdy za pomocą trzech elektrowni (dwie duże i jedna mniejsza) wg koncepcji wielkiego hydroenergetyka polskiego prof. K. Pomianowskiego. Plan ten jest dla energetyki szczególnie ważny ze względu na ostry deficyt mocy w tym rejonie i ze względu na wyrównany reżim rzeki.

— Pierwszy etap integralnego wykorzystania rzeki Bugu stworzy odcinek wielkiej trasy W-Z i poważne, w czterech średniej wielkości zakładach, lokalne źródło energii tego okręgu.

— Dwie mniejsze siłownie na górnej Wiśle — to początek kanalizacji i elektryfikacji Wisły, a jedna siłownia na Odrze oznacza większe wykorzystanie energetyczne tej rzeki.

— Zakład na Sole przyczyni się do pokrycia szczytów systemu górnośląskiego. Czchów natomiast ułatwi gospodarce wodno-energetycznej na Dunajcu i zwiększy stopień wykorzystania zasobów sił wodnych tej rzeki o bardzo wysokim potencjale energetycznym.

Hydroenergetyka polska może być dumna z tego planu, który wyznacza jej zadanie zaprojektowania i wybudowania w ciągu sześciu lat szeregu nowoczesnych siłowni o mocy przeszło ćwierć miliona

kilowatów. Niektórzy może pomyślą, że jest to na warunki polskie, w których dotąd zbudowano tylko dwie mniejsze i zaczęto budować jedną dużą siłownię, plan zbyt ambitny i niezrealizowalny. Należy oczywiście zgodzić się z tym, że w warunkach przedwojennych byłoby to wręcz utopią. Ale obecnie jest to całkowicie możliwe dzięki temu przede wszystkim, że u władzy jest dziś lud polski, że ustroj demokracji ludowej na drodze do socjalizmu wyzwolił nieograniczone siły twórcze polskich mas ludowych, że jesteśmy wreszcie oswobodzeni od rodzinnych i obcych wyzyskiwaczy. Jest to całkowicie możliwe również dzięki temu, że 33 lata temu zwyciężyła Wielka Rewolucja Październikowa i powstał pierwszy kraj Socjalizmu — Związek Radziecki, który nam służy swoim wzorem i pomocą techniczną.

Na temat hydroenergetyki radzieckiej pisałem już na łamach tego czasopisma (patrz Nr 3/50). Moje ówczesne rozważania o jej olbrzymich perspektywach zostały od tego czasu poparte czynem, jedynym w historii świata, mianowicie rozpoczęciem budowy 2 siłowni wodnych na Woldze o mocy 2 milionów kilowatów każda i jednocześnie kilku innych, również potężnych, obiektów wodno-energetycznych.

Naszym najwęższym gardłem wykonania planu jest obecnie brak dokumentacji technicznej, tak w zakresie studiów perspektywicznych, jak i w dziedzinie konkretnego projektowania. To też Plan Sześcioletni

przewiduje opracowanie schematów wykorzystania energetycznego ważniejszych rzek i dorzeczy, co wymaga oczywiście sporządzenia w przyspieszonym tempie odpowiednich katastrów. W celu sprostania tym stosunkowo ogromnym zadaniom, musi być jak najszybciej utworzone przedsiębiorstwo „Hydroenergo-projekt” na wzór radzieckiego „Gidroenergoprojekta”. Następną bardzo ważną sprawą będzie niewątpliwie organizacja przedsiębiorstwa „Hydro-energobudowa” na wzór „Gidroenergostroja”. Te przedsiębiorstwa inwestycyjne będą musiały wychować niezbędne kadry fachowców na wzorach radzieckich, nawiązując jednocześnie do najlepszych tradycji polskiej techniki, i zahartować je w ogniu rzeczywistego projektowania i budowy. Nasze wyższe uczelnie dopomogą nam niewątpliwie w tym trudnym zadaniu, szkoląc większą niż dotychczas liczbę „wodziarzy” i specjalizując ich w budowie siłowni wodnych, wychowując energetyków, hydrologów, elektryków, mechaników i geologów, dobrze obznajmionych z problematyką elektrowni wodnych.

W ten sposób hydroenergetyka Polski Ludowej przystępuje w Planie 6-letnim do naprawy socjalistycznego wykorzystania naszych sił wodnych, aby ślepy, wyrządzający nam często niezmiernie szkody, żywioł wodny ujarzmić — dla służby i rozwoju naszej gospodarki narodowej, dla służby Pokoju i Socjalizmu!

Kilka uwag na temat normalizacji w budownictwie wodnym

Zagadnienie normalizacji w budownictwie wodnym sprowadzić można zasadniczo do ustalenia dwóch podstawowych czynników: normy technicznej i normy czasu. Norma techniczna określa gotowy produkt, a więc jego wymiary, materiał i warunki wykonania i stosowania. Norma czasu określa ilość czasu, potrzebną na wykonanie danego produktu, określonego w normie technicznej.

Norma czasu powinna być ściśle związana z normą techniczną. Winna jej odpowiadać. Musi być ściśle sprecyzowany czas potrzebny na wykonanie danego produktu w określonych jednoznacznie warunkach, zależnie od zastosowania maszyn, sprzętu i urządzeń technicznych oraz pracy ludzkiej i od warunków lokalnych i atmosferycznych.

Dotychczas istniejące u nas normy w zakresie budownictwa wodnego odbiegają w wielu wypadkach od wyżej wymienionych zasad. Normy czasu nie są należycie podbudowane normami technicznymi. Wypływa to przede wszystkim z braku ścisłych, jednoznacznych definicji warunków, w których dana praca ma być wykonywana. Stąd wynikają możliwości swobodnej interpretacji norm czasu. Nieuporządkowanie niektórych określeń i definicji umownych przysparza niemało kłopotu fachowcom na budowie — przy realizacji projektu, starającym się niejednokrotnie odcyfrować znaczenie zastosowanej normy czasu do warunków technicznych, określonych w projekcie, analizie cen i kosztorysie. To zjawisko występuje szczególnie wtedy, gdy normy są zbyt ogólnikowo ujęte, nie rozpracowane w szczegółach, gdy szeroki wachlarz możliwych wypadków, z jakimi spotykamy się na budowach — sprowadzony jest zaledwie do kilku podstawowych norm czasu przy określonych ogólnikowo warunkach technicznych.

Taki stan rzeczy wpływa na to, że przy opracowywaniu kosztorysu projektant decyduje się na zastosowanie tej czy innej normy — najczęściej „bezpieczniejszej” z punktu widzenia zapewnienia odpowiedniej ilości kredytów na budowę i w rezultacie w takich wypadkach otrzymuje się „rozdeptę” kosztorysy i zbyt duże zapotrzebowanie robocizny — a niekiedy i materiałów. Wykonawca, mając tego rodzaju dokumentację techniczną, ustala organizację i harmonogram pracy na nieścisłych przesłankach.

Podczas budowy zmuszony jest do korygowania zarówno organizacji pracy, jak i harmonogramu, bo okazuje się, że przyjęte normy czasu były w wielu procentach przekraczane z powodu niedokładnych norm, na skutek czego zachodziła potrzeba wcześniejszego podjęcia następnych etapów budowy, przewidzianych w harmonogramie w późniejszym terminie, do czego nie zawsze wykonawca był przygotowany. I choć budowa została wykonana przed terminem i uzyskano na niej oszczędności, może być to jednak pozorne zjawisko. Dokładna analiza norm, na których była oparta praca na tej budowie, mogłaby doprowadzić do wniosku, że wręcz odmiennego.

W ten sposób na drobnych nawet robotach możemy w sumie w całym Państwie tracić pewien potencjał sił, który mógłby być wykorzystany dla zwiększenia tempa rozbudowy naszej gospodarki narodowej.

W budownictwie wodnym do najpoważniejszych działów pracy należą roboty ziemne i faszynowe. Pierwszy dział posiada dość dokładnie rozpracowane normy czasu, natomiast warunki techniczne wykonania pracy wymagają ściślejszego sprecyzowania (np. przy pracy w wodzie). Normy dla robót faszynowych — zarówno techniczne jak i czasowe — są zbyt ogólnikowe. Nie uwzględniają szerokiego wachlarza różnorodnych warunków wykonywania tych robót. Na ten odcinek norm należałoby zwrócić szczególną uwagę.

Dalszymi działami pracy, wymagającymi szybkiego przepracowania norm, są roboty kamienne (mury i narzuty kamienne, brukowanie), roboty pogłębiarskie, obudowa potoków górskich, transport wodny materiałów budowlanych, zagospodarowanie kęp wklonowych (sadzenie, dosadzanie, cięcie), karczowanie itp.

Przy budowie takich obiektów wodnych jak śluzy, jazy, zastawki, młyny, przepusty itp. korzystamy z norm stosowanych w budownictwie lądowym. Normy te w zastosowaniu do urządzeń wodnych dają możliwość dokładnego sprecyzowania poszczególnych czynności — np. przy zabijaniu pali, ściąganiu szczelnych itp. — ale w sumie ta precyzja pro-

wadzić może do zbyt wygórowanych pozycji w analizie i w kosztorysie. Dlaczego? Prawdopodobnie dlatego, że poszczególne normy powstawały w różnych warunkach i to odmiennych od tych, z jakimi mamy do czynienia w budownictwie wodnym. Fachowiec, który prowadził budowy obiektów, potrafi na podstawie tych norm stworzyć realną całość — ale to raczej na drodze interpretacji norm, opartej na własnej praktyce. Mniej doświadczony może zbyt skrupulatnie zastosować istniejące normy, począwszy od przycięcia bali a skończywszy na założeniu oczepu na ścianie szczelnej i nieświadomie zwiększyć ilość robocizny na wykonanie urządzenia piętrzącego z drzewa, ponad realnie potrzebną wielkość.

W zakresie budowy wodociągów i kanalizacji istnieje cały szereg opracowanych norm, szczególnie dla instalacji wewnętrznych. Dotkliwie daje się odczuwać brak norm w zakresie wiertnictwa dla celów wodociagowych i budowy studzien oraz centralnych (zewnętrznych) urządzeń wodociagowych i kanalizacyjnych.

W ostatnich latach do programu robót wodno-melioracyjnych weszło zagospodarowanie zmeliorowanych łąk i pastwisk. W tym dziale pracy nie posiadamy norm. Kosztorys opracowuje się na podstawie wyceny orientacyjnej z wyników uzyskanych przy zagospodarowaniu obiektów w podobnych warunkach w danym rejonie.

Nie posiadamy również norm dla kreciego drenowania. Tego rodzaju melioracje będziemy w niedługim czasie stosowali na szerszą skalę, i obecnie, gdy jesteśmy jeszcze w fazie prób znalezienia właściwszego dla naszych gleb typu kreciego pługa, należałoby równolegle poprowadzić pracę nad ustaleniem norm przy tych pługach, które już zdały swój egzamin i wejdą do praktyki.

Zdajemy sobie sprawę z tego, że zagadnienia norm nie należy rozwiązywać wyłącznie na doświadczalnych budowach, ale na normalnych, z jakimi mamy najczęściej do czynienia i dobrze zorganizowanych. I dlatego należy uznać za słuszną inicjatywę Departamentu Wodno-Melioracyjnego Ministerstwa Rolnictwa i Reform Rolnych rozesłania specjalnej ankiety w teren, na budowy, na podstawie której będą przeprowadzone badania, zmierzające do ustalenia norm technicznych i czasowych w różnych warunkach. W ten sposób otrzyma się bogaty praktyczny materiał, który pozwoli na skorygowanie dotychczasowych i opracowanie nowych norm.

Drugim etapem prac nad normami winna być ich kontrola — ciągłe sprawdzanie, korygowanie i uzupełnianie. Normalnym bowiem jest zjawiskiem, że w miarę narastania doświadczenia, przy coraz lepszych metodach i organizacji zespołowej pracy, przy rozwiniętym współzawodnictwie, pogłębiającej się racjonalizacji i usprawnieniach, przy socjalistycznym stosunku do pracy — norma musi się rozwijać

i to w kierunku coraz większej wydajności i coraz lepszej jakości wytwarzanego produktu pracy. Zrozumienie tego zjawiska musi nas pobudzić do stałego czuwania nad normą i stopniowego jej korygowania, bowiem nie możemy dopuścić do trwonienia twórczych możliwości człowieka pracy. Ma to specjalnie duże znaczenie wobec zadań, jakie mamy do zrealizowania w 6-letnim planie.

Na odcinku normalizacji prac wodnych istnieje jeszcze jedno zagadnienie, które należy omówić. Każdy projekt z zakresu budownictwa wodnego musi być rozwiązywany indywidualnie. Jednak niektóre elementy w projektach mogą być typowe, powtarzalne, np. umocnienia i budowle jak śluzy, jazy, zastawki, mnichy, przepusty, mosty, wyloty drenarskie itp. Ileż czasu zabiera poszczególnym projektantom opracowanie obiektów? A przecież, gdyby były opracowane typy budowli z tabelarycznym ujęciem wymiarów, ilości materiałów (ze specyfikacją) i robocizny dla różnych warunków technicznych, gruntowych i przyrodniczych, projektant mógłby wybrać typ budowli oraz wszystkie dane, potrzebne do określenia projektowanego obiektu w danych warunkach. Przyspieszyłoby się w ten sposób opracowanie dokumentacji technicznej i zmniejszyłoby się jej koszty. W pewnych wypadkach można byłoby, nie załączając do projektu rysunku danego typu, powołać się na numer lub symbol określający dany typ i dołączyć tabelę wymiarów, materiałów i kosztorys — względnie tylko sam kosztorys. Wykonawca, otrzymując projekt do zrealizowania i będąc w posiadaniu atlasu typowych budowli, wykona rysunki pomocnicze dla brygad roboczych.

Zagadnienie typizacji ma znaczenie nie tylko przy opracowaniu dokumentacji technicznej ale również i przy wykonawstwie. Fachowcy i robotnicy na budowach, mając do czynienia z powtarzającym się typem budowli, będą lepiej i szybciej realizować tego rodzaju budowle. Ułatwi się specjalizację, zaoszczędzi się na ilości i kosztach nadzoru i usprawni się organizację pracy. Ma to specjalne znaczenie przy realizowaniu robót — np. przy pomocy ruchomych, zmotoryzowanych brygad roboczych wyspecjalizowanych w budowie obiektów, których organizacja przewidziana jest w 6-letnim planie robót wodno-melioracyjnych.

Sprawa skorygowania dawnych i opracowania nowych norm oraz typizacji w budownictwie wodnym w ogólności, a w działach związanych ściśle z utrzymaniem i rozbudową dróg wodnych w szczególności, staje się coraz bardziej aktualną i pilną. Jesteśmy świadkami wielkiego zrozumienia dla zagadnienia norm ze strony robotników przemysłu, budownictwa i rolnictwa. Żądają oni ustaleń słusznych i właściwych norm dla każdego rodzaju pracy, gdyż to zmobilizuje i należycie zorganizuje twórczy wysiłek mas pracujących przy rozbudowie gospodarczej Kraju.

Komitet Redakcyjny.

Centralna Rada Związków Zawodowych wydała szereg plakatów i tablic instrukcyjnych z zakresu bezpieczeństwa i higieny pracy. Dystrybucją plakatów zajmuje się Centrala Obrotu Księgarskiego „Dom Książki“, Dział Artykułów Piśmiennych:

- | | |
|-------------------------------------|---|
| 1. Białystok — ul. 1 Maja 24 | 8. Łódź — ul. Piotrkowska 149 |
| 2. Bydgoszcz — Zbożowy Rynek Mag. 2 | 9. Olsztyn — ul. Mazurska 7 |
| 3. Gdańsk — Plac Drzewny 3/7 | 10. Poznań Gł. — ul. Roosevelta 19 |
| 4. Kielce — ul. Sienkiewicza 65 | 11. Rzeszów — ul. 3 Maja 12 |
| 5. Katowice — ul. Warszawska 11 | 12. Szczecin (Turzyn) — Al. W. Polskiego 41 |
| 6. Kraków — ul. Wiśłana 3 | 13. Warszawa — ul. Mazowiecka 9 |
| 7. Lublin — ul. Stalingradzka 14 | 14. Wrocław — ul. Rynek 60 Mag. 4 |

DZIAŁ II – PODSTAWY PROJEKTOWANIA

EDMUND POSZWA

Uwagi na temat projektowania zaopatrzenia przemysłu w wodę

Realizacja 6-letniego Planu uzależniona jest przede wszystkim od wypełnienia programu inwestycji przemysłowych, dla których jednym z zasadniczych problemów jest zaopatrzenie w wodę.

Zaopatrzenie w wodę przemysłu jest często niedoceniane, gdyż normalnie koszty produkcji wody stanowią pewien ułamek ogólnych kosztów produkcyjnych. Niewłaściwe jednak rozwiązanie zaopatrzenia przemysłu w wodę może znacznie obniżyć rentowność jego produkcji, a nawet podważyć celowość wykonywanej inwestycji.

Projektowana w Planie 6-letnim budowa około 250 wielkich zakładów uaktualnia to zagadnienie i podkreśla duże znaczenie gospodarki wodnej w dziale zaopatrzenia tych zakładów w wodę.

Syntetyczne ujęcie całokształtu powyższego zagadnienia jest na ogół trudne, ze względu na wielką liczbę czynników mających nań wpływ, dlatego też ograniczę się w tym artykule do omówienia tylko problemów — moim zdaniem — zasadniczych i najważniejszych.

Woda w przemyśle jest używana już to jako surowiec, biorący udział w procesach technologicznych, już to w ilości dominującej, jako czynnik chłodzący itp. Znaczenie wody w przemyśle najlepiej charakteryzują wielkości zapotrzebowania. Np. dla wyprodukowania:

1 tony papieru potrzeba	1100—1500 m ³ wody
„ stali „	15— 20 „ „
„ amoniaku „	800—1250 „ „
„ sody kaust. „	250— 300 „ „
„ chlorku „	70— 90 „ „
„ wistry „	1300 „ „
„ szkła „	12— 24 „ „
„ żelatyny „	2200 „ „
„ mydła „	15— 20 „ „
„ spirytusu „	60 „ „

Dane powyższe mają znaczenie orientacyjne i są wybrane przypadkowo dla wyrobienia poglądu na rząd ilości wody używanej w przemyśle.

Ilości używanej obecnie w przemyśle wody nie zawsze mają uzasadnienie ekonomiczne, dlatego też należy prowadzić studia w celu ustalenia realnych wytycznych, które pozwolą na zlikwidowanie przerostów w niektórych zakładach. Gospodarka wodna w zakładach przemysłowych wymaga dokładnego przeanalizowania zarówno pod względem ilości, jak i jakości wody używanej. Zastosowywanie obiegów zamkniętych oraz inne sposoby, dążące do wielokrotnego wykorzystania wody, pozwalają zmniejszyć jej zapotrzebowanie, a tym samym umożliwić ekonomiczniejszą budowę urządzeń wodociagowych. Wodociągi przemysłowe budowane są na ogół z dużymi rezerwami dla zabezpieczenia się przed stratami wywołanymi przerwą w dostawie wody. Oczywiście tych strat powoduje częste ich przecenianie. Ustalenie nowych współczynników bezpieczeństwa pozwoli na równowartościowe wykonanie zabezpieczenia, tym samym zaś na uniknięcie często jednostronnej przesady.

Jakość wody ma ważne znaczenie tylko dla niektórych rodzajów zakładów przemysłowych. Ogólnie jednak można powiedzieć, że dla celów produkcyjnych przemysłu ma znaczenie przede wszystkim klarowność i twardość wody, dla celów zaś chłodniczych — temperatura. Z wyjątkiem potrzeb produkcji artykułów spożywczych, zdolność konsumcyjna wody jest dla przemysłu obojętna.

Mówiąc o źródłach poboru wody należy podkreślić, że przemysł najchętniej korzysta z wód powierzchniowych, gdyż są one stosunkowo łatwo dostępne i dają na ogół wodę miękką. Ujęcie wód gruntowych jest pożądane w wypadku małego poboru oraz w wypadku konieczności zachowania stałych temperatur wody w okresie letnim dla celów chłodniczych.

Ilościowe zapotrzebowanie wody dla celów przemysłu, ze względu na wielkość ujęć i rząd wielkości produkcji, można podzielić na 3 główne kategorie:

— najczęściej spotykaną wielkość zapotrzebowania nie sięgającą 100 l/sek.,

— wielkość poboru rzędu do 1000 l/sek, którą można uważać za typową dla większych zakładów,

— pobór wody kilku m³/sek, stosowany niemal wyłącznie dla celów chłodniczych energetyki, przemysłu hutniczego i chemicznego.

Można zauważyć, iż w wypadku wystarczających ilości wody, przy odległości ujęcia większej od 5 km, opłaca się stosować chłodnie kominowe. Czynnikiem decydującym są tu koszty tłoczenia i podnoszenia wody w chłodniach kominowych, w porównaniu z kosztami konserwacji i renowacji tychże urządzeń.

Wyłaniająca się przed nami wielkość problemu zaopatrzenia w wodę przemysłu w Planie 6-letnim wymaga planowego podejścia do gospodarki wodnej. Podstawą wszelkich rozważań jest ustalenie rozporządzalnych zasobów wody, po uwzględnieniu potrzeb rolniczych, potrzeba zaspokojenia których nie może ulegać wątpliwości.

W ten sposób obliczony bilans wodny, tak zwany surowy, pozwala na zaplanowanie wykorzystania zasobów wodnych. Tylko nadwyżka może być wykorzystana na cele produkcyjne, po uwzględnieniu i uzgodnieniu jej z potrzebami melioracyjnymi, dróg wodnych oraz zakładów o sile wodnej. Jedynym czynnikiem nie podlegającym dyskusji jest bezpośrednie zaspokojenie potrzeb człowieka. Należy przy tym wziąć pod uwagę kilkakrotny wzrost zapotrzebowania w wyniku podwyższenia stopy życiowej ludności oraz napływ ludności ze wsi do miast, który nastąpi przy wprowadzanej gospodarce kolektywnej na wsi i rozwoju przemysłu w mieście.

Problem właściwego zaplanowania gospodarki wodnej jest bardzo skomplikowany, ze względu na różnorodność czynników często wzajemnie przeciwnych. Zagadnieniem zasadniczym dla planowania gospodarki wodnej w przemyśle jest jego lokalizacja. Niecelowa koncentracja zakładów wytwórczych na terenach z natury ubogich w wodę, powstała w wyniku kapitalistycznie pojętej rentowności, zmusza obecne państwo do wykonywania ogromnych inwestycji, w celu dostarczenia wody z odległych ujęć, np. wodociąg z Gór Tarnowskich lub wodociąg

z Pilicy. Nie potrzeba uzasadniać, że ze względu na dużą ilość wody często korzystniejsze będzie lokalizowanie odbiorców w pobliżu ujęć. Wysokie wymagania niektórych konsumentów, co do jakości wody, nasuwają konieczność umieszczenia ich bliżej źródeł (nie zanieczyszczonych).

Zagadnienie poboru wody ściśle łączy się z koniecznością uwzględnienia jej zrztu. Ilość wody zużywanej bezzwrotnie przez przemysł można określić szacunkowo na 10% całości zapotrzebowania, reszta zostaje oddana. Ograniczone zasoby wodne wymagają racjonalnego, tym samym wielokrotnego, ich wykorzystania.

Szkodliwe zanieczyszczenie wody zwracanej powoduje wyłączenie jej z dalszego obiegu gospodarczego. Dla powyższego ograniczenia silny nacisk kładzie się na problem oczyszczania wód zużytych, zaś w wypadkach trudnych lokalizuje się przemysł uciążliwy jak najbliżej ujścia danego cieku do większego odbiornika. Ścisłych schematów rozwiązań ustalić nie można, jednak powinno się dążyć do dokładniejszego i bardziej usystematyzowanego rozpracowania powyższego tematu.

Należy zaznaczyć, iż przy rozwiązaniu wszystkich powyższych problemów istnieje trudność uzgodnienia poszczególnych wymagań, spowodowana nierzadko brakiem zrozumienia całości zagadnienia. Z tych powodów przemysł dąży do własnych, indywidualnych wodociągów, tym więcej, iż przy wspólnym zaopatrzeniu woda musi odpowiadać jakością potrzebom najbardziej wymagającego odbiorcy, a koszty podwyższenia jakości wody są bardzo wysokie. Należy jednak zauważyć, że przy większych odległościach ujęcia, co występuje często na terenach wodno-deficytowych, niewątpliwą wyższość ma rozwiązanie grupowe dla kilku odbiorców. Nawet przy braku wody konsumpcyjnej może okazać się korzystnym wspólne zaopatrzenie ludności i przemysłu, czego przykładem jest rozwiązanie problemu wodnego Śląsko-Dąbrowskiego. Koszty amortyzacji osobnej sieci wodociągów konsumpcyjnych mniej więcej równoważą zwiększone koszty uzdatniania całkowitej ilości wody. Przy zespołowym zaopatrzeniu w wodę ulega ponadto znacznemu zmniejszeniu rezerwa wody na pokrycie szczytów. Mając na uwadze względy ekonomiczne, można przyjąć, iż mniejsze pobory wody produkcyjnej powinny być pokrywane przez wodociągi komunalne, większe zaś wymagają każdorazowego rozpracowania pod względem źródła poboru.

Ważne zagadnienie, szczególnie dla małych jednostek wodociągowych, stanowi woda przeciwpożarowa. Wymagania przeciwpożarowe, ze względu na znaczne pobory sekundowe, często zmuszają do przeinwestowania instalacji wodociągowych. Możliwość wykorzystania do tego celu wodociągów przemysłowych przez miasta jest niewątpliwa, ze względu na znaczne ich wydajności.

Specjalnego podejścia wymaga zagadnienie wykorzystania wodociągów miejskich, jako awaryjnego zabezpieczenia dla przemysłu. Wodociągi miejskie budowane są z rezerwą przewidzianą dla pokrycia szczytowych zapotrzebowań, oraz ze względu na wzrost zapotrzebowania w okresie amortyzacji. Dlatego też powinno się je wykorzystywać jako pełne rezerwowe zaopatrzenie w wodę przemysłu, gdyż nawet w wypadku powstania szczytowego obciążenia istnieje możliwość uzyskania wody przez chwilowe ograniczenie zaopatrzenia ludności w wodę, tym więcej, że zdarzać się to może tylko sporadycznie. Pozwoli to ograniczyć inwestycje i koszty eksploatacyjne w wodociągach przemysłowych do niezbędnych rozmiarów, warunkowanych normalnym zapotrzebowaniem.

Jak wynika z powyższego omówienia, istnieje potrzeba ścisłej koordynacji zamierzeń przemysłu i gospodarki komunalnej w zakresie ich gospodarki wodnej. Koordynacja powinna być

przeprowadzana we wszystkich fazach, od projektowania do eksploatacji włącznie.

Założenia projektowe powinny już uwzględniać tę koordynację i muszą być akceptowane przez zainteresowane czynniki. Należy przy tym mieć na uwadze znaczne zwiększenie zapotrzebowania wody przez ludność a tym samym wzrost wydajności wodociągów miejskich. Dlatego też należy dążyć raczej do zespołowego rozwiązania zaopatrzenia wodnego, za wyjątkiem uzasadnionych ekonomicznie przypadków, najczęściej występujących przy bardzo dużych poborach.

Osobny problem stanowią wodociągi kolejowe. Należy przełamać tradycję ubiegłych lat i zagadnienia wodne kolei włączyć do ogólnej gospodarki. Korzyści będą niewątpliwie obustronne.

Problemy technicznego rozwiązania zaopatrzenia w wodę przemysłu można ograniczyć do omówienia ujęć wody powierzchniowej wielkości rzędu od 100 do 1000 l/sek., jako typowych dla indywidualnych wodociągów przemysłowych.

Rozwiązanie techniczne obejmuje problemy związane z:

- ujęciem wody,
- uzdatnieniem wody zależnie od potrzeb produkcyjnych,
- doprowadzeniem do miejsca zużycia,
- unieszkodliwieniem powstałych zanieczyszczeń,
- odprowadzeniem wody zużytej.

Każde z wyżej wymienionych zagadnień wymaga przeprowadzenia specjalnych studiów, polegających na zebraniu potrzebnych danych do projektowania; porównaniu różnych sposobów rozwiązania i wybraniu jednej alternatywy do definitywnego rozpracowania.

Uznając niemożliwość syntetycznego i wyczerpującego ujęcia tematu w niniejszym artykule, ograniczam się do podania uwag, naświetlających główne zagadnienia ujęcia wody i jej uzdatnienia, z punktu widzenia najistotniejszych potrzeb projektanta i wykonawcy.

Szczególnie ważne i wymagające największego wkładu pracy są studia nad ujęciem wody. Zasadniczą podstawą dla tych studiów jest bilans wodny regionu. Ujęcie wody dla przemysłu wymaga przeprowadzenia studiów, uwzględniających specyficzne potrzeby produkcji. Specjalną uwagę należy zwrócić — jak wspomniano na wstępie — na klarowność, stopień twardości oraz często na temperaturę.

Klarowność wód powierzchniowych ulega silnym wahaniom, szczególnie w okresie przyboru ilość zawieszin wzrasta gwałtownie. Dla spełnienia wymagań produkcyjnych, nie zawsze wystarcza osadnik, często musimy stosować filtry.

Stopień twardości wody, mający zasadniczo znaczenie dla większości potrzeb produkcyjnych, nie charakteryzuje w sposób dostateczny wody, gdyż nie daje obrazu własności korodujących. Problem agresywności związany jest poza twardością z odczynem, ilością dwutlenku węgla, szczególnie w postaci agresywnej oraz ilością rozpuszczonego tlenu. Ponadto wpływ mają wolne kwasy zarówno organiczne, jak i nieorganiczne. Na ogół w wypadku wód miękkich spotykamy wzmożoną korozję, w wypadku zaś wód twardych duże osady, często trudne do usunięcia.

Kwestia doboru własności wody do potrzeb produkcji wymaga dokładnego opracowania, przy jednoczesnym uwzględnieniu sposobów jej uzdatnienia (np. zawartość żelaza, manganu itp.). Nawiąsem można zauważyć, że często ekonomiczniejsze jest unieszkodliwienie zanieczyszczeń u źródła ich powstania.

Własności fizyko-chemiczne wody związane są z własnościami biologicznymi. Badania hydrobiologiczne, często lekceważone, pozwalają na ustalenie

możliwości samooczyszczania się wody, co jest szczególnie ważne w wypadku stosowania zbiorników, ze względu na zagniewanie wody. Nadmierny rozwój drobnych organizmów jak alg, okrzemek itp. może utrudnić, a nawet uniemożliwić wykorzystanie ujęcia. Studia hydrobiologiczne powinny pozwolić na przewidywanie mogących powstać trudności i opracowanie środków zaradczych. Spostrzeżenia w tej dziedzinie są niezmiernie cenne.

Osobną dziedzinę stanowią badania ilości przepływów i wysokości stanów. Tylko w niektórych wypadkach dysponujemy długoletnimi spostrzeżeniami w miejscu projektowanego ujęcia. Najczęściej musimy korzystać z danych, wymagających odpowiedniego nawiązania lub stosować obliczenia przez analogię. Oczywiście, iż ten sposób naraża nas na pewną niedokładność oceny. Dlatego też opublikowanie potrzebnych danych hydrologicznych dla całego kraju jest koniecznością. Związane jest to ściśle z badaniami klimatologicznymi. Zebrane obserwacje wymagają uporządkowania i opracowania przypuszczalnie najkorzystniej poszczególnymi dorzeczami. Powyższe pozwoliłoby na ustalenie wskaźników pozwalających na łatwe sprawdzenie wyników poszczególnych studiów.

Często zasadnicze znaczenie dla wody przemysłowej ma jej temperatura. Opracowanie i opublikowanie wytycznych wykorzystania wody, dla celów chłodnictwa w energetyce i hutnictwie, zmniejszyłoby zakres studiów nad poszczególnymi projektami. Niewielka rozbieżność warunków klimatologicznych może pozwolić na ograniczenie opracowań tylko do kilku okręgów. Konieczność zapewnienia odprowadzenia często dużych ilości ciepła, przy ograniczeniu przegrzania odbiornika maksymalnie do 35°C, wymaga ustalenia okresów występowania najwyższych temperatur wody i odpowiadających im najniższych przepływów. Ustalenie temperatur i odpowiadających wielkości przepływów pozwoli na właściwe zaprojektowanie gospodarki wodnej zakładu. Koniecznym jest ustalenie wytycznych określających wpływ parowania, konwekcji, promieniowania i insolacji na kształtowanie się temperatury wody w odbiorniku. Szczególnie dokładnie należy rozważyć temperatury skrajne — wysokie ze względu na obawę przegrzania oraz niskie ze względu na zamarzanie. Problem zalodzenia wymaga ustalenia okresów występowania zjawisk lodowych, jak śryż, lód denny i określenia grubości pokrywy lodowej.

W rozwiązaniach technicznych ujęcia należy rozróżnić ujęcie z wód płynących i ze zbiorników, z uwzględnieniem wahań poziomów zwierciadła wody. Dla ujęcia wód płynących zasadniczym problemem jest zalodzenie, szczególnie śryż i lód denny bardzo niebezpieczny, gdyż zatyka kraty i uniemożliwia pobór. Przerwy w dostawie są o tyle groźne, że mogą występować w okresie od listopada do marca, w czasie trudnym do przewidzenia. W zakładach dysponujących zrzutami wody ciepłej, problem ten jest rozwiązywany przez ogrzewanie ujęcia.

W wypadku braku wody ciepłej jedynie pewnym rozwiązaniem jest stosowanie ujęcia z zatok. Mała szybkość przepływu uniemożliwia przemrożenie wody, zaś powstała pokrywa lodowa chroni zbiornik przed zbytnim oziębieniem. Głębokości zatok muszą być ca. 3—4 m, ze względu na grubość powłoki lodowej i miejsce na osady. Zastosowanie ujęć kosзовых rozwiązuje problem osadzania rumowiska i większych zawiesin. Normalnie wystarczające jest osadzenie

piasku, na co wystarcza obniżenie szybkości przepływu poniżej 0,10 m/sek.

Dążenie do budowy dużych zatok jest ograniczone koniecznością zapewnienia częstej zmiany wody, celem utrudnienia rozwoju życia organicznego. Bardzo ciekawe są spostrzeżenia nad ujęciem wodociągów warszawskich, tym ważniejsze, że można uważać je za typowe dla całego kraju. W wodach płynących natrafiamy często na duże rozpiętości zmian stanów i przepływów. Zasadniczą sprawą jest ustalenie najniższego stanu i utrwalenie jego przy pomocy zabudowy dna.

W wypadku ujęcia wody z odpowiednio dużego zbiornika, powyższe problemy ograniczają się do ujęcia z odpowiedniej głębokości. Ze względu na bardzo wielką różnorodność czynników, mających wpływ na właściwe rozwiązanie, należałoby rozpracować kilka poważniejszych istniejących ujęć, ze szczególnym uwzględnieniem danych uzyskanych z ich eksploatacji.

Uwzględnienie wahań poziomów wody ściśle wiąże się z konstrukcją pomp. Należy dążyć do umieszczenia silników ponad poziomem zalewanym, zaś pompy wirowe najlepiej pracują będąc stale zalane. Biorąc pod uwagę plany przemysłu produkującego pompy, należy zalecić dla mniejszych poborów wody do rzędu 1 m³/sek. — pompy poziome z dodatkową pompą zasysającą, zaś dla większych poborów — specjalne pompy pionowe stale zalane. Powyższe zagadnienie wymaga specjalnego naświetlenia na tle możliwości produkcyjnych naszego przemysłu, z uwzględnieniem rozwiązań typowych. Potrzebne jest tu podanie danych charakterystycznych dla ustalenia typów pomp produkowanych na skład. Powinno to być uzgodnione nie tyle z możliwościami produkcyjnymi, co z potrzebami użytkowników.

Bardzo ważny problem stanowi automatyzacja urządzeń pompowych. Prace w tej dziedzinie powinny pozwolić na nastawienie naszego przemysłu na produkcję odpowiednich urządzeń.

Osobne zagadnienie stanowi woda chłodnicza dla elektrowni, gdzie zużywane są duże ilości wody przy małej wysokości tłoczenia.

Sprawa rurociągów tłocznych wymaga rozwiązania problemu żeliwa, stali i innych materiałów konstrukcyjnych, których produkcja powinna być uzgodniona z możliwościami produkcyjnymi przemysłu hutniczego. Nie ulega wątpliwości, iż rurociągi stalowe są łatwiejsze w montażu oraz pewniejsze w działaniu, natomiast łatwiej podlegają korozji.

Specjalny problem stanowi armatura dla dużych średnic. Ustalenie typów oraz urządzeń otwierających jest konieczne, ze względu na wielką różnorodność armatur obecnie stosowanych.

Problem oczyszczania wody wymaga również opracowania typów tego rodzaju urządzeń. Ściśle z tym jest związane oczyszczanie ścieków. Stosowanie znormalizowanych urządzeń pozwoliłoby na ograniczenie prac projektowych i ułatwiłoby prace wykonawcze. Musi to być poprzedzone studiami opartymi na analizie istniejących urządzeń.

Racjonalizacja w tak rozległej dziedzinie, do niedawna zupełnie niedocenianej poza doraźnymi wypadkami, jest koniecznością, ze względu na rozbudowę programu zaopatrzenia wodnego ok. siedmiokrotnie większego w stosunku do lat przedwojennych, przy zmniejszonej ilości fachowców. Dlatego też ustalenie wytycznych, będących podstawą do normalizacji poszczególnych zagadnień jest sprawą palącą.

Technika w pierwszych szeregach

bojowników o Pokój!

KAZIMIERZ CHOMICZ

O najwyższych opadach krótkotrwałych i dobowych w Polsce

Artykuł stanowi streszczenie obszernej pracy Autora wykonanej w Państwowym Instytucie Hydrologiczno-Meteorologicznym.

Opierając się na obserwacjach z lat 1858—1941, opracował Autor własną metodę klasyfikacji deszczów nawalnych, najważniejszą w naszych warunkach klimatycznych. Właściwe ujęcie zagadnienia deszczów nawalnych pozwoli racjonalnie projektować wszelkie budowle i obiekty hydrotechniczne.

Wszystkich, którzy chcieliby się bliżej zapoznać z metodą, odsyłamy do pracy Autora, drukowanej obecnie w PIHM.

Zagadnienie najwyższych opadów, jakich można oczekiwać w pewnej miejscowości dla określonego czasu ich trwania, ma doniosłe znaczenie nie tylko z punktu widzenia naukowego, ale i ściśle praktycznego. Szereg problemów z dziedziny hydrotechnicznej, jak wyznaczanie światła mostów i przepustów, projektowanie wałów ochronnych i bulwarów, budowa zapór wodnych i zbiorników, obliczanie sieci kanalizacyjnej miast itp. wymaga ścisłych danych odnośnie tego zagadnienia. Bez dokładnej znajomości zależności pomiędzy czasem trwania opadu a jego wysokością, wszelkie projekty budowli wodnych byłyby pozbawione realnych podstaw, a same budowle, wykonane niewłaściwie, mogłyby być powodem nieobliczalnych strat i zniszczeń. Szczególnie doniosłą rolę grają wielkie opady krótkotrwałe w małych dorzeczach, gdzie fala wezbraniowa potoku osiąga swoją maksymalną wysokość przy czasie trwania opadu równym czasowi spływu od najodleglejszego zakątka zlewni do ujścia (w dorzeczach większych, ponad około 100 km², maksimum fali jest przeważnie następstwem deszczów długotrwałych lub też wiosennego tajania śniegu). Również w rolnictwie nie jest rzeczą obojętną, czy deszcz określonej wysokości spadnie w ciągu krótkiego czy też dłuższego okresu czasu, gdyż opady gwałtowne są albo mało użyteczne, albo wprost szkodliwe.

Wychodząc z potrzeb życia praktycznego, zagadnieniu deszczów gwałtownych poświęcono wiele czasu i miejsca w publikacjach naukowo-technicznych za granicą. W Polsce ukazały się tylko nieliczne przyczynki, które naświetlają zagadnienie w sposób fragmentaryczny lub niewłaściwy. Na usprawiedliwienie należy stwierdzić, że deszcze charakteru nawalnego są rzadkie i występują na bardzo nieznacznych obszarach. Stąd wszelkie badania muszą być oparte na dużej liczbie punktów obserwacyjnych i długim okresie spostrzeżeń, co w naszych warunkach nie jest łatwe, tym bardziej, że samo zjawisko trwa krótko i pojawia się niespodziewanie, trudne jest więc do uchwycenia przez obserwatora stacji opadowej, nastawionego na pomiary jednorazowe w ciągu doby. Dużym ułatwieniem w rozwiązaniu zagadnienia jest spostrzeżenie, że deszcze nawalne mają przebieg podobny na znacznych obszarach i że wskutek tego dane obserwacyjne z całego obszaru mogą być odniesione do poszczególnego punktu na tym obszarze położonym. Jeżeli się zważy, że w okresie 1837—1925, a więc za blisko 90 lat, zanotowano w Warszawie zaledwie 7 deszczów typu nawalnego, to przyjęte zasady pozwalającej na dopełnianie danych jednej stacji danymi ze stacji okolicznych okaże się warunkiem, bez którego rozwiązanie zagadnienia byłoby w ogóle niemożliwością.

Na podstawie wieloletnich obserwacji w różnych krajach stwierdzono, że natężenie opadów maleje ze wzrostem czasu ich trwania, przy czym ubytek ten odznacza

się niezwykle regularnością. Wychodząc z tego założenia, ustalił Hellmann następujące natężenia, jako minimum, dla deszczów z kategorii silnych ulew:

Czas trwania w min.	natężenie w mm/min.
1 — 5	1,00
6 — 15	0,80
16 — 30	0,60
31 — 45	0,50
46 — 60	0,40
61 — 120	0,30
121 — 180	0,20
> 180	0,15

Przyjmując powyższe normy, wydzielił Hellmann dla okresu kilkunastu lat deszcze w ogólnej liczbie 1739 i naniósł je na wykres o współrzędnych t (czas trwania opadu w minutach) i h (wysokość opadu w milimetrach). Kreśląc linię łączącą średnie wysokości opadów odpowiadające danemu czasowi trwania, otrzymał krzywą, której równanie przedstawił w formie $h = 3 \cdot 522 t^{-0,311}$.

Prof. Różański, zakładając normy dwukrotnie większe, odpowiadające kategorii deszczów nawalnych:

Czas trwania w min.	natężenie w mm/min.
1 — 5	2,00
6 — 15	1,60
16 — 30	1,20
31 — 45	1,00
46 — 60	0,80
61 — 120	0,60
121 — 180	0,45
> 180	0,30

i przyjmując istnienie tej samej funkcjonalnej zależności dla Polski, co i dla Niemiec,

$$h = at - bt^{2/3}$$

wyznaczył metodą najmniejszych kwadratów współczynniki a i b dla różnych dzielnic Polski. Odpowiednie wzory zamieszczono w poniższej tabelce.

Związek pomiędzy czasem trwania opadu i jego wysokością dla różnych dzielnic Polski.

Dzielnica	Wzór	Okres	Liczba lat	Liczba obserwacji
Pomorze Zach. i Poznańskie	$h = 5,576 t^{2/3} - 0,400 t$	1890 — 1909	20	16
Poj. Mazurskie	$h = 5,640 t^{2/3} - 0,512 t$	1880 — 1908	20	20
Śląsk	$h = 4,829 t^{2/3} - 0,187 t$	1888 — 1897	10	8
Małopolska	$h = 5,143 t^{2/3} - 0,365 t$	1901 — 1910	10	9 ¹⁾

¹⁾ Z ogólnej liczby 14 obserwacji, 5 obserwacji, zbyt odbiegających od pozostałych, odrzucono.

Odnosnie wzorów prof. Rożańskiego należy stwierdzić, że zarówno liczba lat wziętych za podstawę opracowania, jak i liczba obserwacji są bezwarunkowo niewystarczające. Otrzymało się w ten sposób obraz, który nie odpowiada przebiegowi zjawiska w naturze. Jeżeli się weźmie pod uwagę, że w okresie 1858 — 1941 zanotowano na obszarze Polski ogółem 357 wypadków deszczu nawalnego, w tym poszczególne dzielnice wykazały:

Pomorze Zachodnie	57 deszczów
Pojezierze Mazurskie	65 „
Polska Środkowa	25 „
Poznańskie	32 „
Śląsk	142 „
Małopolska	36 „

to niedostateczność danych obserwacji prof. Rożańskiego staje się oczywista. Najpoważniejsze zastrzeżenia budzi jednak sama metoda wykreślania krzywych dla punktów o tak znacznym rozrzucie, jak deszcze nawalne w Polsce. Wystarczy stwierdzić, że np. dla czasu trwania 1 godz. 15 min. opady najniższy i najwyższy, z kategorii deszczów nawalnych na Śląsku, wynoszą 176,1 mm oraz 54,5 mm, a więc mają się jak 3,24 do 1. Stawia to pod znakiem zapytania celowość wyznaczenia średnich opadów, odpowiadających danemu odcinkowi czasu oraz możliwość wyznaczania metodą najmniejszych kwadratów krzywej dla punktów, które na podstawie kryterium dla deszczów nawalnych nie układają się bynajmniej wzdłuż linii typu $h = at - bt^{3/2}$. Słuszność powyższego potwierdza również i prof. Rożański, skoro z 14 wypadków deszczu nawalnego w Małopolsce uważał za wskazane uwzględnić tylko 9, odrzucając 5, jako znacznie odbiegające od innych.

Wykazując nieprzydatność krzywych Rożańskiego dla charakterystyki deszczów nawalnych w Polsce, trzeba tym samym podać ich metodę opracowania i klasyfikowania na podstawie innych kryteriów. Zastanawiając się nad wyborem skali, należy słów kilka poświęcić skalom stosowanym w państwach ościennych, na podstawie których opracowana została znaczna część materiałów obserwacyjnych polskich i które z tego względu powinny być brane przede wszystkim pod uwagę.

Największa liczba deszczów w Polsce opracowana została na podstawie skali Hellmana, z którą zapoznaliśmy się podając jej normy dla silnych ulew i deszczów nawalnych.

Skala Hellmana została przy opracowaniu danych pruskich w 1914 r. zastąpiona skalą Kassnera, a następnie (po dłuższej przerwie w publikowaniu spostrzeżeń deszczów nawalnych i ulewnych) od 1927 r. skalą Wussowa. Skala Wussowa jest krzywą eliptyczną, której oś wielka = 24 godz., zaś oś mała = 60 mm. Wysokość opadu oblicza się zatem wg wzoru:

$$h = \sqrt{5t - \left(\frac{t}{24}\right)^2}$$

Skala Wussowa w formie uproszczonej stosowana jest w Czechosłowacji, gdzie jako minimum deszczów tzw. katastrofalnych przyjmuje się wysokości opadu odpowiadające wzorowi

$$h = 2 \sqrt{5t}$$

Trzecią skalą, podlegającą rozważaniu, jest skala Berga, stosowana w ZSRR. Skala ta pochodzi z początków wieku XX i punktem wyjścia przy jej konstruowaniu była stosowana w swoim czasie na obszarze Rosji skala Hellmana. Skalę tę uznać można za najodpowiedniejszą, aczkolwiek wzrost wysokości opadów jest w niej trochę za szybki. Zasadniczą wadą skali Berga jest brak oparcia jej o wzór analityczny.

Poddawszy analizie skalę służącą do opracowania opadów o dużym natężeniu w państwach ościennych, nie można było zatrzymać się na żadnej z nich. Również skala angielska z lat 1908 i 1915, jako nie oparta na wzorze matematycznym, nie mogła być wzięta za podstawę opracowania ulew i deszczów nawalnych w Polsce. W tym celu skonstruowano skalę nową, stanowiącą pęk parabol wychodzących z początku układu współrzędnych i spełniających równanie

$$u_k = 2^{k/2} t^{1/2}$$

gdzie u_k — wysokość opadu w milimetrach,

t — czas trwania — w minutach,

$k = 0, 1, 2, 3, \dots$

Nie wdając się w bliższe uzasadnienie proponowanej skali, wypada jedynie stwierdzić, że jest to skala wielostopniowa, pozwalająca na klasyfikowanie opadów bez jakiegokolwiek ograniczenia co do ich natężeń lub czasów trwania.

Podstawiając na k odpowiednio 0, 1, 2, ..., otrzymamy

$$u_0 = \sqrt{t} = t^{1/2}$$

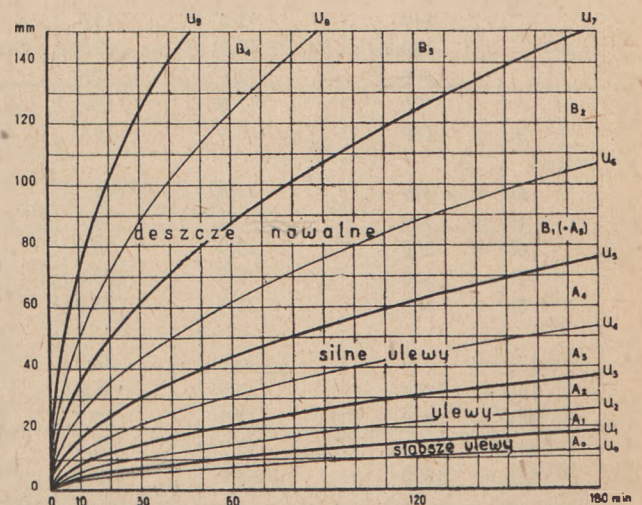
$$u_1 = \sqrt{2t} = 1,41 t^{1/2}$$

$$u_2 = \sqrt{4t} = 2 t^{1/2}$$

$$u_3 = \sqrt{8t} = 2,83 t^{1/2}$$

Jak łatwo zauważyć $u_{k+1} = 2 u_k - 1$, mając więc normy dwóch pierwszych kategorii opadu, możemy przez zwykłe podwajanie tych norm otrzymywać normy wyższe.

Oznaczając wycinki położone pomiędzy u_0 i u_1 , u_1 i u_2 , u_2 i u_3 itd. przez A_0 , A_1 , A_2 , A_3 , A_4 , A_5 ($= B_1$), A_6



Rys. 1.

(= B₂) itd., — ustalamy następujące nazwy dla opadów zawartych w tych wycinkach:

pole A₀ — odpowiada kategorii słabych ulew,
pola A₁, A₂, A₃, A₄ — odpowiadają deszczom ulewnym pierwszego, drugiego, trzeciego i czwartego stopnia,
pola B₁, B₂, B₃, B₄ — odpowiadają deszczom nawalnym stopnia pierwszego, drugiego itd.

Wykres na rys. 1 obrazuje przebieg krzywych u₀, u₁, u₂ oraz rozmieszczenie pól będących podstawą klasyfikacji opadów o dużym natężeniu.

Przy opracowaniu klasyfikacji opadów dobrze jest posługiwać się tablicą norm, co znakomicie ułatwia pracę. Tablicę taką w skrócie podajemy poniżej.

Najdawniejsze zapiski dotyczące ulew i deszczów nawalnych w Polsce odnoszą się do Warszawy i pochodzą z 1837 r. Systematyczne obserwacje datują się jednak dopiero od momentu wprowadzenia deszczomierzy samopiszących i pochodzą z końca ubiegłego i początku bieżącego stulecia (w b. zaborze pruskim od 1891 r., w b. zaborze austriackim od 1898 r., w b. zaborze rosyjskim od 1903 r.). Niestety obserwacje nie były prowadzone w sposób ciągły i wykazują liczne przerwy, tak że materiał jest bardzo niejednorodny i ściśle biorąc nieporównywalny (ani w czasie ani w przestrzeni). Ogólny obraz możemy jednak uzyskać, rozważając nie pojedyncze punkty obserwacyjne ale poszczególne obszary: Pojezierze

Tablica norm opadowych dla deszczów ulewnych i nawalnych

Czas trwania	słabsze ulewy	ulewy 1	ulewy 2	ulewy 3	ulewy 4	deszcze nawalne 1	deszcze nawalne 2
min	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
1	1,0	1,4	2,0	2,8	4,0	5,7	8,0
5	2,2	3,2	4,5	6,3	8,9	12,6	17,9
10	3,2	4,5	6,3	8,9	12,6	17,9	25,3
15	3,9	5,5	7,7	11,0	15,5	21,9	31,0
20	4,5	6,3	8,9	12,6	17,9	25,3	35,8
25	5,0	7,1	10,0	14,1	20,0	28,3	40,0
30	5,5	7,7	11,0	15,5	21,9	31,0	43,8
35	5,9	8,4	11,8	16,7	23,7	33,5	47,3
40	6,3	8,9	12,6	17,9	25,3	35,8	50,6
45	6,7	9,5	13,4	19,0	26,8	37,9	53,7
50	7,1	10,0	14,1	20,0	28,3	40,0	56,6
55	7,4	10,5	14,8	21,0	29,7	42,0	59,3
1h = 60	7,7	11,0	15,5	21,9	31,0	43,8	62,0
70	8,4	11,8	16,7	23,7	33,5	47,3	66,9
80	8,9	12,6	17,9	25,3	35,8	50,6	71,6
90	9,5	13,4	19,0	26,8	37,9	53,7	75,9
100	10,0	14,1	20,0	28,3	40,0	56,6	80,0
110	10,5	14,8	21,0	29,7	42,0	59,3	83,9
2h = 120	11,0	15,5	21,9	31,0	43,8	62,0	87,6
130	11,4	16,1	22,8	32,2	45,6	64,5	91,2
140	11,8	16,7	23,7	33,5	47,3	66,9	94,7
150	12,2	17,3	24,5	34,6	49,0	69,3	98,0
160	12,6	17,9	25,3	35,8	50,6	71,6	101,2
170	13,0	18,4	26,1	36,9	52,2	73,8	104,3
3h = 180	13,4	19,0	26,8	37,9	53,7	75,9	107,3
4h = 240	15,5	21,9	31,0	43,8	62,0	87,6	123,9
5h = 300	17,3	24,5	34,6	49,0	69,3	98,0	138,6
6h = 360	19,0	26,8	37,9	53,7	75,9	107,3	151,8
7h = 420	20,5	29,0	41,0	58,0	82,0	115,9	164,0
8h = 480	21,9	31,0	43,8	62,0	87,6	123,9	175,3
12h = 720	26,8	37,9	53,7	75,9	107,3	151,8	214,7
18h = 1080	32,9	46,5	65,7	93,0	131,5	185,9	262,9
24h = 1440	37,9	53,7	75,9	107,3	151,8	214,7	303,6
48h = 2880	53,7	75,9	107,3	151,8	214,7	303,6	429,3
72h = 4320	65,7	93,0	131,5	185,9	262,9	371,8	525,8

Mazurskie, Pomorze Zachodnie, Wielkopolska, Polska Środkowa, Małopolska i Śląsk. Liczba znajdujących się na tym obszarze stacji oraz zarejestrowanych wypadków deszczu nawałnego w okresie 1858 — 1941 jest następująca:

Liczba stacji obserwacyjnych i zarejestrowanych deszczów nawałnych w okresie 1858 — 1941

Dzielnica	Liczba stacji I	Liczba deszczów nawałnych L	Stosunek L : I
Pojezierze Maz.	47	65	1,38
Pomorze Zach.	48	57	1,19
Wielkopolska	26	32	1,29
Polska Środk.	16	25	1,56
Małopolska	26	36	1,38
Śląsk	98	142	1,45
Razem	261	357	1,37

Ogółem było więc 357 wypadków deszczu nawałnego, zaobserwowanych przez 261 stacji. Liczbą deszczów przy-

padająca na jedną stację jest niewielka (od 1,19 do 1,56) i świadczy o rzadkości zjawiska. Wyciąganie wniosków co do częstotliwości deszczów nawałnych w poszczególnych dzielnicach na podstawie stosunków L : I musi być jednak robione z wielką ostrożnością, gdyż okresy obserwacji są bardzo różne i wahają się w granicach od kilku do kilkudziesięciu lat (najdłuższy okres był w Warszawie, w Polsce Środkowej mamy też maksimum stosunku L : I). Na podstawie częstotliwości deszczów na poszczególnych stacjach, można jednak stwierdzić, że Śląsk, Pojezierze Mazurskie i Wyżyna Lubelska z Rostoczem wykazują największą skłonność do występowania deszczów o niezwykle nasileniu.

Charakterystykę przebiegu deszczów nawałnych w Polsce dają nam tablice częstotliwości różnych stopni wydajności i czasów trwania opadu w poszczególnych dzielnicach.

Jak widzimy, występują na terenie Polski deszcze nawałne do czwartego stopnia włącznie, jednak 95,7% wszystkich deszczów przypada na deszcze o wydajności B₁ i B₂. Deszcze stopnia czwartego są niezwykle rzadkością i w okresie 1858 — 1941 wystąpiły tylko na zachodzie Polski w dniu 23. VII. 1914 (Walentynowo w Wielkopolsce i Sławniowice na Śląsku). Procentowe stosunki deszczów różnej wydajności są na obszarze poszczególnych dzielnic dość zbliżone.

Częstotliwość deszczów nawałnych w zależności od ich czasów trwania podana została dla 8 przedziałów czasowych.

Częstotliwość różnych stopni wydajności deszczu nawałnego w Polsce w latach 1858 — 1941

Dzielnica	Wydajność				Razem
	B ₁	B ₂	B ₃	B ₄	
Pojezierze Mazurskie	48	14	3	—	65
Pomorze Zachodnie	43	13	1	—	57
Poznańskie	23	7	1	1	32
Polska Środkowa	19	5	1	—	25
Małopolska	29	5	2	—	36
Śląsk	109	26	6	1	172
Razem	270	70	14	2	357
%	75,5	19,9	4,0	0,6	100

Częstotliwość deszczów nawałnych pod względem ich czasów trwania na obszarze Polski w okresie 1858 — 1941

Dzielnica	c z a s t r w a n i a								Razem
	min. 1 — 15	min. 16 — 30	min. 31 — 60	min. 61 — 180	min. 180 — 360	min. 360 — 540	9 h < t < 24 h	t ≥ 24 h	
Pojezierze Mazurskie	15	17	14	15	2	1	—	—	64
Pomorze Zachodnie	12	17	13	10	4	—	—	—	56
Wielkopolska	9	7	10	4	1	—	—	—	31
Polska Środkowa	8	7	8	1	—	1	—	—	25
Małopolska	9	13	6	1	2	1	—	4	36
Śląsk	27	35	36	35	2	—	—	5	140
Razem	80	96	87	66	11	3	—	9	352
%	22,7	27,3	24,7	18,7	3,1	0,9	—	2,6	100

Z zestawienia wynika, że 93,4% deszczów nawaalnych stanowią deszcze o czasie trwania do 3 godzin oraz, że częstotliwość deszczów w przedziałach od 1 do 15 min., od 16 do 30 min., od 31 do 60 min. i powyżej 1 godziny jest prawie jednakowa. Opady nawałne o charakterze długotrwałym są w Polsce wielką rzadkością. W terenie nizinnym (400 — 500 mm opadu) najwyższy czas trwania opadu nie przekracza $8\frac{1}{2}$ godziny, w terenie górskim opady nawałne osiągają czasy trwania wynoszące 1—2 a nawet 3 doby (Hala Gąsienicowa i Witów w dniach od 16 do 18 lipca 1934 r.).

Po scharakteryzowaniu przebiegu deszczów nawaalnych pod względem częstotliwości czasów trwania i wydajności, należy jeszcze omówić okresy najczęstszego występowania tych deszczów w ciągu roku i w ciągu pojedynczej doby. Możemy przewidywać, że częstotliwość ta będzie stała w prostym stosunku do temperatury powietrza, warunkującej procesy wzmożonego parowania. Zgodnie z tymi przewidywaniami, możemy stwierdzić, że najwcześniej pojawiają się deszcze nawałne na Śląsku (początek kwietnia) i najpóźniej tam znikają (koniec września). Na pozostałym obszarze Polski nie ma większych rozbieżności w terminach pierwszego i ostatniego deszczu nawałnego; wszędzie występują one w okresie od początków maja do połowy września. Częstotliwość deszczów w poszczególnych miesiącach, w zestawieniu z odpowiednimi danymi dla Niemiec, otrzymanymi na podstawie 341 obserwacji, podaje następująca tablica:

Miesiące	IV	V	VI	VII	VIII	IX
Polska	0,3	14,5	31,3	33,8	17,3	3,4
Niemcy	0,9	10,8	26,1	36,4	23,2	2,6

Nadwyżka procentowa miesiąca czerwca w stosunku do Niemiec może być miarą wzrostu kontynentalizmu klimatu, postępującego ku wschodowi.

Częstotliwość występowania deszczów nawaalnych w poszczególnych godzinach doby ilustruje nam, z braku bezpośrednich danych, tablica procentowej częstotliwości najwyższych sum godzinnych opadu, przy czym tablica ta obejmuje wyłącznie godziny popołudniowe, w których te maksima występują.

Ponieważ maksima wartości godzinowych opadu są przede wszystkim skutkiem gwałtownych ulew, przeto z dużym prawdopodobieństwem możemy przyjąć, że godzinami najczęstszego pojawiania się deszczów nawaalnych są godziny od 13 do 18. Występowanie maksimów godzinnych w późnych godzinach wieczornych ma miejsce wyłącznie w okolicach górskich (Śnieżka).

Omówiwszy w ogólnych zarysach przebieg deszczów nawaalnych, przytaczamy tablicę 81 najsilniejszych deszczów nawaalnych (II, III i IV stopnia), jakie w okresie 1858 — 1941 wystąpiły (w tym 1 wypadek deszczu długotrwałego, nie wchodzący do liczby 357 deszczów nawaalnych I — IV stopnia).

Procentowa częstotliwość występowania najwyższych sum godzinowych opadu w ciągu doby

Godziny	12—13	13—14	14—15	15—16	16—17	17—18	18—19	19—20	20—21	21—22	22—23	23—24
Stacje nizinne	—	12	25	19	25	19	—	—	—	—	—	—
Stacje górskie	—	—	—	—	—	—	—	25	25	25	25	—

Najsilniejsze deszcze nawałne na obszarze Polski i pogranicza w okresie 1858 — 1941

Data	Stacja	Współrzędne geograficzne		Wysokość nad p.m.	Czas trwania godz.-min	Wydajność		
		φ	λ			B_2	B_3	B_4

Pojezierze Mazurskie

1895	4.8	Nawady	53 43	21 20	150	5	23,0	
1898	13.9	Radziejmy	54 19	22 4	140	6	19,6	
1891	30.6	Koźuchy	53 36	22 8	163	24	50,2	
1903	13.7	Elk	53 49	22 21	128	30	45,2	
1913	16.8	Cepno	53 19	18 32	80	30	45,5	
1908	24.7	Olszewo	53 22	19 55	160	30	50,1	
1905	25.6	Szeroki Bór	53 37	21 39	125	30	56,4	
1896	25.7	Bynowo	53 46	19 47	120	30		65,0
1898	19.5	Maruny	53 51	20 39	143	30		81,2
1912	27.6	Olszewo	53 22	19 55	160	35	54,0	
1910	17.5	Binnenwalde	54 22	22 36	155	40	59,6	
1903	3.6	Szczytno	53 34	21 0	146	45	56,2	
1912	8.6	Jaśkowo			105	45		83,0
1898	19.5	Olsztyn	53 47	20 29	128	60	64,5	
1912	9.6	Margrabowa	54 2	22 30	162	1 10	70,0	
1910	13.7	Kraszewo	54 5	20 33	125	1 15	69,4	
1906	12.5	Truntlack	54 21	21 36	63	1 20	100,5	

D a t a		S t a c j a	Współrzędne geograficzne		Wysokość nad p.m.	Czas trwania godz.min.	W y d a j n o ś ć		
			φ	λ			B ₂	B ₃	B ₄
Małopolska									
1912	12.6	Przemysław.	49 47	22 48	201	5	20,2		
1902	28.7	Zazadnia	49 18	20 5	915	7	23,0		
1906	18.6	Przemysław.	49 47	22 48	201	21		60,0	
1929	9.8	Jugielnica	48 56	25 45	310	31	45,1		
1937	13.6	Rozłucz	48 14	22 56	550	35		69,7	
1898	3.6	Rozdzielc	49 47	20 27	535	1 30	88,0		
1927	30.8	Połonina Poż.	48 9	24 33	1406	3 10	110,6		
Śląsk									
1914	12.6	Nowy Bieruń	50 6	19 11	240	5		25,3	
1896	12.6	Kopaniec	50 54	15 33	495	10		47,8	
1899	25.7	Opole	50 40	17 55	175	12	30,5		
1901	13.8	Żary	51 38	15 9	145	15	32,7		
1909	24.5	Wronów	50 47	17 40	144	15	32,9		
1903	13.7	Ławszowa	51 24	15 25	150	15	36,0		
1875	30.5	Góra	51 40	16 33	87	15	38,8		
1895	13.6	Trzebnica	51 19	17 4	185	15	40,5		
1903	12.6	Brada	50 9	18 51	348	20	36,2		
1898	22.5	Proboszczów	51 4	15 48	265	20	38,5		
1898	20.5	Orzesze	50 9	18 47	298	20	42,4		
1906	30.6	Gnojna	50 43	17 18	185	21	48,2		
1899	17.8	Popielów	50 3	18 31	265	23	46,7		
1889	15.5	Legnica	51 13	16 10	128	30	48,9		
1905	23.7	Brada	50 9	18 51	348	30	50,0		
1903	20.7	Opole	50 40	17 55	175	30	50,3		
1907	6.7	Pogorzała	50 48	16 22	260	30	52,6		
1928	10.9	Śnieżka	50 44	15 44	1603	30		62,3	
1910	15.6	Kąty Wrocław	51 2	16 46	130	45	59,5		
1897	16.8	Bardo	50 30	16 45	274	45		98,0	
1896	12.6	Lubomierz	51 1	15 31	370	60	69,3		
1913	3.7	Rybnik	50 6	18 33	240	60	70,3		
1912	25.6	Schwerta	50 59	15 18	350	60	71,5		
1914	23.7	Giełczyce	50 34	17 26	169	60		120,0	
1912	2.8	Raciborowice	51 11	15 42	220	1 15	70,6		
1914	23.7	Ślawniowice	50 20	17 16	300	1 15			176,1
1858	6.8	Wrocław	51 7	17 2	119	1 30	95,0		
1910	16.6	Oleśno	50 53	18 26	240	1 50	108,2		
1899	18.7	Tworóg	50 32	18 43	251	2	106,0		
1895	21.6	Bobrowice	51 57	16 6	61	2		128,5	
1882	24.7	Bytom	50 21	18 55	286	3	109,6		
1895	21.6	Trzebiel	50 38	14 49	135	3 30	142,6		
1897	29.7	Neuwiese ²⁾	50 49	15 9	780	24	345,0		
Wielkopolska									
1908	21.7	Pławce	52 18	17 17	104	13	33,9		
1897	18.5	Tumidaj	51 58	17 31	128	15	39,3		
1897	20.5	Tumidaj	51 58	17 31	128	15	39,4		
1912	10.6	Inowrocław	52 48	18 16	100	15		45,0	
1905	19.5	Klecko	52 38	17 26	105	20	39,9		
1906	20.5	Policko	52 28	15 42	55	30	60,9		
1914	23.7	Walentynowo	52 46	18 37	95	30			90,7
1902	1.7	Janowiec	52 45	17 29	96	40	56,3		
1909	1.7	Tuczno	52 52	18 8	85	4	134,0		

²⁾ Stacja w dorzeczu górnej Łaby, w górach Izerskich, na terytorium Czechosłowacji (deszcz nie wchodzi do liczby 357 wypadków, o których była mowa wyżej).

Data		S t a c j a	Współrzędne geograficzne		Wysokość nad p. m.	Czas trwania godz. min.	W y d a j n o ś ć		
			φ	λ			B_2	B_3	B_4
Pomorze Zachodnie									
1911	15.8	Polanów	54 7	16 41	75	7	22,4		
1912	13.6	Sępólno	53 27	17 32	120	10	30,2		
1900	3.7	Zwierzyniec	53 43	18 4	118	12	34,0		
1891	16.7	Pniewo	53 54	15 26	37	15	32,0		
1912	26.6	Będlino	53 27	16 10	145	25	47,7		
1896	25.7	Tczew	54 5	18 48	25	30	44,0		
1907	2.7	Wierzbno	53 14	14 55	18	30	44,9		
1898	22.5	Połom	53 48	18 20	100	45	71,7		
1927	15.7	Piaszczyzna	54 1	17 11	185	54	68,0		
1910	16.6	Kielpin	53 38	17 52	146	60	65,0		
1903	2.6	Kielpin	53 38	17 52	146	60	68,2		
1896	2.8	Barlinek	53 0	15 13	60	60	68,3		
1896	30.7	Schönthal	53 22	16 37	90	1 30	81,0		
1896	1.8	Zwierzyniec	53 43	18 4	118	1 40		134,0	

Polska Środkowa

1935 22.6	Legionowo	52 25	20 58	94	1	8,1		
1916 17.8	Warszawa	52 13	21 2	121	13	30,8		
1918 5.7	Warszawa	52 13	21 2	121	14	32,8		
1928 23.5	Wiśniowiec	49 54	25 45	368	43	64,0		
1861 7.7	Warszawa	52 13	21 2	121	60	64,1		
1941 19.5	Sienno ³⁾	51 5	21 29	190	6 45	(210)		

Deszcze nawalne długotrwałe (doba i więcej) osiągają w Polsce wydajność B_1 i występują wyłącznie na terenach górskich i podgórskich (powyżej około 500 metrów).

W okresie 1858—1941 deszcz nawalny dobowy wystąpił w Świeradowie i na trzech stacjach w Karkonoszach.⁴⁾ Odpowiednie wysokości opadowe wyniosły wówczas:

Data		Stacja	φ	λ	H	Czas trwania	Wysokość
1888	2.8	Świeradów	50° 55'	15° 21'	470m	1 doba	215 mm
1897	29.7	Wang	50 47	15 43	873	1 „	219,8 „
„	„	Schr. ks. Henryka	50 45	15 41	1410	1 „	224,5 „
„	„	Śnieżka	50 44	15 44	1603	1 „	239,3 „
1909	1.7	Śnieżne Jamy	50 47	15 35	1490	1 „	219,7 „

Deszcze nawalne 2 i 3 dobowe wystąpiły w Beskidzie Środkowym i w Tatrach w połowie lipca 1934 roku na 4

stacjach. Wysokości opadu, jakie wówczas wystąpiły, zestawiono poniżej:

Stacja	φ	λ	H	1 doba (16,7)	2 doby (16+17,7)	3 doby (16+17+18,7)
Kołówka	49° 42'	20° 10'	683m	(202,7)	306,5	(343,1)
Zalesie	49 38	20 21	631	223,4	316,8	(337,2)
Witów	49 21	19 50	795	285,0	363,9	382,8
Hala Gąsienicowa	49 15	20 1	1520	255,2	392,5	422,4

U w a g a. W nawiasach podano wysokości opadu, które nie osiągnęły norm deszczów nawalnych.

³⁾ Deszcz nawalny wystąpił w dwóch fazach: pierwsza od 15²⁰ do 15⁴⁵, druga od 18 do 21, pomiędzy którymi był okres 2¹⁵ godz. przerwy. Wysokości opadowe w poszczególnych fazach nie były pomierzone. Według zgodnej opinii mieszkańców najgwałtowniejszy przebieg miał deszcz w pierwszej fazie.

⁴⁾ Deszcz nawalny wystąpił w dniu 29. 7. 1897 również i na pogranicznych stacjach czeskosłowackich: Riesenrain — 266 mm, Wilhelmhöhe — 300 mm, Neuwiese — 345 mm.

Na zakończenie warto jest przytoczyć największe wysokości opadów, jakich możemy w Polsce oczekiwać dla

określonych czasów trwania deszczu

Wysokość opadu mm	Czas trwania	Stacja
0 — 10	1 min	Legionowo
10 — 20	3 „	Świeradów
20 — 30	5 „	Nowy Bieruń
30 — 50	10 „	Kopaniec
50 — 75	21 „	Przemysław
75 — 100	30—45 „	Walentynowo-Barda
100 — 125	60 „	Giełczyce
125 — 150	1 godz. 40 min.	Zwierzyniec
150 — 200	1 g. 15m. — 3 g. 45m.	Sławniowice-Sienno
200 — 300	1 doba	Witów
300 — 400	2 doby	Hala Gąsienicowa
400 — 500	3 „	„

Inż. LESZEK NEKANDA-TREPKA

Typizacja statków rzecznych

Przy rozpatrywaniu wytworów technicznych spotykamy się powszechnie z pojęciem typu. Wytwór techniczny jest typowym, jeśli nie występuje pojedynczo, lecz należy do pewnego zbioru, wyróżniającego się określonymi cechami charakterystycznymi. Pojęcie typu jest szerokie, ponieważ tak rodzaj, jak ilość określonych cech może być różna, poczynając od cech zasadniczych, a kończąc na zdefiniowaniu wytworu we wszystkich jego szczegółach.

W każdej dziedzinie techniki ilość typów produkowanych wytworów ma tendencję do nieustannego wzrastania. Nadmiar typów jest szkodliwy pod względem gospodarczym tak z uwagi na koszty produkcji, jak i eksploatacji. Zachodzi konieczność zapobiegania ujemnym skutkom, jakie pociąga za sobą wzrost ilości typów. Działalność techniczną, która spełnia to zadanie nazywamy typizacją.

Najogólniejsza definicja typizacji byłaby następująca: jest to wypracowywanie i wprowadzanie najodpowiedniejszych w danej dziedzinie techniki typów wytworów z jednoczesnym ograniczeniem ilości tych typów.

* * *

W dziedzinie taboru rzeczno-żeglarskiego typizacja wystąpiła stosunkowo niedawno. Przez bardzo długi okres czasu produkcja statków rzecznych miała charakter wybitnie jednostkowy. Wynikało to ze struktury żegludgi śródlądowej, która w kapitalistycznych systemach gospodarczych stanowiła konglomerat przedsiębiorstw różnej wielkości, ze znaczną ilością przedsiębiorstw drobnych częstokroć w postaci właścicieli pojedynczych statków.

Poszczególne przedsiębiorstwa pozostawały ze sobą w walce konkurencyjnej.

Wymienione warunki nie sprzyjały temu, aby poszczególni armatorzy, nawet silniejsi, byli zdolni do ponoszenia nakładów na budowę większych serii statków.

Przy systemie jednostkowej budowy poszczególne obiekty różniły się znacznie, nawet przy zbliżonych założeniach. Było to wynikiem zmieniających się od jednej budowy do drugiej wymagań armatorów oraz różnorodności rozwiązań technicznych, podsuwanych im przez producentów, którzy chętnie dzielili zamówienia, ale nie mogąc liczyć na seryjną produkcję nie dostosowywali do niej swych procesów wytwórczych.

W wyniku opisanego stanu rzeczy tabor żegludgi śródlądowej był zbieraniną typów. Przykładem niech

będzie spis statków byłego największego na Odrze niemieckiego przedsiębiorstwa żegludowego „Schlesische Dampfer Compagnie“, pochodzący z 1944 r. Wśród 49-ciu holowników parowych spis nie wykazuje w ogóle statków jednakowych, zaś wśród 12-tu holowników motorowych widzimy tylko dwa statki tzw. siostrzane.

Podobne zjawisko miało miejsce w żegludze śródlądowej Rosji carskiej, gdzie kapitalistyczna gospodarka doprowadziła do tego, że w chwili unarodowienia tej żegludgi na początku 1918 r. liczono do 800 typów statków bez napędu i do 450 z napędem.

Na szlakach wodnych w znacznym stopniu skanalizowanych, a więc w szczególności zachodnio-europejskich, typy barek kształtowały się pod wpływem gabarytowych wymiarów śluz. W miarę rozwoju komunikacji wodnej śluzy ulegały przebudowie; ale typ barek bywał utrzymywany wskutek konserwatyzmu. Jednocześnie nowe typy i ogólna ilość typów barek rosła.

Nieracjonalne w zmienionych warunkach barki były wypierane na tereny ekonomicznie słabsze. Stąd np. na Wiśle zapanowały niemieckie typy barek zupełnie dla niej nieodpowiednie, które wobec braku właściwych wzorów były nawet naśladowane przy produkcji.

Na tle powyższego widoczne jest, że sprawa ograniczenia ilości typów i ich zrationalizowania stała się naczelnym zagadnieniem taboru rzeczno-żeglarskiego.

W Związku Radzieckim problem typizacji statków rzecznych został postawiony po raz pierwszy przy opracowaniu planu odbudowy transportu wodnego w latach 1930-31 i znalazł swój wyraz w pięcioletnich planach rozwoju tego transportu. Szereg instytucji z dziedziny żegludgi śródlądowej i przemysłu okrętowego pracował nad rozwiązaniem tego problemu. Należy wymienić prace: prof. W. W. Zwonkowa — „Typizacja statków rzecznych“ z 1933 r., „Gorskudprojekt“¹⁾ — „Barki stalowe do suchych ładunków“ z 1938 r. oraz „Barki metalowe do suchych ładunków, klasyfikacja“ z 1939 r., „Sormsudprojekt“²⁾ — Wybór szeregu holowników“ z 1937 r. oraz „Cupromwoda“³⁾ — „Siatka typowych statków rzecznych na 3-ci plan pięcioletni“ z 1939 r.

1) „Gorskudprojekt“ — Biuro Projektowania Statków w Gorkim.

2) „Sormsudprojekt“ — Biuro Projektowania Statków w Sormowie.

3) „Cupromwod“ — Centralny Zarząd Dróg Wodnych.

Zagadnienie typizacji statków rzecznych okazało się jednak zbyt złożone, aby w krótkim czasie można wypracować obowiązujące typy.

Nie mniej krystalizujące się tendencje typizacyjne wywierały wpływ na budowę statków, mianowicie zaczęto wypuszczać większe serie statków jednego typu i ograniczać ilość typów.

Rozwiązanie problemów typizacji postępowało jednak powoli, a ponadto każda nowa siatka typowych statków wносиła istotne zmiany bez dostatecznych ku temu podstaw, pomnażając ilość projektowanych typów, co było przeciwieństwem istoty typizacji. Widoczne to jest z następującego zestawienia.

Poz	Projekty typizacji	Holowniki		Barki tankowce		Barki zwykłe stalowe	
		Ilość typów	Moc KM	Ilość typów	Nośność t	Ilość typów	Nośność t
1	Plan odbudowy żeglugi śródl. 1930 — 31	9	120 — 1800	9	100 — 12 000	6	250 — 6 000
2	Drugi plan pięcioletni (1933 — 1937) . .	9	150 — 2000	9	250 — 8 000	11	250 — 8 000
3	Trzeci plan pięcioletni (1938, przerwany przez wojnę) wg propozycji N.K.R.F. ⁴⁾	24	60 — 1600	18	50 — 20 000	11	100 — 6 000
4	Jak wyżej lecz wg propozycji „Sormsud-projekta”	—	—	9	250 — 12 000	25	200 — 6 000

W okresie ostatniej wojny nie tylko nie przetrwano prac nad typizacją, ale weszły one w fazę decydującą. W 1942 r. Wszechzwiązkowy Komitet Normalizacyjny postanowił zrealizować typizację statków rzecznych w ramach powziętego wieloletniego planu normalizacji w okrętownictwie. Na pierwszy plan wysunięto typy holowników rzecznych i jeziorowych oraz barek stalowych tak do suchych, jak i do płynnych ładunków. Opracowanie tego zagadnienia zostało powierzone Centralnemu Biuru Konstrukcyjnemu Ministerstwa Przemysłu Okrętowego ZSRR.

W ten sposób powstały:

- GOST 3445—46 Holowniki rzeczne i jeziorowe,
- GOST 3446—46 Stalowe barki rzeczne bez napędu do ładunków suchych,
- GOST 3447—46 Stalowe barki rzeczne bez napędu do ładunków płynnych (produkty naftowe).

„Gosty” ujmują sprawę ilości typów oraz rozpiętości mocy holowników względnie tonaży barek następująco:

H o l o w n i k i		Barki do ład. suchych		Barki do ład. płynnych	
Ilość typów	Moc KM	Ilość typów	Nośność t	Ilość typów	Nośność t
8	200—1200	9	100—15000	9	100—12000

Ogromne to zadanie wyglądało w skrócie następująco: wybrać materiały wyjściowe, przeprowadzić ich analizę, przepracować i uzasadnić proponowane typy, uwzględniając unifikację potrzebnych mechanizmów oraz zbadać propozycje typizacyjne zgłoszone przez zainteresowanych.

Do pomyślnego rozwiązania zadań dopomogło Wszechzwiązkowe Stowarzyszenie Inżynierów i Techników Budownictwa Okrętowego, które na początku 1944 r. zorganizowało naradę nad typizacją statków morskich i rzecznych. W naradzie wzięli udział wybitni inżynierowie i uczeni ze wszystkich instytucji naukowo-badawczych i konstrukcyjno-projektowych zajmujących się w ZSRR dziedziną okrętownictwa. Zalecenia narady ułatwiły pokonanie licznych trudności i stały się podstawą do ułożenia odpowiednich norm.

W porównaniu z poprzednio podanym zestawieniem projektów typizacyjnych widzimy, że zgodnie z zasadami zdrowej typizacji zatrzymano się na ograniczonej ilości typów. Przez ujęcie postulatów typizacyjnych w normy wszechzwiązkowe, posiadające moc obowiązującą w całym państwie, zostały stworzone podwaliny racjonalnej rozbudowy taboru żeglugi śródlądowej.

Równoległe do Wszechzwiązkowego Komitetu Normalizacyjnego działała Rada Naukowo-Techniczna Ministerstwa Żeglugi Śródlądowej⁵⁾ wśród z Sekcją Studiów Naukowych nad Problemami Transportu w Akademii Nauk ZSRR opracowując pod kierunkiem prof. W. W. Zwonkowa całość typizacji środków technicznych transportu wodnego śródlądowego.

⁵⁾ Zgodnie z duchem języka polskiego uważam termin „Ministerstwo Żeglugi Śródlądowej” za właściwy a nie „Ministerstwo Floty Rzecznej” (ros. Ministerstwo Riecznogo Flota“).

⁴⁾ N.K.R.F. — Komisariat Ludowy Żeglugi Śródlądowej.

Wyniki tych prac, opublikowane w kilka miesięcy po wprowadzeniu wspomnianych GOST'ów, potwierdziły ich słuszność. Warto nadmienić, że praca prof. Zwonkowa, jednego z najlepszych radzieckich fachowców z dziedziny taboru żegluga śródlądowej, została uznana za pierwszy krok do stworzenia podstaw naukowych typizacji środków transportu i linii komunikacyjnych.

Zważywszy ogrom sieci dróg wodnych ZSRR oraz wielką różnorodność warunków żeglugowych i charakteru transportu rzeczno — należy przyznać, że przeprowadzenie typizacji nawet w tym zakresie, jaki objęły wydane normy, było bardzo trudnym zadaniem. Charakterystyczne jest to, że sprawa przybrała skuteczny obrót nie w gestii czynnika najbardziej zainteresowanego, to jest Ministerstwa Żegluga Śródlądowej, lecz po wzięciu zagadnienia na warsztat przez Wszechzwiązkowy Komitet Normalizacyjny. Można przypuszczać, że wielkie różnicowanie wymagań, występujące w łonie użytkownika taboru rzeczno, osłabiało jego zdolność do zdecydowanych rozstrzygnięć typizacyjnych, choć ich potrzebę sam najbardziej odczuwał.

Omawiane GOST'y na holowniki i barki mają charakter norm podstawowych, obejmujących tylko zespół zasadniczych parametrów, a mianowicie:

- dla holowników: moc znamionową, uciąg na haku przy podstawowej szybkości holowania 8 km/godz.; rodzaj głównych maszyn napędowych, tj. maszyna parowa czy silnik Diesla; rodzaj napędu, tj. koła łopatkowe czy śruba napędowa, w tym ostatnim wypadku ilość śrub napędowych; w wypadku napędu parowego — rodzaj paliwa; zapas paliwa; największe zanurzenie statku. Największe zanurzenie odnosi się do wyporności statku z pełnym zapasem tak paliwa jak innych środków niezbędnych do ruchu;
- dla stalowych barek bez napędu do suchych ładunków: nośność i odpowiadające jej największe zanurzenie oraz ogólna charakterystyka konstrukcji barki (otwarta, kryta względnie pokładowa bez ładowni);
- dla stalowych barek bez napędu do ładunków płynnych (tankowców): nośność i zanurzenie oraz rodzaj produktów naftowych, tj. lekkie czy ciężkie.

Na podstawie ujętych w normę obowiązujących parametrów powstaje projekt statku. Konstruktor ma swobodę w jak najlepszym rozwiązaniu elementów statku, nieokreślonych w normie. Dzięki racjonalnej konstrukcji wymagania normy mogą być nawet przekroczone, np. uciąg może się w rzeczywistości okazać większy. Konkretny projekt statku typowego podlega zatwierdzeniu w trybie przepisowym z uwzględnieniem całej gamy wymagań wynikających z przepisów żeglugowych, klasyfikacyjnych itp. Wykonany na podstawie projektu prototyp podlega wszechstronnym badaniom i próbom, po czym zostaje zatwierdzony dla produkcji seryjnej, zazwyczaj z zastrzeżeniem wprowadzenia szeregu poprawek i udoskonaleń.

Przykładem wzorcowego toku typizacji jest holownik „Akademik Kryłow“. Jest to holownik typu przewidzianego w normie, a mianowicie parowy, bocznołodowy o mocy 400 KM. Opracowany na podstawie parametrów projekt potwierdził całkowicie ich słuszność i realność, a nawet wykazał możliwość pewnego zmniejszenia zanurzenia. Wykonany prototyp holownika wykazał na próbach zgodność z przewidywaniami projektu i został zatwierdzony jako typ holownika bocznołodowego o mocy 400 KM do seryjnej produkcji z tym, że inne rozwiązania tego typu nie może już być wykonywane.

Jest to poważne osiągnięcie z punktu produkcyjnego, ponieważ po ustaleniu typu w trybie omówionym stocznice nastawiają się dla określonego rodzaju holownika na produkcję jednego tylko modelu. Jak podają źródła radzieckie obniżkę kosztów budowy dzięki typizacji szacuje się w ZSRR dla statków z napędem na 30 ÷ 35%, bez napędu na 35 ÷ 40%,

nie mówiąc o korzyściach w eksploatacji i utrzymaniu.

W Niemczech próbowano opanować różnorodność typów barek przez Centralny Związek Żegluga Śródlądowej, który w 1939 r. utworzył odpowiedni typizacyjny organ fachowy. Ustalono pewną ilość typów barek, w czym część motorowych, z odmianami dla barek do rudy i produktów naftowych. Jako parametry typu przyjęto główne wymiary kadłuba, największe zanurzenie i nośność oraz moc silnika dla barek motorowych. Kształty typowych barek badano w basenie doświadczalnym. Ponieważ żegluga śródlądowa była kapitalistycznym konglomeratem wielkiej ilości większych i mniejszych armatorów, typizacja nie miała charakteru obowiązującego lecz propagandowo-zaleceniowy. Poszczególne typy barek opracowane były w formie konkretnych rozwiązań, złożonych z zasadniczych rysunków i zatwierdzonych przez Germanischer Lloyd. W ten sposób armatorzy mieli ułatwione zadanie przy zamawianiu barek w stoczniach. Najtrudniejsze zagadnienie — typizacja holowników — pozostała do wybuchu wojny nieuknięta.

W Polsce w okresie międzywojennym zarówno żegludze śródlądowej, jak i budowie dla niej taboru niewiele poświęcano uwagi ze strony państwa.

W odrodzonym państwie polskim, obejmującym połączone systematy Wisły i Odry, żegluga śródlądowa i budownictwo wodne zajęły bardzo szybko poważne miejsce i posiadają możliwość znacznego rozwoju. Rozpoczynająca się z związku z tym produkcja krajowa statków rzecznych na poważniejszą skalę domaga się z miejsca racjonalizacji zasadniczej, polegającej z jednej strony na ograniczeniu ilości typów do niezbędnego minimum, z drugiej zaś — na tym, żeby pozbawić techniczne rozwiązania produkowanych typów taboru przypadkowości, powierzchowności i nieprzemyślanego naśladownictwa wzorów obcych. Na warunki wyjściowe, w których rozpoczyna się praca nad tym zagadnieniem, składają się czynniki następujące: a) stan posiadania danych metrykalnych istniejącego taboru i materiałów doświadczalnych z jego użytkowania; b) stopień zdefiniowania stawianych statkowi wymagań hydrologiczno-żeglugowych, przede wszystkim gabarytowych; c) stopień zaawansowania i asortyment produkcji przemysłu krajowego w zakresie głównych urządzeń napędowych względnie stopień zapewnienia importu tych urządzeń i jego asortyment. Sprawa ta przedstawia się bliżej następująco:

- dane metrykalne i doświadczalne taboru posiadanego trzeba wyłowić z różnego rodzaju zapisów prowadzonych przez użytkowników, a następnie wprowadzić z nich wnioski. Wiemy z góry, że dane te będą skąpe, zajdzie więc potrzeba zebrania materiałów dodatkowych;
- wymagania hydrologiczno-żeglugowe odnośnie gabarytów nie są jeszcze zdefiniowane. Trzeba ściśle i obowiązująco ustalić przede wszystkim co następuje: minimalną wolną burtę w zależności od rodzaju statku oraz drogi wodnej; maksymalne wymiary gabarytowe statków w służach dla wszystkich wielkości śluz oraz gabaryty podmostowe;
- możliwości przemysłu krajowego w zakresie głównych urządzeń napędowych są dotychczas bardzo niewielkie i wymagają rozszerzenia. Należy dać wytyczne w tej mierze przemysłowi krajowemu, a ponadto powziąć postanowienie co do importu urządzeń, na które w kraju nie będzie można liczyć. Na czoło wysuwa się zagadnienie wyboru dostawcy i typu silnika spalinowego, na którym oprze się napęd spalinowy w żegludze śródlądowej. Te sprawy wymagają szybkiego działania, uprzedzającego akcję właściwej typizacji.

Z powyższego widać, że rozpoczynamy prace nad typizacją statków rzecznych w trudnych warunkach.

Do przeprowadzenia typizacji taboru potrzebny jest również jego właściwy podział i ustalenie kolejności przeprowadzenia typizacji dla poszczególnych grup. Sprawa podziału taboru pływającego nie jest jeszcze u nas ustalona i napotyka się pod tym względem na sprzeczności i niekonsekwencje.

Dla potrzeb typizacji należy przyjąć podział taboru na techniczny i transportowy nadając mu interpretację następującą:

- tabor transportowy obejmuje statki służące do wykonywania wszelkich robót technicznych na drogach wodnych,
- tabor techniczny obejmuje statki służące do przewozu osób i towarów.

W grupie taboru technicznego występują takie rodzaje statków jak lodołamacze, pogłębiarki, szalandy, refulery pływające, koszaraki, przystanie pływające, prądówki, kafary pływające, żurawie pływające, statki hydrograficzne, inspekcyjne, warsztaty pływające itp. W grupie taboru transportowego występują holowniki, barki bez napędu i z napędem, krypy, łodzie ciężarowe, statki pasażerskie i pasażersko-towarowe itp. Statki transportowe o małej nośności, tj. poniżej 100 t, krypy i łodzie ciężarowe, zaliczane często do taboru technicznego mają jednak z punktu widzenia typizacji charakter taboru transportowego i do niego winny być zaliczone.

W pierwszym rzędzie wymagają typizacji te rodzaje taboru, które występują w największej ilości, mianowicie w grupie 1-szej szalandy, koszaraki, prądówki, statki inspekcyjne i łodzie dla straży rzecznej, w grupie 2-giej holowniki, barki bez napędu do masowych ładunków suchych i jednostki transportowe o małej nośności.

Z uwagi na plan produkcji taboru i nakłady nań przeznaczone, najważniejsza jest typizacja holowników i barek.

Odnosnie wyboru parametrów typizacyjnych należy oprzeć się na doświadczeniach radzieckich i przyjąć dla holowników i barek parametry następujące:

A. Holowniki.

- | | |
|-----------------------------|---------------------------|
| a) moc znamionowa | e) ilość śrub |
| b) uciąg na haku | f) rodzaj paliwa |
| c) rodzaj maszyny napędowej | g) zapas paliwa |
| d) rodzaj napędu | h) największe zanurzenie. |

B. Barki stalowe bez napędu do ładunków suchych.

- a) rodzaj ładowni
- b) nośność
- c) największe zanurzenie.

Dla małych jednostek transportowych przyjmujemy parametry jak dla barek. Poprzestanie na wyżej podanych parametrach byłoby jednak w naszych warunkach niewystarczające. Trzeba jeszcze uwzględnić, że poszczególne odcinki polskiej sieci dróg wodnych są w stosunku do wielkości tej sieci bardzo zróżnicowane pod względem dopuszczalnych gabarytów taboru. Do poprzednio podanych parametrów należy dodać wymiary gabarytowe dla całkowitej długości, całkowitej szerokości oraz wysokości od linii dna do najwyższego punktu nierozbieralnych części statku. W ten sposób w parametrach uwzględnione będą ograniczenia gabarytowe w zależności od rejonu pływania, jaki został dla danego typu ustalony.

Parametry holownika winny wynikać z jego przeznaczenia. Zamiast pytania, jaka ma być moc holownika, należy stawiać kwestię: co i w jakich warunkach ma on holować. Z tego wynika, że typizacja barek musi możliwie poprzedzać typizację holowników. Ustalanie parametrów dla typów, które będą ewolucją rozwiązań praktycznie wypróbowanych będzie wymagać zapewne nie więcej niż dwu kolejnych szkicowych opracowań konstrukcyjnych, opartych na zebranych materiałach technicznych oraz na obliczeniu rentowności typu.

Dla typów różniących się zasadniczo od dotychczas używanych wydaje się konieczne — po pierwszym narzuceniu parametrów — dość szczegółowe przeprojektowanie dla określenia wskaźników, którymi można by operować przy korekcie parametrów.

Na zakończenie przytoczę zdanie Ministra Żeglugi Śródlądowej ZSRR Z. Szaszkowa:

„Podstawą usprawnienia wielkiego programu budowy taboru rzeczennego w ZSRR jest jego typizacja, a więc seryjna produkcja wypracowanych typów statków, stworzonych przez przodującą myśl konstruktorską w oparciu o najnowsze idee techniczne i stachanowskie doświadczenia. Oto jedno z najważniejszych zadań polityki technicznej w żegludze śródlądowej“.

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

Inż. TADEUSZ TILLINGER

Droga wodna Wschód-Zachód w Planie 6-letnim

6-letni plan rozwoju gospodarczego Polski przewiduje jako jedną z czołowych inwestycji budowę drogi wodnej Wschód — Zachód.

W referacie, wygłoszonym na V Plenum KC PZPR, Wicepremier H. Minc podaje historyczną zapowiedź: „W okresie Planu zostanie podjęty i przeprowadzony pierwszy etap budowy wielkiej drogi wodnej, łączącej Bug z Odrą.“

Ta wielka droga wodna Wschód — Zachód będzie miała olbrzymie znaczenie dla wewnętrznych krajowych przewozów oraz dla przewozów tranzytowych.

Umożliwi ona przewóz drogą wodną rudy krzyworskiej dla hut polskich oraz węgla polskiego dla ZSRR. Częścią składową budowy tej wielkiej drogi wodnej będzie kanalizacja Bugu, na odcinku od Brześcia do Modlina.

Na całej długości tej drogi wodnej w pierwszym etapie budowy, obejmującym okres 6-letni Planu,

zostanie zapewniona żeglowność dla barek 250 ton. W następnych etapach podjęte zostaną prace zapewniające uzyskanie żeglowności dla barek o większej pojemności.“

Na polu hydrotechniki, a zwłaszcza budowy dróg wodnych, byliśmy dotąd w porównaniu z naszymi sąsiadami krajem zacofanym. Decydując się teraz na większe w tej dziedzinie inwestycje, winniśmy oprzeć się na ich doświadczeniu. I tu główną pomocą dla nas będą wspaniałe osiągnięcia ZSRR. Okazało się, że planowa gospodarka socjalistyczna umożliwia szybką realizację najsmielszych projektów z dziedziny gospodarki wodnej. Realizacja tych projektów w krajach kapitalistycznych rozciągałaby się na długie dziesiątki lat, albo w podobnej skali w ogóle byłaby niemożliwa.

Zanim przejdziemy do omówienia drogi wodnej Wschód — Zachód, spróbujmy scharakteryzować europejską sieć dróg wodnych i historię projektu trasy W—Z.

Sieć dróg wodnych Europy nie przedstawia jednej całości. Składa się ona z kilku nie połączonych jeszcze ze sobą sieci lokalnych, mianowicie:

— sieć środkowa składa się z dróg wodnych Francji, Belgii, Holandii, Niemiec i Polski, przy czym dopiero w 1937 r. przez doprowadzenie do Łaby przeszło 30 lat ciągnącej się budowy kanału Śródlądowego w Niemczech została nareszcie połączona wschodnio — niemiecka część sieci z resztą zachodnio — europejskich dróg wodnych w jedną całość;

— sieć południowa, obejmująca dorzecze Dunaju;

— sieć rosyjska, składająca się z połączonych ze sobą kanałami dorzeczy Wołgi, Newy i Dźwiny Północnej;

— sieć ukraińska, składająca się głównie z niepołączonych jeszcze ze sobą dorzeczy Dniepru, Donu i Dniestru.

Potrzeba powiązania sieci europejskich dróg wodnych w jedną całość odczuwana jest oddawna.

Połączenie Dunaju z siecią środkową — europejską, przewidziane jest w 3 miejscach: za pomocą kanałów Ren—Men—Dunaj, Ren—Dunaj oraz Odra—Dunaj. Pierwsze dwa są już w budowie od ok. 40 lat. Mimo wielkich korzyści energetycznych jakie dają i pomimo zapewnionego intensywnego przewozu, realizacja tych projektów postępuje powoli. Projekt kanału Odra—Dunaj dyskutowany i opracowywany jest od 50 lat. Są to smutne, ale jakże wymowne przykłady tempa realizacji najżywniejszych projektów hydrotechnicznych w bogatych krajach Europy środkowej.

Połączenie Wisły z dorzeczem Dniepru było już dawno uznane za wskazane.

Po włączeniu w 1909 r. przez międzyministerialną komisję w Petersburgu projektu drogi wodnej Wisła — Dniepr do ogólnego programu rozbudowy dróg wodnych w Rosji, projekt wstępny został opracowany w latach 1914—1916. Po zajęciu Ukrainy przez wojska niemieckie, władze okupacyjne okazały duże zainteresowanie sprawą drogi wodnej Wisła—Dniepr.

Kanał łączący Bug z Prypecią został wykonany na podstawie dekretu sejmowego z 1774 r., jako kanał otwarty dla spławu drewna. W latach 1839—1845 został on przebudowany, zaopatrzony w jazy iglicowe i połączony w jeden system ze skanalizowanym Muchawcem i Piną, tworząc drogę wodną łączącą Bug z Prypecią. Jednakże, nie posiadając śluz komorowych, była ona przydatna zaledwie dla spławu traw. Tylko na wiosnę przy większej wodzie statki mogły z niej korzystać.

W 1919 r. droga wodna W—Z została włączona do przedłożonego Sejmowi Ustawodawczemu w Warszawie programu rozbudowy polskich dróg wodnych.

W 1926 r. komisja ekspertów Ligi Narodów, przybyła do Polski na zaproszenie Rządu w celu wypowiedzenia się o zamierzonych projektach w dziedzinie rozbudowy dróg wodnych w Polsce, wypowiedziała się dodatnio za projektem kanału Bug—Prypeć, podkreślając jego znaczenie dla melioracji Polesia. W grudniu tegoż roku na Międzynarodowym Kongresie Żeglugi w Kairze zgłoszony z Polski referat omawiał potrzebę stworzenia drogi wodnej transeuropejskiej, będącej przedłużeniem na wschód kanału Śródlądowego i łączącej przemysłową Europę Północno-Zachodnią przez Polskę z rolniczą Ukrainą. Należy zauważyć, że propagowana przez autora tego referatu potrzeba żywszej wymiany towarów między tymi częściami kontynentu spotkała się z oceną raczej chłodną.

W latach 1924—28 zostały wykonane dokładne zdjęcia drogi wodnej Bug—Prypeć i na ich podstawie został opracowany projekt przebudowy kanału Bug—Prypeć i zapoczątkowany projekt szczegółowy kanalizacji Bugu wraz z szeregiem kanałów lateral-

nych. Realizacja tego projektu postępowała jednak żółwim krokiem. W 1931 r. wykonany został jaz iglicowy na Bugu, a dopiero w 1938 r. wykonano na kanale Bug—Prypeć dwie śluzy komorowe i część robót ziemnych na sprostowaniu kanału. Pozostałe 8 śluz zostały wykonane w 1940 r. przez władze radzieckie.

Z powyższego widać, że potrzeba drogi wodnej Wschód—Zachód (Wisła—Dniepr) uznawana była oddawna zarówno w Polsce, jak i przez jej sąsiadów.

Obecnie, wskutek zmienionych stosunków polityczno-gospodarczych, widoki na ożywioną wymianę towarów między Polską, Niemcami i ZSRR silnie wzrosły. Zdecydowana ostatnio budowa kanałów Południowo-Ukraińskiego i Północno-Krymskiego podnosi nadzwyczajnie znaczenie drogi wodnej W—Z. Kanał Południowo-Ukraiński nie tylko stwarza przedłużenie drogi wodnej W—Z dalej na wschód i połączenie jej z dorzeczem Donu, z Zagłębiem Donieckim, Krymem, a w nieco dalszej przyszłości z Wołgą, lecz, skierowując wody Dniepru do nawodnienia nadzwyczaj żyznych, lecz cierpiących na brak wilgoci stepów Czarnomorskich, — podniesie produkcję rolną tego obszernego kraju i jego potencjał gospodarczy.

Droga wodna W—Z w swej części wschodniej stanie się główną arterią wodną kraju, który ma najlepsze na całym kontynencie europejskim warunki rozwoju — najżywniejszą ziemię, najbogatszą rudę żelazną, doskonały węgiel i najzdrowszy klimat. Część zachodnia tej drogi przecina przemysłowe kraje Europy — Westfalię, Nadrenię, Holandię, Belgię. Część środkowa przecina główny wododział kontynentu Europy w najdogodniejszym, najniższym na całej długości od Pirenejów do Uralu położonym, punkcie.

Jest rzeczą zrozumiałą, że ta droga wodna stanie się główną arterią transkontynentalną. Przechodząc przez sam środek Polski, tuż koło Warszawy, będzie miała dla nas niezwykle doniosłe znaczenie jako droga dla:

- przewozów wewnętrznych,
- importu i eksportu,
- tranzytu.

Potrzeba tej drogi stała się obecnie tak oczywistą, że jej początkowa realizacja włączona została do Planu 6-letniego.

Rozpatrując zagadnienie drogi wodnej W—Z należy wyjaśnić — uwzględniając możliwe warianty:

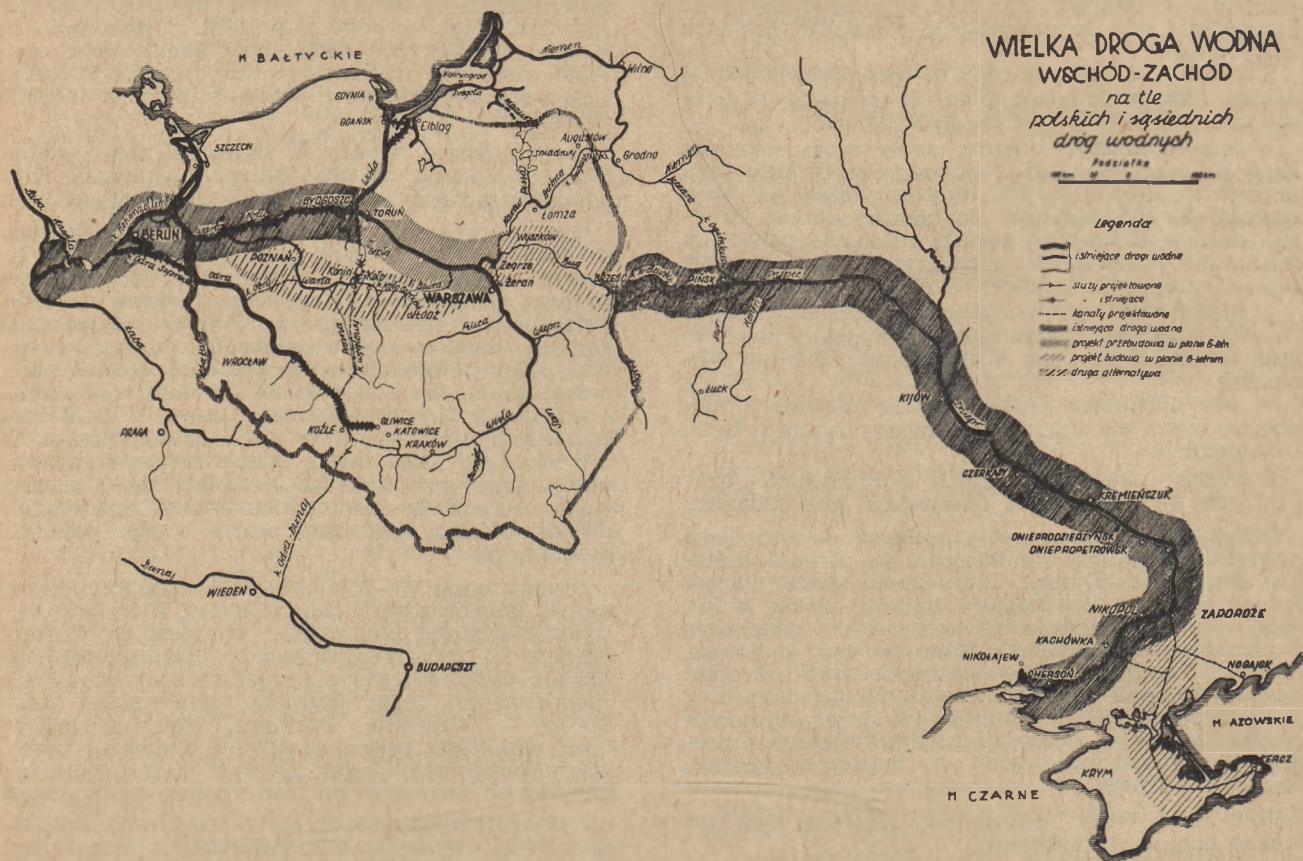
- trasę,
- pożądaną przelotność początkową i ostateczną,
- techniczne rozwiązanie najlepiej uwzględniające, oprócz celów komunikacyjnych, zagadnienie wyzyskania siły wodnej, interesy rolnictwa, gospodarki komunalnej itd.,
- przybliżone koszty realizacji początkowej i pełnej,
- kolejność realizacji, zapewniającą jak najrychlejsze rozpoczęcie ruchu początkowego i możliwość stopniowego powiększenia przelotności.

Trasa

Mówiąc o drodze wodnej W—Z mamy na myśli całą jej długość od granicy Niemiec do granicy ZSRR. Należy jednak odróżnić odcinki:

- zachodni, składający się z dolnej Warty, Noteci i kanału Bydgoskiego,
- środkowy, który tworzy Wisła od Brdyujścia do Modlina,
- wschodni, Bug od Modlina do Brześcia.

Wobec tego, że istniejący kanał Bydgoski — nadający się w swym stanie obecnym dla żeglugi barek najwyżej 600-tonowych — w razie potrzeby stosowania większego tonażu musiałby ulec gruntownej, kosztownej i w czasie eksploatacji kłopotliwej przebudowie, została jeszcze w 1919 r. wysunięta alternatywa drogi W—Z doliną Pra-Wisły przez kanał Warta—Ner—Bzura, przy czym przewidziane było sprostowanie łuku Warty pod Śremem przez szereg jezior Kórnickich.



Rozwiązanie takie ma swoje uzasadnienie, mianowicie:

— przy kosztach mało różniących się między sobą otrzymamy dwie drogi zamiast jednej, przy czym przepływność tych dwóch dróg będzie w sumie większa niż przepływność jednej, nawet po jej należytych przebudowaniach; mniejszy tabor będzie zawsze używany i będzie mógł korzystać ze starej drogi, nie przeciążając nowej;

— przechodząc przez Poznań, Kujawy, gdzie przebiega rozwój przemysłu chemicznego, zwłaszcza fabryk nawozów sztucznych, oraz dotykając łódzkiego rejonu w Łęczycy, kierunek ten obsługuje ważny teren przemysłowy, któryby inaczej pozostał zdala od dróg wodnych;

— dla ładunków tranzytowych z ZSRR do Niemiec i odwrotnie obydwa kierunki są prawie jednakowe; natomiast dla ładunków ze Śląska na Wschód i odwrotnie — po wykonaniu kanału Centralnego — kierunek przez Bzurę będzie znacznie (przeszło 100 km) krótszy od kierunku przez Brdyujście lub Toruń;

— w razie realizacji przewidywanego pod Włocławkiem większego spiętrzenia Wisły, utworzony tu przeszło 50 km długi zbiornik ze względu na falowanie będzie przedstawiał pewne niebezpieczeństwo dla pełno załadowanych barek kanałowych; omijanie jego będzie dla nich pożądane.

Powyższe względy przemawiają za tym, ażeby, gdy sprawa dostosowania zachodniego odcinka drogi W-Z do wymiarów dla barek 1000 t stanie się aktualną, — zamiast przebudowy kanału Bydgoskiego była przedsięwzięta budowa nowej drogi wodnej według trasy Warta—Ner—Bzura. W ten sposób zarówno zachodnia, jak i środkowa część drogi W-Z miałyby trasę podwójną: północną i południo-

wą, przy czym ta ostatnia powstałaby dopiero wtedy, gdy realne potrzeby przewozowe wykażą jej aktualność.

Odcinek wschodni drogi wodnej W-Z od Brześcia do Modlina wykorzystuje bieg Bugu. Ponieważ jego przepływ koło Brześcia spada w okresach posuchy do 15 m³/sek, a spadek wody waha się od 0,00016 do 0,00023, nie można spodziewać się otrzymania tu za pomocą regulacji dostatecznych dla żeglugi głębokości.

Projektowany powyżej Włodawy zbiornik, pozwalający na magazynowanie ok. 1 miliarda m³ wody, umożliwiłby wyrównanie przepływu Bugu w Małkini do 80 m³/sek, a w Wyszku do 100 m³/sek. Daje to możliwość utrzymania głębokości tranzytowej w korycie uregulowanym, dostatecznej dla kursowania barek z ładunkiem do 300 t, lecz nie rozwiązałoby to sprawy pierwszorzędnej drogi wodnej, dla barek z ładunkiem 1000 ton.

Wobec tego w projektach użegłownienia Bugu bierze się pod uwagę kanalizację rzeki, przy czym opracowane dotąd projekty różnią się znacznie między sobą zarówno co do ilości, wysokości i rozstawu stopni, jak i pod względem większego lub mniejszego stosowania kanałów lateralnych.

Projekty wcześniejsze z 1916 r. i z 1928 r. przewidywały stosunkowo niewysokie jazy, nieznaczne zalewy i długie kanały lateralne. W projektach późniejszych, zwłaszcza ostatnich, przewiduje się wyższe piętrzenia na jazach, większe znacznie zalewy, ale mniejszą ilość stopni. Zwraca się więcej uwagi na pełne wyzyskanie energii, kosztem większych wyłączeń gruntów pod zalewy.

Wszystkie projekty uwzględniają Warszawski Węzeł Wodny, tworzony przez kanał Żerań — Zegrze z portem na Żeraniu.

Przelotność drogi wodnej

Określenie potrzebnej przelotności projektowanej drogi wodnej zależy z jednej strony od ilości spodziewanych ładunków na jej trasie, z drugiej strony — od atrakcyjności przewozu wodnego, tj. od tego, jaki procent ciężących wzdłuż trasy ładunków wybierze przewóz wodny, jako ekonomicznie korzystniejszy.

Pierwsza cyfra zależy od koniunktury ekonomicznej, druga — od właściwości danej drogi wodnej.

Dokładne przewidywanie spodziewanych ładunków nie wydaje się możliwym. Każda z wyliczonych cyfr mogłaby być kwestionowana. Jednakże można określić w przybliżeniu jakiego rzędu przewóz może tu być spodziewany przy normalnym rozwoju naszego życia gospodarczego. Możemy się posłużyć pewną analogią. Na kanale śródlądowym zaraz po jego doprowadzeniu do Łaby przewóz przewyższył 10 000 000 ton. Jeżeli zakładamy w planie sześciolatnim, że przewozy na głowę ludności wyniosą u nas nawet nieco więcej niż w Niemczech w 1937 r., to możemy wnioskować, że na drodze wodnej W-Z, która będzie w naszej sieci analogiczną do kanału śródlądowego i zarazem jego przedłużeniem, przewozy osiągną cyfrę tego samego rzędu. Zauważymy przy tym, że średnie natężenie przewozów kolejowych polskiej sieci jest prawie takie same, jak niemieckiej, co dowodzi, że pewne porównania w tej dziedzinie mają swoje uzasadnienie.

Nie potrzebujemy jednak decydować zaraz sprawy ostatecznych wymiarów i zdolności przepustowej drogi wodnej W-Z. Możemy na początek przyjmując wymiary najmniejsze z realnie wchodzących w rachubę i następnie zwiększać je w miarę rzeczywistej potrzeby. W ten sposób unikniemy błędnego rozwiązania i przeinwestowania. Chodzi o takie opracowanie projektu, które zapewniałoby możliwość stopniowego jego rozrostu.

Wymiar śluz przyjmujemy zbliżony do wymiaru zastosowanego przy przebudowie drogi wodnej Bug—Prypeć, mianowicie 12×87 m. Pozwala to na słu-zowanie jednocześnie:

— 1 barki 600 t z holownikiem, albo 4 barek typu winawskiego po 280 t lub 3 takich barek z holownikiem, względnie 1 barki 1000 t.

Przy 5 000 śluzowań rocznie zapewnia to przelotność przy pełnym zanurzeniu (1,8—2 m) 6 000 000 do 8 000 000 ton, a przy zanurzeniu 1,25 m — połowę tej liczby. Rezerwując — obok wykonanych w pierwszej kolejności śluz pojedynczych — miejsce na większe śluzy pociągowe, o użytecznej długości 225—250 m, możemy potroić przelotność drogi wodnej, gdy zajdzie tego potrzeba. Można by jednak od razu wykonać śluzy pociągowe. Przyjęcie mniejszych wymiarów śluz od wyżej podanych nie byłoby racjonalne, z jednej strony ze względu na już istniejące na tej linii śluz, z drugiej — wobec tego, że koszt ich budowy nie stanowi więcej nad 20% kosztu budowy całej drogi wodnej i ewentualne zmniejszenie tej sumy nie wpłynęłoby wydatnie na potaniecie całej drogi wodnej, zmniejszając jednak silnie jej wartość. Obecnie w Europie wymiar śluz o szerokości 12 m wchodzi coraz więcej w użycie. Długość ich wynosi od 185 do 250 m. Przemawia to za przyjęciem tych wymiarów.

Wyzyskanie energii wodnej

O ile pod względem spodziewanej w przyszłości ilości przewozów stoimy wobec pewnej niewiadomej i program budowy układamy przewidując stopniowy wzrost przelotności drogi, to pod względem przepływów i spadów możemy od razu liczyć się z cyframi ścisłymi. Wykazują one, że Bug, jako źródło energii wskutek stosunkowo niewielkiego spadku (od Brześcia do ujścia całkowity spadek ok. 60 m), niskich brzegów oraz silnego zmniejszania się przepływu w czasie posuchy, nie jest rzeką atrakcyjną i znacznie ustępuje np. Sanowi. W przybliżeniu można ocenić, że na wyżej wskazanym odcinku można będzie wykorzystać ok. 300 000 000 kWh, a w razie wyrównania przepływu przez zbiornik — do 400 000 000 kWh. Oczywiście, wysuwając na plan pier-

wszy wykorzystanie siły wodnej, energetycy dążą do rozwiązań zapewniających maksimum produkcji prądu, przez skoncentrowanie spadów i znaczne zalewy. Należy jednak przyjąć pod uwagę cały szereg zagadnień, które się przy tym wyłaniają i pamiętać, że droga wodna W-Z na odcinku Bugu jest pierwszorzędną arterią komunikacyjną, zaś drugorzędnym źródłem energii.

Zupełnie inaczej przedstawia się odcinek Wisły, wchodzący w skład drogi wodnej W-Z. Aczkolwiek można by za pomocą robót regulacyjnych zapewnić na nim warunki żeglowności dla barek 1000 tonowych przez większą część okresu nawigacji, to jednak przedstawia on tak bogate, jak na nasze warunki, źródło energii (ok. 2 500 000 000 kWh rocznie), że pozostawienie go bez wykorzystania nie byłoby zgodne z naszym ogólnym programem pełnego rozwoju wszystkich sił produkcyjnych kraju. To też można mieć nadzieję, że zarówno zaporą pod Włocławkiem (z produkcją przeszło 500.000.000 kWh), jak i jaz pod Wyszogrodem (produkcja około 300.000.000 kWh), a zwłaszcza stopień Warszawski (z produkcją 300.000.000 kWh) nie dadzą na siebie długo czekać.

Niektóre problemy techniczne

Przy wyborze wysokości piętrzeń napotykamy na szereg zagadnień, z którymi trzeba się liczyć. Wyliczmy niektóre z nich.

a) Interes rolnictwa winny być w odpowiednim stopniu uwzględniane. Chodzi zwłaszcza o cenne łąki nadbużańskie, periodycznie zalewane i użyźniane wodami przyborowymi Bugu. Nie jesteśmy krajem o nieograniczonych zapasach ziemi jak Australia, Brazylia, Syberia. Nad każdym hektarem winniśmy się zastanowić, by został najlepiej wykorzystany.

b) Zwiększenie rozlanej powierzchni wody wskutek wyższego piętrzenia zwiększa jej straty na parowanie i na wsiąkanie. Z 1 km² odparuje rocznie ok. 800.000 m³ wody. Koryto Bugu utworzone jest w bardzo prędkim aluwium. W okresach posuchy przepływ Bugu nie zwiększa się na przestrzeni od Brześcia do Małkini, mimo wpadających dość znacznych dopływów — tłumaczy się to dużymi stratami na parowanie, a głównie na wsiąkanie. Znaczniejsze piętrzenie wody i tworzenie zbiorników na takim podłożu może okazać się bardzo ryzykownym. Straty na parowanie i wsiąkanie mogą zanulować pozorne korzyści zbyt wysokich piętrzeń.

c) Zbyt wielkie rozlewy, tworząc jeziora o znacznej powierzchni i głębokości, powodują dla zwykłych barek kanałowych przy pełnym zanurzeniu pewne niebezpieczeństwo z powodu falowania. W podobnych wypadkach stosuje się czasem, gdy to jest możliwe, omijanie burzliwego jeziora za pomocą kanału, jak to ma miejsce na drodze wodnej Wołga — Nawa. Gdy odcinków tego rodzaju jest więcej — musi być odpowiednio zmieniony i dostosowany do warunków żeglugi jeziorowej cały kursujący tabor, co znów zwiększa znacznie jego koszty. Jeżeli jednak na długiej drodze wodnej będzie tylko krótki odcinek jeziorowy, będzie on stanowił pewną przeszkodę, czyniąc ryzykownym pełne załadowanie barek. Z tego względu zbyt wielkie rozlewy nie są dla żeglugi na trasie W-Z pożądane.

Barka 600 tonowa typu wrocławskiego w stanie próżnym zanurzona jest na 0,35 m, a przy pełnym ładunku 1,95 m, wykorzystując jako zanurzenie użyteczne — 1,60 m. Barka o tych samych wymiarach lecz o konstrukcji mocniejszej, odpowiedniej dla żeglugi jeziorowej, będzie miała ciężar i zanurzenie przynajmniej 2 razy większe i przy tej samej głębokości tranzytowej drogi wodnej będzie mogła wykorzystywać jako zanurzenie użyteczne nie 1,60 m (jak barka typu wrocławskiego) lecz tylko 1,25 m. Będzie więc mogła zabrać tylko 3/4 ładunku lekkiej barki wrocławskiej. Jednocześnie podniesie się dwa razy koszt amortyzacji barki, stanowiący poważny składnik kosztów przewozu oraz koszt załogi, która przy żegludze jeziorowej winna być liczniejsza

i lepiej wyrobiona. Okoliczności powyższe mogą silnie podnieść koszty przewozu.

Oczywiście odnosi się to tylko do tych szlaków wodnych, na których warunki żeglugi jeziorowej istnieją na stosunkowo nieznacznej przestrzeni, wskutek czego dodatnie strony żeglugi jeziorowej nie pokrywają jej stron ujemnych, obciążających całą drogę (np. jeżeli przy długości całej drogi 600 km na jezioro przypada 20 km).

d) Falowanie powoduje potrzebę kosztownego umacniania brzegów zbiornika oraz wałów ochronnych.

e) Pierwszorzędną zaletą sztucznej drogi wodnej jest stałość poziomu wody, która ułatwia budowę magazynów, składów i zakładów przemysłowych przy tej drodze. Zbiornik z wahającym się poziomem wody zmniejsza znacznie tę zaletę.

Jako dalsze problemy należy wymienić należyte rozwiązanie węzłów Warszawskiego i Bydgoskiego i zapewnienie dogodnego skrzyżowania ruchu kierunku wschód—zachód z ruchem kierunku północ—południe.

Przy rozwiązywaniu problemu kanalizacji Wisły w rejonie Węzła Warszawskiego należało by wziąć pod uwagę wysuniętą ostatnio koncepcję ześrodkowania 10 m spadu na lewobrzeżnym kanale lateralnym, co zapewniłoby wielkie korzyści energetyczne (300.000.000 kWh produkcji rocznej przy 50.000 kW mocy zapewnionej przez cały rok, niezależnie od przyborów lub niskich stanów wody).

Zakończenie.

Z powyższych rozważań wynika, że techniczne rozwiązanie projektu drogi wodnej W-Z nie jest łatwe i wymaga bardzo ostrożnego podejścia. Komplikuje zagadnienie i utrudnia decyzję wymaganie, aby w planie 6-letnim wykonać część robót, zapewniając tranzyt na całej długości przy głębokości

1,2 m, odkładając pełne wykonanie projektu drogi 1000-tonowej na późniejsze lata.

Oczywiście rozwiązań może być wiele. Najprostszymi są rozwiązania najsmielsze, przyjmujące pod uwagę budowę wysokich zapór i obszerne zbiorników na rzece. Jak wyżej wskazano, projekty te nasuwają duże zastrzeżenia i obawy, tym bardziej, że nie są oparte na dokładnych studiach terenowych i geologicznych.

Wydaje się wskazanym, aby na każdym z charakterystycznych odcinków drogi wodnej W-Z przyjęte zostało rozwiązanie najodpowiedniejsze i najostrożniejsze, a zarazem ograniczające do minimum roboty, które w przyszłości, przy wykonywaniu pełnego programu robót, okazałyby się zbędne. Pamiętajmy, że inwestycja ta ma trwać długo, więc przy ocenie wariantów decydować winna celowość i korzyść dla kraju, a nie względy mające znaczenie czasowe, jak trudność wykonania w krótkim terminie itp.

Wyżej przytoczone uwagi pozwalają wnioskować, że arteria wodna W-Z ma dla nas ogromne znaczenie, że jej możliwie prędką realizacja jest pożądana, że włączenie jej zapoczątkowania do planu 6-letniego jest celowe i nie przekracza naszych możliwości technicznych.

Służąc wymianie dóbr pomiędzy najważniejszymi ośrodkami przemysłowymi kontynentu, stanie się ona jednym z ważniejszych czynników, ułatwiających współżycie narodów, podnosząc ich dobrobyt i tym samym przyczyniając się do utrwalenia pokoju.

Można być pewnym, że nasi hyrotechnicy, w pełnym zrozumieniu doniosłej i odpowiedzialnej roli, jaką im w obecnej historycznej chwili przypadła, zachęceni przykładem wspaniałych osiągnięć radzieckich kolegów, przyłożą wszystkie swe siły, aby przewidziane w planie 6-letnim roboty były zrealizowane.

INŻ. ANTONI OBUCHOWSKI

Techniczne możliwości rolniczego wykorzystania ścieków miasta Warszawy

Ścieki miejskie zawierają w sobie składniki nawozowe, które odpowiednio wykorzystane przez rolnictwo, mogą służyć do zwiększenia produkcji rolnej. Jednym ze sposobów rolniczego wykorzystania ścieków jest doprowadzenie ich na użytki zielone i pola przy pomocy urządzeń wodno-melioracyjnych.

W obecnym etapie rozbudowy Warszawy zagadnienie należytego oczyszczania i wykorzystania ścieków miejskich ma istotne znaczenie i winno być naświetlone z różnych stron, z punktu widzenia zarówno gospodarczego, jak i technicznego. W gronie fachowców techniki sanitarnej wysunięta została koncepcja pełnego sztucznego oczyszczania ścieków Warszawy — z tym, że pozostałości z oczyszczania mogłyby być wykorzystane rolniczo — jako nawóz.

Autor przedstawia możliwość wykorzystania ścieków z Warszawy drogą doprowadzenia ich na tereny użytkowane rolniczo w sąsiedztwie stolicy, w rejonie Puszczy Kampinowskiej i w dolinie kanałów Bródnowskiego i Królewskiego. Opis warunków przyrodniczo-rolniczych i melioracyjnych w obrębie Puszczy Kampinowskiej czytelnik znajdzie w artykule techn. Tylki M. pt. „Stan i potrzeby melioracji w Puszczy Kampinowskiej”, zamieszczonym w Nr 7—8 „Gospodarki Wodnej” z 1950 r.

Ponieważ został opracowany projekt oczyszczalni ścieków dla miasta Warszawy, wskazanym by było rozpatrzyć jednocześnie możliwości wykorzystania warszawskich wód ściekowych przez rolnictwo, aby przez porównanie kosztów oraz korzyści i wad obu tych systemów zdecydować się na realizację jednego z nich, względnie na kombinację obu tych sposobów.

Jak wiadomo ścieki miejskie zawierają w sobie wiele składników, które mogą być pobrane przez rośliny. Ogólnie przyjmuje się, że w 1 m³ ścieków znajduje się 80 g azotu (N), 60 g potasu (K₂O) i 20 g fosforu (P₂O₅). Ścieki wylane na pola wsiąkają w glebę a korzenie roślin, absorbując zawarte w wodzie ściekowej składniki pokarmowe, uwalniają ścieki od zanieczyszczeń. Dla pełnego wykorzystania zawartych w ściekach składników nawozowych, a tym samym dla dokładnego ich oczyszczenia, pola irygowane nie mogą być przeciążone oraz powinny posiadać odpowiednio rozwiniętą roślinność, czyli im będzie większy dla danego miasta obszar pól irygowanych i im będą one bardziej intensywnie uprawiane, tym stopień oczyszczenia ścieków będzie większy.

Przyjmując, że ludność Warszawy lewobrzeżnej w niedługim okresie czasu wyniesie 500 000 i wzrośnie następnie do 850 000 mieszkańców, na Pradze zaś będzie 250 000, a w drugim etapie wzrośnie do 350 000 mieszkańców, potrzeba byłoby gruntów dla rolniczego wykorzystania ścieków — z lewobrzeżnej Warszawy 10—17 tys. ha, a z Pragi 5—7 tys. ha, licząc, że na 1 ha gruntów będą dostarczane ścieki od 50 mieszkańców.

Obszar pomiędzy rzeką Utratą a Wisłą, na zachód od Warszawy, jest stosunkowo słabo zaludniony, o gruntach przeważnie ubogich i wadliwych pod względem stosunków wodnych. Występują tam wydmy i piaski porośnięte lasem (puszcza Kampinowska) oraz zabagnione łąki. Dla racjonalnego wykorzystania tych terenów należałoby:

- przesiedlić zamieszkałą tam ludność na tereny bardziej nadające się pod uprawę, co obecnie byłoby może trudne do przeprowadzenia i oddać te tereny pod zalesienie, albo
- drogą przeprowadzenia melioracji i poprawienia warunków wodnych podnieść na tyle wydajność tych gruntów, aby uprawa ich była opłacalna i dała możliwość utrzymania się zamieszkałym tam rolnikom.

Oprócz odwodnienia należałoby tu również zapewnić możliwości nawodnienia użytków zielonych, które na tych terenach zajmują znaczną część obszaru. Potrzebną wodę można tu uzyskać jedynie drogą pompowania z Wisły i w tym kierunku został opracowany swego czasu projekt melioracji tych terenów.

Ścieki miejskie mogłyby w znacznym stopniu podnieść urodzajność tych obszarów. Odwodnienie połączone z nawodnieniem ściekami mogłoby w rezultacie zamienić słabe pod względem rolniczym grunty w żyzną glebę, dając znacznie większe korzyści niż zalesienie. Uniknęłoby się również konieczności ewent. przesiedlania, a obszar ten mógłby się stać ośrodkiem racjonalnej gospodarki rolnej.

Po stronie praskiej podobne tereny możnaby znaleźć w dolinie kanału Bródnowskiego i Królewskiego oraz w pobliżu Nieporętu i Wólki Radzymińskiej. Grunty te również są wadliwe pod względem stosunków wodnych i wymagają odwodnienia oraz nawodnienia, dla którego woda i tutaj również musiałaby być pompowana.

Nawodnienie ściekami z Warszawy może być zasadniczo wykonane w dwojaki sposób:

I — Ścieki miejskie pompuje się rurociągiem tłocznym do pewnego punktu poza miastem, skąd rozprzodza się je grawitacyjnie przy pomocy odkrytych doprowadzalników na pola irygowane.

II — Ścieki rozprzodza się rurowicami tłocznymi po całym terenie pól irygowanych i nawadnianie odbywa się przy pomocy zraszania względnie rozlewania. Dla porównania rozpracowano szkiecowo oba rozwiązania.

Variant I.

Ścieki pompowane są rurociągami poza miasto, a stamtąd rozprowadza się je grawitacyjnie kanałami otwartymi.

Warszawa lewobrzeżna.

Ścieki podlegają wstępnemu oczyszczeniu w oczyszczalni na Kępie Potockiej i stąd pobierane są dla nawodnienia pól.

Przyjmując, że na 1 ha pól irygowanych przypada 50 mieszkańców oraz, że zużycie wody na 1 mieszk. i dobę wynosi 120 l, otrzymamy, że dziennie na 1 ha doprowadzi się $50 \times 0,12 = 6 \text{ m}^3$, a w ciągu roku

$50 \times 365 \times 0,12 = 2190 \text{ m}^3/\text{ha}$, co przy orientacyjnym przyjęciu, że ścieki zawierają w 1 m^3 80 g azotu, 60 g potasu i 20 g fosforu i że azot zostanie wykorzystany w 50% — można obliczyć, że na 1 ha przypadnie rocznie:

 $2190 \times 0,04 = 87,6 \text{ kg}$ azotu, tj. ok. 4,2 q azotniaku 21% -owego,

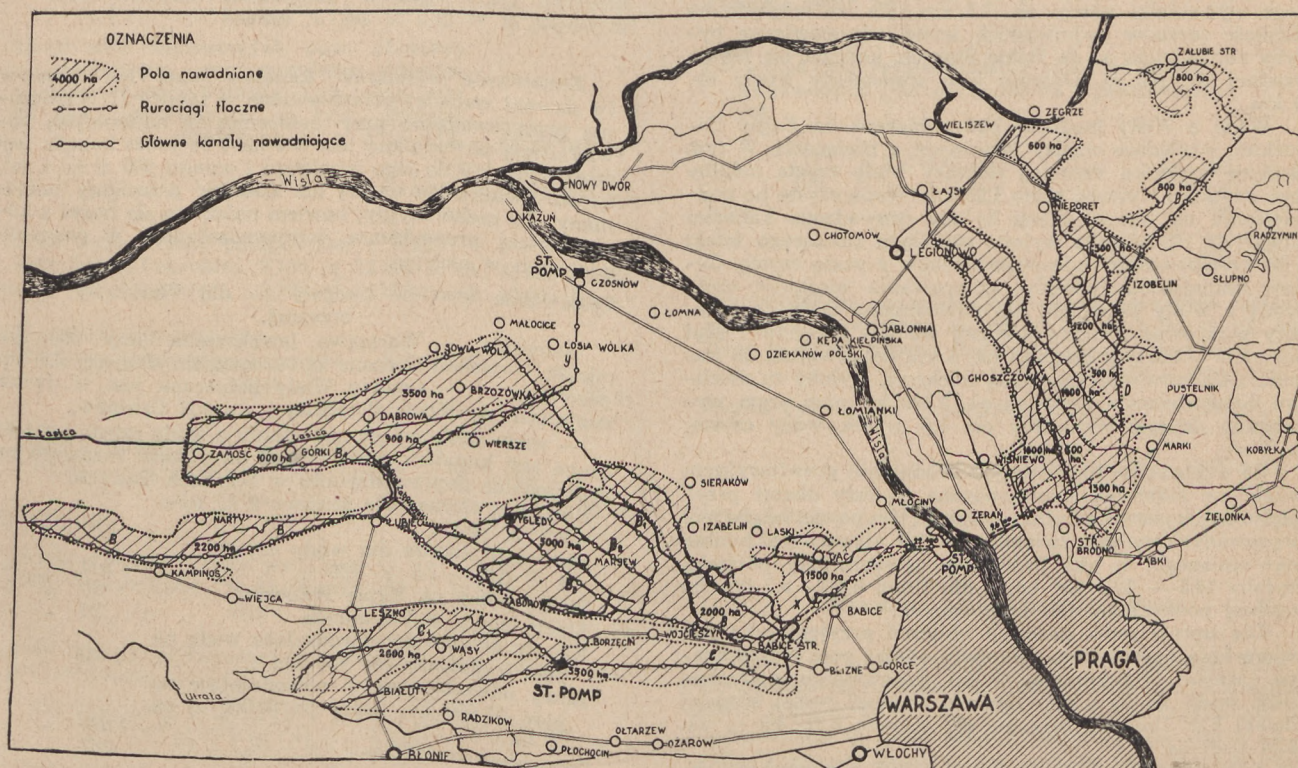
 $2190 \times 0,06 = 131,4 \text{ kg}$ potasu, tj. ok. 3,3 q soli potasowej 40% -owej,

 $2190 \times 0,02 = 43,8 \text{ kg}$ fosforu, tj. ok. 2,7 q superfosfatu 16% -owego.

Normalnie przyjmuje się, że na 1 ha łąki potrzeba rocznie ok. 2 q azotniaku, 2,5 q soli potasowej i 1 q superfosfatu. Licząc, że na skutek strat w ziemie zostanie wykorzystanych tylko 50% dostarczonych przez ścięci składników nawożących, otrzymamy na 1 ha 2,1 q azotniaku, 1,7 q soli potasowej i 1,4 superfosfatu w ciągu roku. Wiadąc z tego, że zapotrzebowanie nawozów zostanie prawie w całości pokryte przez ścięci. Zależnie od uprawianych kultur zajądnie na pewno konieczność uzupełnienia któregoś z nawozów, aby stosownie do prawa minimum pozwolić na możliwie pełne wykorzystanie wszystkich składników nawożących; jednak podstawowe zapotrzebowanie zostanie pokryte przez ścięci.

Oprócz nawożenia należy pamiętać o dostarczeniu roślinom potrzebnej ilości wody, która jest konieczna dla umożliwienia znacznego zwiększenia plonu. Przyjmuje się, że na wyprodukowanie 1 kg suchego siana potrzeba 600–800 kg wody. Przyjmując, że produkcja siana wyniesie na polach irygowanych ca 80 q/ha i że zapotrzebowanie wody ze względu na żyzność ścięzków będzie wynosiło 500 kg na wyprodukowanie 1 kg siana, otrzymamy potrzebną ilość wody $8\,000 \times 0,5 = 4\,000 \text{ m}^3/\text{ha}$.

Zakładając, że ze względu na przepuszczalny teren rośliny wykorzystają tylko 2/3 opadów atmosferycznych, które wynoszą dla Warszawy w okresie wegetacyjnym ok. 300 mm, tj. ok. 2 000 m³/ha, trzeba będzie dostarczyć z zewnątrz 2 000 m³ wody na 1 ha w okresie wegetacji, a licząc, że straty na wsiąkanie i parowanie będą wynosiły 100%, otrzymamy potrzebną ilość wody przeciętnie ok. 4 000 m³/ha. Ścieki dostarczą w okresie wegetacji, tj. w ciągu 150 dni, ok. 900 m³/ha wody a 3 100 m³ trzeba będzie dopompuwać z Wisły. Przeciętnie na 1 ha będzie się dostarczało w ciągu okresu wegetacyjnego



Rys. 1

$$\frac{4\,000\,000}{150 \times 86\,400} = 0,31 \text{ l/sek/ha.}$$

W zasadzie powinno to wystarczyć dla wykonania nawodnienia podsiąkowego a nawet częściowo i zalewowego. Należy tu uwzględnić, że jest to przeciętna dla bardzo dużego obszaru i że woda, która wsiąknie w górnych partiach terenu będzie mogła być powtórnie użyta dla nawodnienia w dolnych jego częściach. Za rzeczywistość straconą należy uważać tylko wodę użytą przez rośliny oraz wyparowaną.

Dopływ ścieków wyniesie:

$$\text{w I etapie od 500 tys. mieszk.} - \frac{500\,000 \times 120}{86\,400 \times 1\,000} = \text{ok. } 0,7 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

(Przyjęto, że ścieki pompowane są na pola w ciągu 24 godzin i nierównomierny dopływ wyrównany jest przed stacją pomp przy pomocy zbiorników wyrównawczych).

$$\text{w II etapie od 850 tys. mieszk.} - \frac{850\,000 \times 120}{86\,400 \times 1\,000} = \text{ok. } 1,2 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

W lecie dopływ ścieków będzie prawdopodobnie 1,5 razy wyższy, tj. w I etapie—1,05 m³/sek. a w II—1,8 m³/sek. Ilość wody, którą trzeba będzie pobrać z Wisły, wyniesie:

$$\text{w I etapie na 10 000 ha} - \frac{10\,000 \times 3\,100}{150 \times 86\,400} = \text{ok. } 2,4 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

$$\text{w II etapie na 17 000 ha} - \frac{17\,000 \times 3\,100}{150 \times 86\,400} = \text{ok. } 4,1 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

Posługując się mapą 1:100 000 zaprojektowano szkicowo rozmieszczenie terenów dla nawodniania ściekami wraz z orientacyjnym podaniem głównych doprowadzalników (rys. 1).

Po wstępnym sztucznym oczyszczeniu na Kępie Potockiej ścieki byłyby tłoczone rurociągiem poza miasto, przy czym możliwe byłyby tu dwa rozwiązania: 1) rurociąg kończyłby się zaraz na najbliższym wzniesieniu za granicą miasta, mniej więcej na rzędnej 102 m; długość jego wynosiłaby wtedy ok. 2,5 km, 2) ze względu na bliskość terenów podmiejskich ścieki odprowadzane byłyby rurociągiem aż do Babic Starych, kończąc się też na rzędnej ok. 102 m. Długość jego wynosiłaby wtedy ok. 9 km.

Woda z Wisły mogłaby być pobierana na Kępie Potockiej, względnie między Młocinami a Bielanami. W tym drugim wypadku rurociąg tłoczący wodę czystą mógłby być krótszy i wynosić tylko 1,25 km. Woda czysta po podniesieniu na wysoki brzeg byłaby prowadzona kanałem otwartym do miejsca wylotu rurociągu tłoczącego ścieki i tu następowałoby mieszanie ścieków z wodą czystą. Celem zmniejszenia kosztów pompowania możnaby część wody z Wisły potrzebą dla nawodniania doliny rz. Łasicy pompować z łachy wiślanej we wsi Czosnów i stąd kanałem otwartym długości ok. 6 km doprowadzić do kanału „A” prowadzącego wodę ściekową. Byłoby tu możliwe doprowadzenie wody na ok. 5 400 ha, przy czym wymagany dopływ wynosiłby ok. 1,0 m³/sek wody czystej z Wisły.

Ze względu na to, że przy nawodnieniu grawitacyjnym woda nie może być doprowadzana na cały obszar przyległy do doprowadzalnika, przyjęto, że powierzchnie pól irygowanych należy zwiększyć o 1/3 obszaru faktycznie nawodnianego, tj. dla Warszawy lewobrzeżnej potrzeba byłoby 13,5 — 22,5 tys. ha, a dla Pragi 6,5 — 9,5 tys. ha ogólnej powierzchni pól irygowanych.

Dla uproszczenia dalszych obliczeń przyjęto jako powierzchnię nawodnianą całkowity obszar pola irygowanego (brutto), zmniejszając tylko odpowiednio potrzebną ilość wody na ha i tak zamiast podanej wyżej średniej dawki 0,31 l/sek/ha, otrzyma się obecnie 0,31 : 4/3 = ok. 0,24 l/sek/ha.

Aby uwzględnić fakt, że im mniejszą powierzchnię obsługuje odprowadzalnik, tym większą ilość wody winien prowadzić na jednostkę obszaru, ułożono tablicę I, gdzie

przyjęto, że doprowadzalnik, obsługujący 1/3 całkowitej powierzchni pól irygowanych, powinien mieć zdolność przeprowadzenia połowy całej ilości wody pompowanej na pola irygowane; — doprowadzalnik na 1/9 obszaru — 1/3 całej ilości wody, a doprowadzalnik na 1/27 obszaru — 1/6 całej ilości wody. Wymagany dopływ na pośrednie wielkości obszarów wyliczono drogą interpolacji, przy czym jako najmniejszy obszar przyjęto 200 ha, a wymagany dopływ (po 2 l/sek/ha) — 0,4 m³/sek.

Tablica I

Zestawienie przyjętych ilości wody na sek i ha w zależności od wielkości obszaru.

Stosunek do całk. obszaru	Powierzchnia ciężąca do doprowadzalnika	Wymagany dopływ		Stosunek do całk. dopływu
		l/sek/ha	m ³ /sek	
1	22 400	0,24	5,30	1
	10 000	0,31	3,13	
1/3	7 500	0,35	2,65	
	7 000	0,37	2,56	1/2
	6 000	0,40	2,38	
	5 000	0,44	2,21	
	4 000	0,51	2,03	
	3 000	0,62	1,86	
1/9	2 500	0,71	1,77	
	2 000	0,75	1,50	1/3
	1 500	0,83	1,24	
	1 000	0,97	0,97	
1/27	830	1,07	0,89	
	800	1,09	0,87	1/6
	700	1,13	0,79	
	600	1,18	0,71	
	500	0,26	0,63	
	400	1,40	0,56	
	300	0,60	0,48	
	200	2,00	0,40	

Zestawienie wymiarów kanałów oraz ich kosztów (w dawnej walucie) przedstawiono w tablicy II. Obliczenia przeprowadzono przy założeniu, że najmniejszą powierzchnią nawodnianą jest 400 ha i że koszt kanału jest proporcjonalny do jego przekroju i wynosi 600 zł na 1 m², tj. ok. dwukrotnie więcej niż kosztuje przeciętny umocniony rów melioracyjny; bowiem należy tu się liczyć z koniecznością prowadzenia doprowadzalników w pewnych miejscach w nasypie.

Zestawienie kosztów budowy — dla Warszawy lewobrzeżnej.

Założenia: — Warszawa lewobrzeżna liczy 850 tys. mieszk., — ścieki tłoczone są rurociągiem długości 2,5 km poza miasto, — woda z Wisły pobierana jest w dwóch miejscach: na Kępie Potockiej i we wsi Czosnów,

— woda ściekowa po zmieszaniu z wodą czystą prowadzona jest kanałem otwartym aż do punktu rozdziału na poszczególne doprowadzalniki w Babicach Starych.

Rurociągi tłoczne dla ścieków 2 Ø 0,8—

2,5 × 60 = 150 miln. zł

Rurociągi tłoczne dla wody czystej

4 Ø 0,8 — 2,5 × 120 = 300 „ „

Stacja pomp na Kępie Potockiej 80 „ „

Stacja pomp w Czosnowie 20 „ „

Kanały główne doprowadzające wodę na

pola irygowane ok. 150 km 453 „ „

Rowy nawodniające i odwodniające na

pow. 17 000 ha, licząc po 90 000 zł na

1 ha 1.530 „ „

Inne nieprzewidziane 267 „ „

Razem 2.800 miln. zł

Tablica II

Nazwa kanału	Odcinek		Długość km	Śred. spadek ‰	Obszar nawodniany ha	Przepływ na pocz. i na końcu odcinka m /sek	Śred. przepływ w kanale m³/sek	Głęb. wody w kanale m	Szer. dna m	Przekrój kanału m²	Koszt jednostkowy miln. zł/km	Koszt odcinka kanału miln. zł
	od km	do km										
X	0	6,25	6,25	0,2	22.400	4,3 — 4,3	4,3	1,45	4,0	11,5	6,9	43
Y	0	6,0	6,0	0,2	5.400	1,0 — 1,0	1,0	1,0	1,6	4,5	2,6	16
A	0	12,0	12,0	0,6	6.400 — 4.400	2,45 — 2,10	2,3	1,0	2,3	5,5	3,3	40
	12,0	15,5	3,5	1,0	4.400 — 4.200	2,10 — 2,06	2,1	0,9	2,0	4,5	2,7	10
	15,5	21,0	5,5	0,3	3.500 — 2.500	1,97 — 1,77	1,9	1,0	2,7	6,0	3,6	20
	21,0	26,0	5,0	0,3	2.500 — 1.300	1,77 — 1,13	1,45	1,0	2,0	5,0	3,0	15
	26,0	34,0	8,0	0,3	1.300 — 400	1,13 — 0,56	0,85	0,9	1,3	4,0	2,4	19
A ₁	0	8,0	8,0	0,3	900 — 400	0,92 — 0,56	0,74	0,9	1,0	3,5	2,1	17
B	0	6,5	6,5	0,6	8.400 — 8.100	2,69 — 2,66	2,68	1,0	2,8	6,5	3,9	25
	6,5	7,5	1,0	0,6	5.800 — 4.500	2,35 — 2,11	2,23	1,0	2,3	5,5	3,3	3
	7,5	19,0	11,5	0,4	4.500 — 3.200	2,11 — 1,89	2,00	1,0	2,5	6,0	3,6	41
B ₁	19,0	35,0	16,0	0,4	2.200 — 400	1,89 — 0,56	1,23	0,9	1,8	4,5	2,7	43
	0	1,5	1,5	0,4	2.300 — 2.000	1,66 — 1,50	1,58	0,9	2,5	5,0	3,0	5
B ₂	1,5	5,5	4,0	0,4	800 — 400	0,87 — 0,56	0,72	0,8	1,2	3,0	1,8	7
	0	5,0	5,0	0,4	1.200 — 400	1,08 — 0,56	0,82	0,85	1,2	3,5	2,1	11
B ₃	0	6,0	6,0	0,4	1.300 — 400	1,13 — 0,56	0,85	0,85	1,2	3,5	2,1	13
B ₄	0	3,0	3,0	0,4	1.000	0,97 — 0,97	0,97	0,9	1,3	3,0	1,8	5
	3,0	13,0	10,0	0,3	1.000 — 400	0,97 — 0,56	0,77	0,9	1,1	3,0	1,8	18
C	0	12,5	12,5	0,4	6.100 — 4.200	2,40 — 2,07	2,24	1,05	2,5	6,0	3,6	45
	12,5	23,0	10,5	0,4	1.600 — 400	1,29 — 0,56	0,93	0,9	1,2	3,5	2,1	22
C ₁	0	13,0	13,0	0,4	2.600 — 400	1,78 — 0,56	1,17	0,95	1,4	4,5	2,7	35
Razem. . 453												

Uwaga: Wymiary kanałów obliczono przyjmując nachylenie skarp 1 : 1,5, a lustro wody w kanale 0,3 m poniżej brzegu.

Koszty eksploatacyjne.

Ilość ścieków domowych w ciągu roku wyniesie:
 $850\,000 \times 365 \times 0,12 = 37\,200\,000\text{ m}^3$

Ilość wód deszczowych poza okresem wegetacyjnym przy przyjęciu dopuszczalnego rozcieńczenia 1:3 oraz ok. 60 dni deszczowych w tym okresie:
 $850\,000 \times 60 \times 2 \times 0,12 = 12\,250\,000\text{ m}^3$

Razem ok. 50 000 000 m³

Ilość wody czystej pompowanej z Wisły:
 przy Kępie Potockiej $3\,100 \times 12\,800 = \text{ok. } 40\,000\,000\text{ m}^3$
 „ wsi Czosnów $3\,100 \times 4\,200 = \text{ok. } 13\,000\,000\text{ m}^3$

Wysokość pompowania:

Ścieki — wysokość podnoszenia — 102 — 75 = 27 m
 „ strat — 8 m 35 m

Woda z Wisły — przy Kępie Potockiej — wysokość podnoszenia: 102 — 78 = 24 m
 „ „ strat 6 m 30 m

Woda z Wisły — przy wsi Czosnów — wysokość podnoszenia: 80 — 72 = 8 m
 „ „ strat 2 m 10 m

Ilość energii elektrycznej zużywanej na pompowanie ogółem wyniesie:

$$\frac{(50 \times 35 + 40 \times 30 + 13 \times 10) \times 1\,000\,000 \times 1\,000}{75 \times 1,36 \times 0,6 \times 8\,600} =$$

$$= \text{ok. } 14\,000\,000\text{ kWh.}$$

Koszt pompowania wody
 licząc po 10 zł za 1 kWh 140 miln. zł
 Obsługa pomp itp. 20 „ „

Robocizna przy rozprowadzaniu wody na polach irygowanych, licząc na 100 ha 1 pracownika-rok

$$\frac{17\,000}{100} \times 350\,000 = \text{ok. } 60\text{ „ „}$$

Inne „ 10 „ „

Razem 230 miln. zł

Przyjmując, że nawodnianie ściekami spowoduje nadwyżkę plonów o wartości ok. 35 tys. zł na 1 ha, tj. ok. 40 q siana, wartość rocznej nadwyżki plonów wyniesie:

$$17\,000 \times 35\,000 = 595\text{ miln. zł}$$

roczne wydatki na dostarczenie wody 230 „ „

czysty zysk rocznie 365 miln. zł

Wydatki na pola irygowane zwróciłyby się więc w ciągu ok. 8 lat.

Warszawa prawobrzeżna — Praga.

Ścieki po wstępnym oczyszczeniu w pobliżu Żerania pompowane są rurociągiem długości ok. 9 km na wzniesienie o rzędnej 90 m koło wsi Augustów. Przyjmując dla uproszczenia to samo zapotrzebowanie wody na 1 ha co i dla Warszawy lewobrzeżnej, wypada, że w drugim etapie dla obszaru 9 500 ha pól irygowanych (brutto) wymagany dopływ wyniesie ok. 3,0 m³/sek, tj. ok. 0,32 l/sek/ha.

Tablica III

Nazwa kanału	Odcinek		Długość km	Śred. spadek ‰	Obszar nawodniany ha	Przepływ na pocz. i na końcu odcinka m³/sek	Śred. przepływ w kan. m³/sek	Głęb. wody w kanale m	Szer. dna m	Przekrój kanału m²	Koszt jednostkowy miln. zł/km	Koszt odcinka kanału miln. zł
	od km	do km										
A	0	8,0	8,0	0,25	1 600 — 600	1,30 — 0,71	1,05	0,9	2,0	4,6	2,8	22
	8,0	14,0	6,0	0,25	600 — 400	0,71 — 0,56	0,65	0,8	1,5	3,5	2,1	13
B	0	6,0	6,0	0,25	600 — 400	0,71 — 0,56	0,65	0,8	1,5	3,5	2,1	13
C	0	6,5	6,5	0,25	1 900 — 700	1,45 — 0,79	1,10	0,9	2,0	4,6	2,8	18
	6,5	13,0	6,5	0,25	700 — 400	0,79 — 0,56	0,65	0,8	1,5	3,5	2,1	14
D	0	3,5	3,5	0,25	4 200 — 3 700	2,07 — 1,98	2,00	1,0	3,3	6,8	4,1	14
	3,5	7,2	3,7	0,25	2 500 — 2 400	1,77 — 1,72	1,75	1,0	2,8	6,2	3,7	14
	7,2	12,8	5,6	0,25	1 600 — 600	1,27 — 0,71	1,00	0,9	1,9	4,4	2,6	15
	12,8	15,0	2,2	0,25	600 — 600	0,71 — 0,71	0,71	0,8	1,6	3,6	2,2	5
E	0	8,0	8,0	0,25	1 200 — 400	1,08 — 0,56	0,80	0,8	1,9	3,9	2,3	18
F	0	5,5	5,5	0,25	800 — 600	0,87 — 0,71	0,80	0,8	1,9	3,9	2,3	15
	5,5	8,0	2,5	0,25	600 — 400	0,71 — 0,56	0,65	0,8	1,5	3,5	2,1	5

Razem . . 166

Dopływ ścieków wyniesie:

w I etapie — 250 tys. mieszk. —

$$\frac{250\,000 \times 120}{86\,400 \times 1000} = \text{ok. } 0,35 \text{ m}^3/\text{sek},$$

w II „ 350 tys. mieszk. —

$$\frac{350\,000 \times 120}{86\,400 \times 1\,000} = \text{ok. } 0,50 \text{ m}^3/\text{sek}.$$

Zapotrzebowanie wody na pola irygowane wyniesie:

w I etapie na obszar 5 000 ha (netto) wzgl. 6 500 ha (brutto):

$$Q = 2,47 \text{ m}^3/\text{sek.}, \text{ tj. } q = 0,38 \text{ l/sek/ha brutto},$$

w II etapie na obszar 7 000 ha (netto) wzgl. 9 500 ha (brutto):

$$Q = 3,03 \text{ m}^3/\text{sek.}, \text{ tj. } q = 0,32 \text{ l/sek/ha brutto}.$$

Ilość wody, którą trzeba będzie pobrać z Wisły wzgl. z kanału Bródnowskiego i rz. Długiej wyniesie więc w I etapie ok. 2,1 m³/sek. zaś w II etapie ok. 2,5 m³/sek. Aby rurociąg tłoczny mógł odprowadzić wody deszczowe przy przyjęciu rozcieńczenia 1 : 3, oblicza się go na przepływ 1,5 m³/sek. Celem uzupełnienia potrzebnej w II etapie ilości wody 2,5 m³/sek będzie się ją pobierało z kanału Bródnowskiego i rz. Długiej i pompowało do głównego kanału nawodniającego w miejscu wylotu rurociągu tłocznego ze ściekami, tj. na wzniesieniu koło wsi Augustów; gdyby występował chwilowy brak wody, to można będzie pobierać brakującą wodę z Wisły, rurociąg bowiem może przeprowadzić 1,5 m³/sek. Obliczenia wymiarów kanałów oraz ich kosztów, oparte na tych samych założeniach co i dla Warszawy lewobrzeżnej, podano w tablicy III.

Zestawienie kosztów budowy — dla Warszawy prawobrzeżnej.

Założenia: — Praga liczy 350 tys. mieszk.

— ścieki tłoczone są rurociągiem długości 9 km poza miasto,

— brakująca woda czysta pobierana jest częściowo z Wisły i tłoczona razem ze ściekami a częściowo z Kan. Bródnowskiego i rz. Długiej i prowadzona kanałem otwartym aż do wsi Augustów, gdzie jest pompowana do głównego kanału nawodniającego,

— woda ściekowa po zmieszaniu z wodą czystą rozprowadzana jest kanałami otwartymi na cały obszar pól irygowanych.

Rurociąg tłoczny dla ścieków

$$2 \varnothing 0,85 - 9 \times 50 = 450 \text{ miln. zł}$$

Kanał otwarty doprowadzający wodę czystą

z Kan. Bródnowskiego i rz. Długiej do stacji

pomp k. wsi Augustów $5 \text{ km} \times 4 = 20 \text{ „ „}$

Stacja pomp na Żeraniu 50 miln. zł

„ „ koło wsi Augustów 20 „ „

Kanały główne doprowadzające wodę na pola irygowane — ok. 65 km 170 „ „

Rowy nawodniające i odwodniające na powierzchni 7 000 ha, licząc po 90 tys. zł na 1 ha 630 „ „

Inne nieprzewidziane 160 „ „

Razem 1 500 miln. zł

Koszty eksploatacyjne.

Ilość ścieków domowych w ciągu roku:

$$350\,000 \times 365 \times 0,12 = 15\,300\,000 \text{ m}^3$$

„ wód deszczowych przy przyjęciu dopuszczalnego rozcieńczenia 1:3 oraz ok. 90 dni deszczowych w ciągu roku:

$$350\,000 \times 90 \times 2 \times 0,12 = 7\,600\,000 \text{ „}$$

Razem ok. 23 000 000 m³

Ilość wody czystej pompowanej z Kan. Bródnowskiego i rz. Długiej w okresie wegetacyjnym $3\,100 \times 7\,000 = \text{ok. } 22\,000\,000 \text{ m}^3$.

Wysokość pompowania:

Ścieki — wysokość podnoszenia $90 - 75 = 15 \text{ m}$

„ strat 3 m 18 m

Woda czysta — wysokość podnoszenia $90 - 80 = 10 \text{ m}$

„ strat 2 m 12 m

Ilość energii elektrycznej zużytej na pompowanie ogółem wyniesie:

$$\frac{(23 \times 18 + 22 \times 12) \times 1\,000\,000 \times 1\,000}{75 \times 1,36 \times 0,6 \times 3\,600} = \text{ok. } 30\,000\,000 \text{ kWh.}$$

Koszt pompowania wody, licząc po 10 zł za 1 kWh —

30 miln. zł

Obsługa pomp itp.

20 „ „

Robocizna przy rozprowadzaniu wody na polach irygowanych, licząc na 100 ha 1 pracownika-rok

$$\frac{7\,000}{100} \times 350\,000 = \text{ok. } 25 \text{ „ „}$$

Inne 5 „ „

Razem 80 miln. zł

Przyjmując nadwyżkę plonów, podobnie jak dla Warszawy lewobrzeżnej, otrzymamy:

wartość rocznej nadwyżki plonów —	7 000	×	35 000	=	245 000 000 zł
roczne wydatki na dostarczanie wody					80 000 000 „

Czysty zysk roczny 165 000 000 zł
Wydatki na pola irygowane zwróciłyby się więc w ciągu ok. 9 lat.

Variant II.

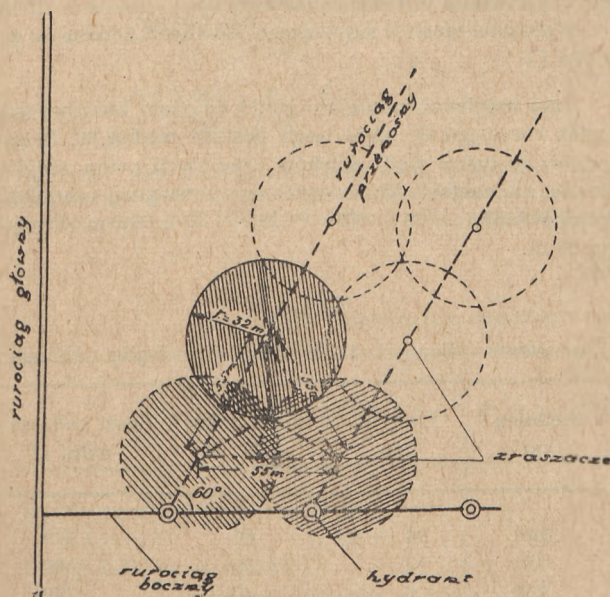
Przyjęto, że ścieki z całej Warszawy gromadzone są na Kępie Potockiej, gdzie ulegają one pewnemu sztucznemu oczyszczeniu, następnie pompowane są na pola irygowane, gdzie rozprowadza się je przy pomocy rurowciągów tłocznych, a nawodnienie odbywa się drogą zraszania wzgl. rozlewania (rys. 2).

Zakłada się, że ścieki będą rozpryskiwane przy pomocy dalekosiężnych zraszaczy. Dla obliczeń przyjęto — jako typ — zraszacz o średnicy otworu wylotowego 29 mm, który przy ciśnieniu 2,5 atmosfery posiada zasięg 32 m. Zraszacz taki nawodnia w ciągu 79 minut obszar 3 220 m² warstwą 20 mm (typ SA/36-Lanninger-Beregnungstechnik str. 95).

Jako układ sieci przyjęto system półstały, pokazany na rys. 3.

Od głównych rurociągów rozmieszczonych mniej więcej w odstępach dwukilometrowych będą odchodziły rurociągi boczne o długości ok. 900 m i rozstawie ok. 550 m. Na tych rurociągach bocznych będą rozmieszczone co 55 m hydranty, do których będzie się dołączało rurociągi przenośne o długości do 300 m.

Przez zastosowanie schematu zraszania podanego na rys. 3 otrzyma się rozstawienie zraszaczy w szachownicę, dające najbardziej równomierne nawodnianie. Jednak i przy tym sposobie ok. 35,5% obszaru będzie zraszone podwójnie. Na jeden zraszacz przypadnie powierzchnia sześciokąta o boku równym długości zasięgu; stanowi to ok. 82% obszaru będącego w granicach zasięgu danego zraszacza (tj. powierzchni koła).



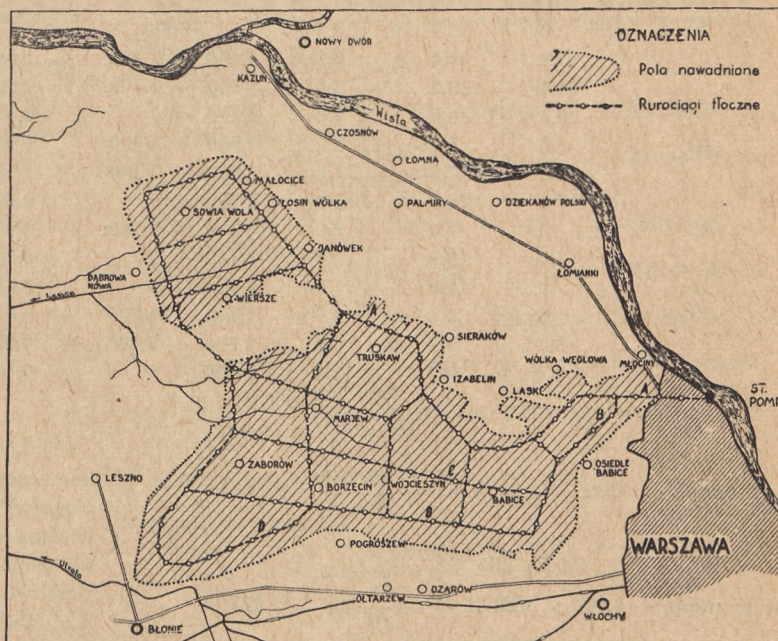
Rys. 3.

Przyjmując dalej, że na przeniesienie zraszacza z jednego stanowiska na drugie potrzeba będzie ok. 10 minut, czas pracy zraszacza na stanowisku ok. 80 minut oraz współczynnik 0,82, otrzymamy, że w ciągu 18 godzin

przy pomocy jednego zraszacza można będzie nawodnić

$$\text{obszar} \frac{3\,220 \times 9,82 \times 18 \times 60}{80 + 10} = 3,17 \text{ ha.}$$

Aby ze względu na koszt budowy rurociągów możliwie ograniczyć powierzchnię obszaru zaszanego, a jednocześnie w jak największym stopniu wykorzystać własności nawożące ścięków, przyjęto, że na 1 ha pól zasranych



Rys. 2.

będzie się dostarczało ścieki od 80 mieszk., a więc wielkość pośrednią między maksymalną (gdy cuchnięcie pól mogłoby już być uciążliwe — 100 mieszk./ha), — a natężeniem stosowanym w wypadku poprzednim, gdy chodziło o to, aby możliwie na największą powierzchnię doprowadzić ścieki, a z nimi i składniki nawożące (50 mieszk./ha.). Stąd wymagana powierzchnia pól zraszanych wyniosłaby:

w I etapie — 750 tys. mieszk. — $\frac{750\,000}{80} = \text{ok. } 9\,400 \text{ ha,}$

$$\text{w II etapie} - 1\,200 \text{ tys. mieszk. } \frac{1\,200\,000}{80} = 15\,000 \text{ ha.}$$

Doliczając na zabudowania, drogi oraz inne ok. 1/4 obszaru, otrzymamy wymaganą powierzchnię pól irygowanych

w I etapie — ok. 12 000 ha,

w II etapie — ok. 19 000 ha,

Dla skalibrowania sieci przyjęto, że w ciągu 15 dni cała powierzchnia zostanie nawodniona warstwą 20 mm. Uwzględniając, że współczynnik pracy zraszacza wynosi 0,82 i że część powierzchni nawodniana jest podwójnie, należałoby dopływ odpowiednio zwiększyć.

Wymagany dopływ na pola irygowane winien wynosić

$$\text{w I etapie — } \frac{9\,400 \times 10\,000 \times 0,02}{15 \times 18 \times 3\,600 \times 0,82} = 2,36 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

w II etapie — $\frac{15\,000 \times 10\,000 \times 0,02}{15 \times 18 \times 3\,600 \times 0,82} = 3,76 \text{ m}^3/\text{sek.}$

Jeden zraszaczy przyjętego typu zużywa 49 m³/godz., tj. 13,6 l/sek, będzie więc mogło jednocześnie pracować

w I etapie — 174 zraszaczy,

„ II „ — 277 zraszaczy.

Przy założeniu, że zraszacze pracowałyby w ciągu 18 godzin bez przerwy, nawodniłyby one w ciągu 15 dni:

Tablica IV

Nazwa rurociągu	Kilometr		Długość km	Obszar zraszany (brutto) ha	Przepływ na pocz. i na końcu odcinka m ³ /sek	Średni przepływ m ³ /sek	Średnica cm	Straty %	Straty na odcin. m	Łączna strata od początku m
	od km	do km								
A	0	3,9	3,9	19 000	3,76	3,76	140	1,1	4,3	4,3
	3,9	14,4	10,5	9 400 — 7 900	1,86 — 1,56	1,71	140	1,0	10,5	14,8
	14,4	20,2	5,8	3 500 — 2 100	0,69 — 0,42	0,56	90	2,0	11,6	26,4
	20,2	30,0	9,8	2 100 — 0	0,42 — 0,20	0,31	70	1,2	11,7	38,1
B	0	5,6	5,6	9 600 — 8 900	1,90 — 1,76	1,83	140	1,0	5,6	9,9
	5,6	17,4	11,8	5 600 — 3 100	1,11 — 0,64	0,88	110	0,8	9,5	19,4
	17,4	26,3	8,9	1 500 — 0	0,30 — 0,20	0,25	65	1,1	9,8	29,2
C	0	7,0	7,0	3 300 — 1 700	0,65 — 0,34	0,50	90	0,8	5,6	15,5
	7,0	16,9	9,9	1 700 — 0	0,34 — 0,20	0,27	65	1,1	10,9	26,4
D	0	11,0	11,0	1 600 — 0	0,32 — 0,20	0,26	65	1,1	12,1	31,6
E	0	5,7	5,7	4 400 — 2 700	0,87 — 0,53	0,70	100	0,9	5,1	20,9
	5,7	9,2	3,5	2 700 — 2 100	0,53 — 0,42	0,48	90	0,8	2,8	23,7
	9,2	20,3	11,1	2 100 — 0	0,42 — 0,20	0,31	70	1,2	13,3	37,0
			104,5							

$$\text{w I etapie} - 0,322 \times 0,82 \times \frac{15 \times 18 \times 60}{79} \times 174 =$$

$$= \text{ok. } 9\,400 \text{ ha}$$

$$\text{w II etapie} - 0,322 \times 0,82 \times \frac{15 \times 18 \times 60}{79} \times 277 =$$

$$= \text{ok. } 15\,000 \text{ ha.}$$

W rzeczywistości jednym zraszaczem można będzie nawodnić w ciągu 15 dni obszar $3,17 \times 15 = \text{ok. } 47,5 \text{ ha}$. Stąd też potrzebna ilość czynnych zraszczy wyniesie:

$$\text{w I etapie} - \frac{9\,400}{47,5} = 198, \text{ a więc ok. } 200 \text{ szt.,}$$

$$\text{w II „} - \frac{15\,000}{47,5} = 312, \text{ a więc ok. } 310 \text{ szt.}$$

Przy założeniu, że na jednym rurociągu ruchomym pracuje jeden zraszacz, otrzymamy potrzebną ilość przenośnych rurociągów:

$$\text{w I etapie} - 200 \times 300 = 60\,000 \text{ mb, tj. ok. } 12\,000 \text{ sztuk po } 5 \text{ m,}$$

$$\text{w II etapie} - 310 \times 300 = 93\,000 \text{ mb, tj. ok. } 19\,000 \text{ sztuk po } 5 \text{ m.}$$

Celem obliczenia potrzebnego ciśnienia w rurociągu głównym, przyjęto, że do rurociągu bocznego będą dołączone najwyżej 2 zraszacze jednocześnie (rys. 4), tak roz-

mieszczone, że jeden jest przesuwany w kierunku rurociągu głównego, a drugi w kierunku przeciwnym, dla obliczenia więc strat w rurociągu bocznym wystarczy przyjąć połowę jego długości przy przepływie równym wydatkowi dwóch zraszczy, tj. w danym wypadku $2 \times 13,6 = 27,2 \text{ l/sek.}$

Zakładając średnicę rurociągu bocznego 20 cm, a długość 900 m, otrzymamy na podstawie tablic Schewior'a przy założeniu $a = 0,35$ wysokość strat $\frac{450}{100} \times 0,9 = \text{ok.}$

4 m. Straty w rurociągu ruchomym przy przepływie 13,6 l/sek, długości 300 m i przyjęciu średnicy 15 cm, wyniosą $3 \times 1,0 = 3 \text{ m}$. Stąd wymagane ciśnienie w rurociągu głównym winno wynosić co najmniej $25 + 4 + 3 = 32 \text{ m}$.

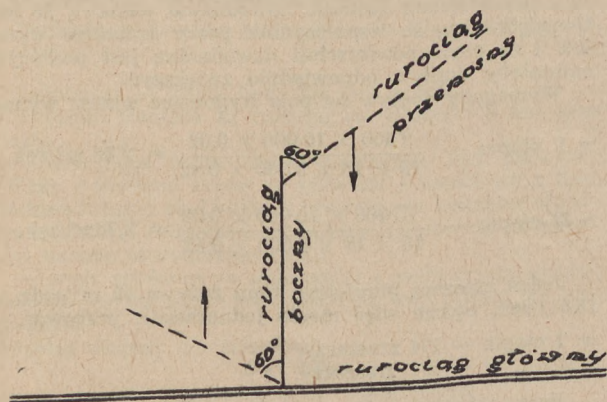
Wysokości strat w rurociągach głównych podano w tablicy IV.

Jako najniekorzystniejszy punkt przyjęto końcowy odcinek rurociągu B, gdzie teren posiada rzędną 90. Przyjmując, że lustro wody ścieków przy stacji pomp znajduje się na rzędnej 75, otrzymamy wymaganą wysokość pompowania..... $(90 - 75) + 29 + 32 = 76 \text{ m}$. Przyjęto 80 m.

Tablica V

Zestawienie długości i kosztów rurociągów głównych

Średnica cm	Długość km	Koszt 1 km miln. zł	Koszt całkowity miln. zł
140	24 + 1	60	1 500
110	12	50	600
100	6	40	240
90	16	35	560
80	8	30	240
70	21	25	525
65	25 + 9	20	680
50	11	15	165
Razem ok.			4 510



Rys. 4

Rurociągów bocznych o średnicy 20 cm potrzeba będzie przy rozstawie 550 m ok. 250 km. Przybliżony koszt ich łącznie z hydrantami wyniesie, licząc 5 miln. zł za 1 km — $250 \times 5 = 1\,250$ miln. zł.

Zestawienie kosztów budowy.

Przy założeniu:

- Warszawa liczy 1 200 tys. mieszk.,
- powierzchnia pól zraszanych wynosi 15 000 ha netto, a 19 000 ha brutto,
- teren zraszany jest zdrenowany i odwodniony rowami.

Rurociągi główne —	4 510 miln. zł
„ boczne —	1 250 „ „
„ przenośne — 100 km $\times$ 5 =	500 „ „
Zrasczacze — 310 szt. $\times$ 0,2 miln. zł	70 „ „
Stacja pomp	150 „ „
Drenowanie i odwodnienie rowami na powierzchni 15 000 ha, licząc po 90 000 zł na 1 ha	1 350 „ „
Inne nieprzewidziane	470 „ „
Razem 8 300 „ „	

Koszty eksploatacyjne.

Ilość pompowanej wody ściekowej przy założeniu, że tłoczy się ją 18 godzin na dobę, wyniesie:

$$\text{w I etapie} - \frac{750\,000 \times 0,12}{18 \times 3\,600} = 1,39 \text{ m}^3/\text{sek},$$

$$\text{w II „} - \frac{1\,200\,000 \times 0,12}{18 \times 3\,600} = 2,22 \text{ m}^3/\text{sek}.$$

Widać stąd, że prawie całkowite zapotrzebowanie wody będzie pokrywane przez same ścieki, w dni deszczowe trzeba będzie pompować znacznie więcej niż można rozpylić przy pomocy zrasczaczy. Zakłada się, że w takich wypadkach ścieki będą pompowane przez całą dobę i będą rozlewane na przeznaczonych do tego terenach. Przyjmując rozcieńczenie ścieków 1:3, ilości wody do przepompowania wyniosą:

$$\text{w I etapie} - \frac{750\,000 \times 3 \times 0,12}{24 \times 3\,600} = 3,12 \text{ m}^3/\text{sek},$$

$$\text{„ II „} - \frac{1\,200\,000 \times 3 \times 0,12}{24 \times 3\,600} = 5,0 \text{ m}^3/\text{sek}.$$

Ponieważ sieć została zaprojektowana z pewnym zapasem, przyjęto, że maksymalna wysokość pompowania— 80 m pozostaje bez zmian również i przy zwiększonym

przepływie w dni deszczowe, że będzie wtedy stosowany system rozlewowy, dla którego wystarczy ciśnienie przy wylocie 1/2 atmosfery i że nawodniane tereny będą położone bliżej.

Dla obliczenia potrzebnej energii na pompowanie przyjęto, że w okresie wegetacji, tj. w ciągu 150 dni ścieki będą zraszane i wysokość pompowania będzie wynosiła 80 m. Przez pozostałą część roku ścieki będą przeważnie rozlewane i wysokość pompowania będzie wynosiła 60 m, a w dni deszczowe wysokość pompowania będzie 80 m. Potrzebna praca na przepompowanie ścieków wyniesie:

w okresie wegetacyjnym:

$$\text{w dni bezdeszczowe} - 110 \times 2,22 \times 18 \times 3\,600 \times 80 = 1\,270\,000\,000 \text{ tm}$$

$$\text{w dni deszczowe} - 40 \times 5,0 \times 24 \times 3\,600 \times 80 = 1\,380\,000\,000 \text{ tm}$$

poza okresem wegetacyjnym:

$$\text{w dni bezdeszczowe} - 165 \times 2,22 \times 18 \times 3\,600 \times 60 = 1\,420\,000\,000 \text{ tm}$$

$$\text{w dni deszczowe} - 50 \times 5,0 \times 24 \times 3\,600 \times 80 = 1\,750\,000\,000 \text{ tm}$$

Razem 5 800 000 000 tm

Ilość energii elektr. zużytej na pompowanie wyniesie:

$$\frac{5\,800\,000\,000 \times 1\,000}{75 \times 1,36 \times 0,6 \times 3\,600} = \text{ok. } 26\,000\,000 \text{ kWh},$$

Koszt pompowania wody, licząc po 10 zł za

$$1 \text{ kWh} 260 \text{ miln. zł}$$

$$\text{Obsługa pomp itp. 40 „ „}$$

Robocizna przy rozprowadzaniu wody na

$$\text{polach, licząc 1 pracownika-rok na 50 ha 15 000} \\ \frac{15\,000}{50} \times 350\,000 = 105 \text{ „ „}$$

$$\text{Inne 15 „ „}$$

Razem 420 miln. zł

Przyjmując, że wartość nadwyżki plonów będzie wyższa niż przy poprzednim systemie nawodnienia i wyniesie ok. 50 000 zł na 1 ha, to całkowita wartość rocznej nadwyżki plonów wyniesie:

$$15\,000 \times 50\,000 = 750 \text{ miln. zł}$$

$$\text{Roczne wydatki na nawodnienie 420 „ „}$$

Czysty zysk rocznie 330 miln. zł.

Wydatki na pola zraszane zwróciłyby się więc w ciągu 25 lat.

*

Dla porównania zestawiono wyniki powyższych rozważań w tablicy VI.

Tablica VI

Zestawienie powierzchni, kosztów i rentowności, zależnie od sposobu nawodniania

W y s z c z e g ó l n i e n i e	Jednostka	Nawodnianie przez zalew lub podsiak Wariant I	Nawodnianie przez zraszanie i rozlew Wariant II
Powierzchnia nawodniana (netto)	ha	24 000	15 000
„ „ (brutto)	„	32 000	19 000
Koszty budowy w całości	miln. zł	4 300	8 300
„ „ na 1 ha (netto)	tys. zł	179	550
Roczne koszty eksploat. w całości	miln. zł	310	420
„ „ „ na 1 ha	tys. zł	13	28
Roczna wartość nadwyż. plon. w całości	miln. zł	840	750
„ „ „ „ na 1 ha	tys. zł	35	50
Czysty zysk roczny w całości	miln. zł	530	330
„ „ „ na 1 ha	tys. zł	22	22
Okres amortyzacji	lata	9	25

Który z tych dwóch sposobów byłby bardziej wskazany, można by stwierdzić dopiero po przeprowadzeniu szczegółowej ekspertyzy terenu oraz opracowaniu projektu wstępnego.

Zraszanie jest bardziej równomierne, pewniejsze, pozwalające na dokładniejsze nawodnienie i lepsze wykorzystanie własności nawożących i nawodniających ścieków, co w rezultacie daje większe zbiory z jednostki, wymaga jednak przejścia na bardzo intensywną uprawę gruntu. Nawodnienie grawitacyjne jest stosunkowo nieregularne, dające mniejszy efekt na jednostkę powierzchni, ale za to tańsze i pozwalające objąć nawodnieniem większy obszar oraz niewymagające tak intensywnej uprawy.

Przytoczony szkicowy projekt należy traktować jako postawienie pewnych założeń. Należałoby przeprowadzić wstępną ekspertyzę w terenie oraz opracować projekt wstępny w skali 1:25 000, który pozwoliłby na zorientowanie się w możliwościach technicznych i gospodarczych wykonania tego rodzaju nawodnień. W dalszym ciągu, po wykonaniu dokładnych pomiarów, można by przystąpić do opracowania właściwego projektu, co najmniej w skali 1:4 000.

Koszt ekspertyzy wraz z projektem wstępnym wyniósłby prawdopodobnie ok. 4 milionów zł, a koszt włas-

ciwego projektu wraz z pomiarami, opracowanego w jednym wariantcie wyniósłby ok. 70 milionów zł.

Przy opracowywaniu projektu należałoby przewidzieć możliwość, że zużytkowanie ścieków miejskich dla nawodnienia może się z czasem z różnych względów okazać niewygodne. W miarę zagęszczania zaludnienia tych terenów, nawodnienie ściekami może okazać się zbyt uciążliwe, a jednocześnie może zostanie w międzyczasie wynaleziony łatwy i niekłopotliwy system oczyszczania ścieków. W takim wypadku urządzenia służące dla nawodnienia przy pomocy ścieków mogłyby służyć w dalszym ciągu dla doprowadzenia na te tereny wody czystej z Wisły. Na pewno jeszcze przez bardzo długi okres czasu, bez względu na rozwój techniki uprawy roli, zwiększenie plonów będzie ściśle związane z możliwością doprowadzenia wody dla nawodnienia. Rurociągi tłoczne, jak również kanały rozprowadzające ścieki po polach irygowanych mogłyby w dalszym ciągu być w tym wypadku wykorzystane dla nawodnienia wodą czystą; plony nie byłyby wprowadzić tak duże, jednak w przewidywaniu, że w miarę wzrostu ilości ludności winien następować i wzrost plonów, wszelkie poczynania do powiększenia wydajności gleby będą zawsze aktualne i celowe.

(Wszystkie ceny podano w dawnej walucie).

DZIAŁ IV – WYKONAWSTWO

Dr Inż. JULIAN LAMBOR

Nowy typ budowli regulacyjnych systemu szkieletowego

Ograniczone zapasy materiału faszynowego oraz wysoki koszt kamienia skłaniają do poszukiwania nowych ekonomiczniejszych metod wznoszenia regulacyjnych budowli wodnych.

Autor przytacza opis tego rodzaju budowli, przy wykonaniu której jako element konstrukcyjny użyto betonowy tetraedr, wewnątrz pusty, tak że z całej bryły pozostały tylko jej krawędzie.

Do budowy tam regulacyjnych na rzekach stosujemy jako zasadnicze materiały budowlane faszynę i kamień. Pomimo rozlicznych prób i usiłowań od dawna podejmowanych zastąpienia tych materiałów innymi, nie dały one pozytywnego wyniku.

Materiał faszynowy, którego zapasy nie są nieograniczone, w miarę wzrostu nasilenia robót regulacyjnych, wyczerpuje się i musi być dowożony z coraz dalszych okolic, co podraża koszty budowy. Skutkiem tego tamy faszynowe nie ustępują nieraz w kosztach tamom z kamienia narzutowego naturalnego czy sztucznego. Kamień natomiast w budowlach regulacyjnych jest za drogi a ponadto nie jest dostatecznie wykorzystany. W średnich i dolnych biegach rzek nie potrzeba tak wielkiego ciężaru budowli regulacyjnej jak daje tama z kamienia łamanego, zwłaszcza w dolnych warstwach tej budowli.

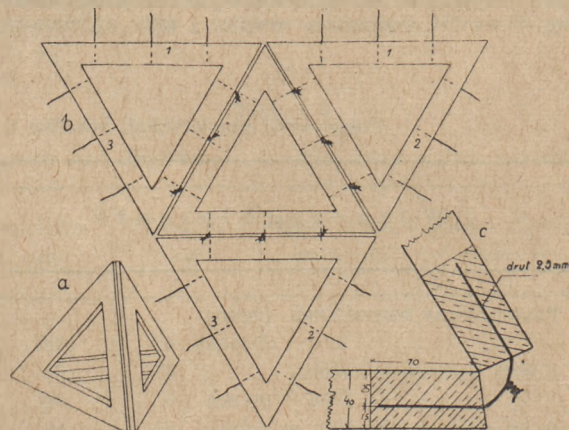
Stąd rodzi się potrzeba zmniejszenia ilości materiału kamiennego w typach tam regulacyjnych całkowicie kamiennych, ażeby obniżyć koszty tych budowli.

Jako próbę ekonomicznego typu budowli regulacyjnych kamiennych, proponowałem swego czasu typ szkieletowy z pustaków betonowych („Budowle regulacyjne typu szkieletowego“, „Gospodarka Wodna“, zeszyt 5, z 1947 r.). Tutaj podaję inną możliwość konstrukcji tam typu szkieletowego, przy zastosowaniu tetraedrów wewnątrz pustych.

Ze wszystkich figur geometrycznych forma czworoscianu umiarowego (tetraedru) jest najodpowiedniejsza, ponieważ jest to bryła najlepiej przeciwstawiająca się toczeniu i przesuwaniu, czego nie można powiedzieć o prostokątach. To też próby zastosowania tetraedrów były już podejmowane, ale pod innymi założeniami. Bryły były małych wymiarów, pełne, zapuszczane pojedynczymi warstwami, z zamiarem wywołania stopniowego zamulania, co w tych warunkach nie mogło spełnić postawionych wymagań.

Bryły opisanych poniżej tetraedrów używamy do budowy, identycznie jak kamienia narzutowego, wypełniając nimi cały korpus tamy, aż uzyska się pożądane wymiary.

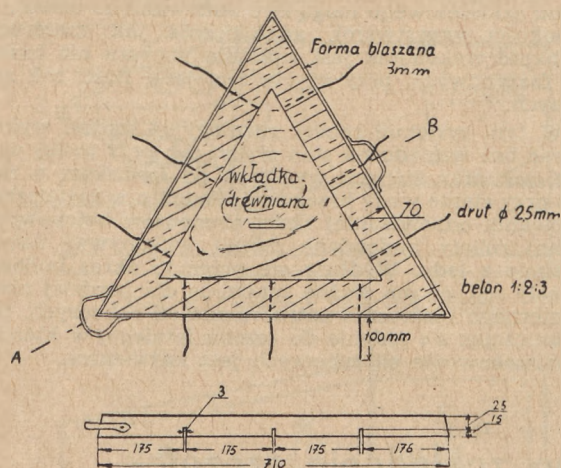
W przedstawionym tutaj typie, elementem konstrukcyjnym tamy regulacyjnej jest tetraeder, o boku długości 70 cm, wewnątrz pusty, tak że z całej bryły pozostały tylko krawędzie wykonane z betonu piaskowego niezbrojonego (rys. 1).



Rys. 1.

Wykonanie w betonie czworoscianów wewnątrz pustych, w formie przedstawionej na rysunku nastręcza poważne trudności z uwagi na szalowanie i komplikacje przy masowej produkcji, gdzie wymagana jest

szybkość i łatwość wykonania brył. Trudność ta została usunięta przez wykonanie w prostej formie pojedynczych ścian tetraedru, łączonych potem po cztery ściany w jedną bryłę. Pojedyncze ściany łączy się ze sobą, wiążąc razem wkładki druciane $\varnothing$ 2,5 mm, wpuszczone w beton w czasie wykonywania ścian.

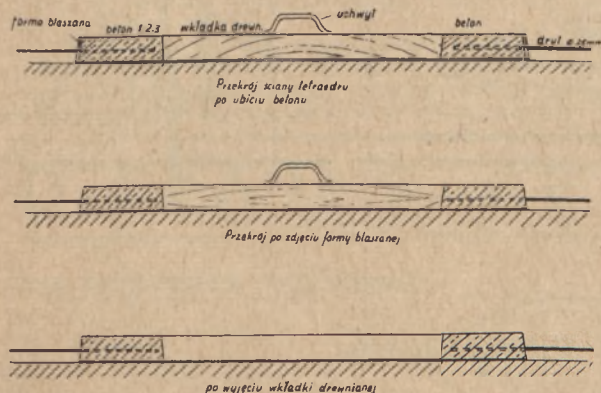


Rys. 2.

Poszczególne ściany wykonujemy w formach blaszanych (rys. 2), z dołu i z góry otwartych, stanowiących jedynie obramowanie dookoła ściany i zdejmowanych zaraz po ubiciu betonu. Przy ubijaniu betonu wkłada się w beton wkładki druciane $\varnothing$ 2,5 mm, długości kilkunastu cm, po trzy wkładki w każdej ścianie. Druty te wtyka się w otwory pozostawione w formie blaszanej, jako szpary do połowy wysokości, zezwalające na zdjęcie formy, pomimo włożonych w beton drutów. W ten sposób, ubijając beton w tych formach, możemy wykonać łatwo i sprawnie pojedyncze ściany masowo, wprost na placu budowy, na przygotowanym uprzednio warsztacie.

Po wykonaniu odpowiedniej ilości ścian, ze sterzącymi wkładkami, przewozimy je galarem na miejsce budowy. Na galarze łączy się po cztery ściany w formę tetraedru, skręcając razem wystające druty.

Po wmontowaniu tetraedru spuszcza się go do wody w miejscu budowy tamy. Ażeby nie powodować uszkodzeń i połamania czworoszczianów przy chaotycznym wrzucaniu ich do wody, lepiej jest spuszczać je na drąg z hakiem.



Rys. 3.

Zamiast łączenia ścian przy pomocy wkładek drucianych, można nie używać wkładek, a wiązać na rogach sąsiednie ściany bezpośrednio drutem. Praktyka wykazuje, który sposób jest lepszy.

Wykonując tamy z wyżej opisanych tetraedru możemy je wznosić do odpowiedniej wysokości pod wodą, a następnie potem w razie potrzeby nadbudo-

wywać, analogicznie jak się to stosuje przy systemie materacowym. Puste miejsca pozostałe w tamie, puste przestrzenie w tetraedrach, w krótkim czasie zostaną zajęte piaskiem.

Łączenie poszczególnych ścian nie będzie wykonane oczywiście tak prawidłowo, jak to pokazano na rys. 1. Dokładność nie jest tu wymagana i przesunięcie względem siebie ścian, jak na to pozwalają luz w drutach, jest bez znaczenia dla zamierzonego celu.

Grubość ścianki tetraedru wynosi 4 cm, szerokość 7 cm, zaś długość boku ściany 70 cm. Przy tych wymiarach pełna objętość tetraedru wynosi 41,4 dm³, natomiast objętość betonu w tej bryle zaledwie 13 dm³, oszczędność na kubaturze wynosi więc 68%. Ciężar jednego tetraedru dochodzi do 30 kg. Jest to ciężar pozwalający na swobodne manipulowanie bryłami w czasie wykonywania robót regulacyjnych, a zarazem dostatecznie duży dla oparcia się sile żywej prądu wody.

Na 1 m³ budowli regulacyjnej wychodzi do 17 sztuk tetraedru, czyli 0,22 m³ betonu o zawartości 66 kg cementu. Koszty 1 mp. tamy regulacyjnej w ten sposób wykonane, według cen obecnie obowiązujących, wyniosą:

a) 0,22 m ³ betonu wykonanego na placu budowy, licząc koszt 1 m ³ betonu (materiał łącznie z robocizną) z uwagi na małą objętość elementów, po 165,00 zł	36,30 zł
b) przewóz, wiązanie i topienie 17 sztuk tetraedru — 4 godz. rob. po 2,40 zł (łącznie z generaliami)	9,60 zł
Razem	45,90 zł



Rys. 4.

Są to koszty całkowite wraz z transportem materiału na plac budowy.

Szybkość wykonania budowli regulacyjnej z przygotowanego materiału (wyroblonych ścian tetraedru) jest znaczna, gdyż partia robotników złożona zaledwie z 6 ludzi wykona dziennie 150 mp budowli.

Przedstawiony tutaj typ budowli regulacyjnych był wypróbowany przy regulacji rzeki Warty powyżej Prosnego w lecie 1948 r. Pod Białobrzegiem wykonano w ten sposób 5 ostróg, wznosząc je do stanu małej wody. Przedstawione tutaj zdjęcia fotograficzne wykonano właśnie na tym placu budowy.

Łączna długość wykonanych ostróg wynosiła 206 mb, a średni przekrój 2,25 m², na przeciętnej głębokości przy małej wodzie od 0,5 do 1,5 m. Według obliczeń Państwowego Zarządu Wodnego w Koninie całkowity koszt wykonania 1 mp. tych budowli wyniósł wówczas 18,42 zł (wykonanie w zarządzie własnym).

Budowle te do dnia dzisiejszego zachowały się bardzo dobrze, wytrzymały parokrotne przejście wielkich wód i lodów, przestrzeń między ostrógami została zamulona i dzisiaj już jest obsadzona wikliną.

Projektowany typ budowli szkieletowych, w porównaniu z innymi typami, jak faszynowe, faszynowo-



Rys. 5.

kamienne (materace) lub kamienne posiada tę zaletę, że nie wymaga dowozu wielkiej ilości materiałów na

plac budowy, gdyż na 1 mp budowli potrzeba nie więcej jak 66 kg cementu.

Skomplikowane zagadnienie transportu wielkich ilości faszyny, szczególnie kłopotliwe przy niskich stanach wody, w tym wypadku odpada.

Również ważną zaletą tego typu jest, że tamy systemu szkieletowego mogą być budowane do dowolnej wysokości, warstwami, analogicznie jak materace. Szybkość wykonania jest znacznie większa niż budowli faszynowych, przy użyciu mniejszej ilości rąk roboczych.

W tym systemie roboty regulacyjne można wykonywać bez względu na stan wody, tak przy małej wodzie, jak przy stanach wyższych od średniego, a nawet przy stanie wody brzegowej. Ponadto w razie przygotowania odpowiedniej ilości elementów betonowych (ścian) roboty budowlane można wykonywać nawet w zimie z lodu. Wydłuża się przez to okres budowy na cały rok, co ma ważne znaczenie dla bardziej równomiernego rozłożenia zatrudnienia sił roboczych, nie ograniczając się jedynie do sezonu letniego, w którym zapotrzebowanie sił roboczych jest największe.

Urządzenie do mechanicznego zakładania szczotek faszynowych podwodnych

Z pomysłów nowatorskich w regulacji rzek

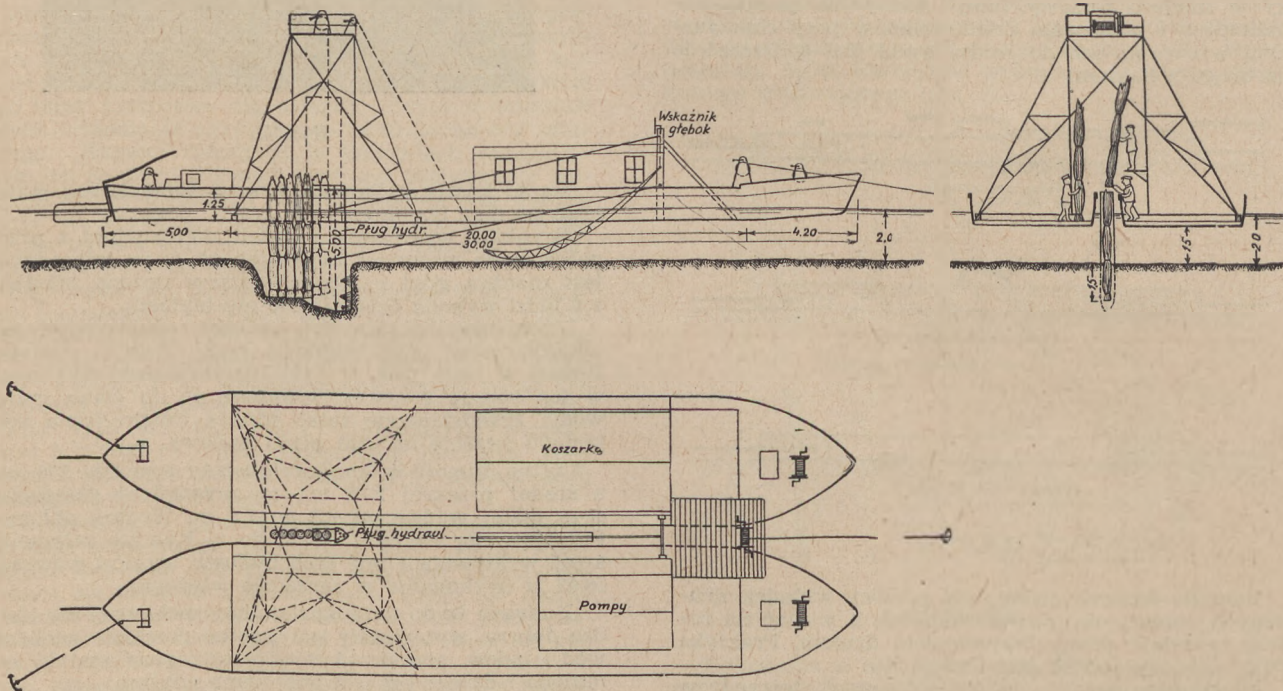
Do referatu racjonalizatorstwa w Departamencie Dróg Wodnych Min. Kom. zgłoszony został przez Inż. Stefana Czernika z Dyrekcji Okręgowej Dróg Wodnych w Gdańsku pomysł racjonalizatorski, który ze względu na znaczenie, jakie w wypadku udanych prób mogłyby mieć przy regulacji rzek, a w szczególności przy robotach zmierzających do koncentracji koryta rz. Wisły, zasługuje na omówienie.

Dążeniem Autora pomysłu jest znalezienie takiego typu lekkich budowli, który przy łatwym i szybkim sposobie wykonawstwa posiadałby znacznie większą od dotychczas stosowanych typów wytrzymałość na niszczące działania pochodu lodów.

Zgłoszony pomysł opiera się na obserwacjach działania i doskonałych wynikach uzyskiwanych przy sto-

sowaniu — dla przyspieszenia kolmatacji odsypisk rzecznych — tzw. „szczotek” nadwodnych. Według tego pomysłu wykonanie „szczotek” podwodnych (dennych) Autor proponuje przy pomocy specjalnego urządzenia mechanicznego. Zasadniczym elementem tego urządzenia do zakładania szczotek faszynowych w dnie rzeki (pod wodą) jest „pług hydrauliczny”. Ma on za zadanie wytworzenie drogi płukania (rozmywania), przy zastosowaniu silnych pomp ssących, rowka (rynny) w dnie rzeki i umożliwienie umieszczenia w tym rowku faszyn, tworzących szczotki.

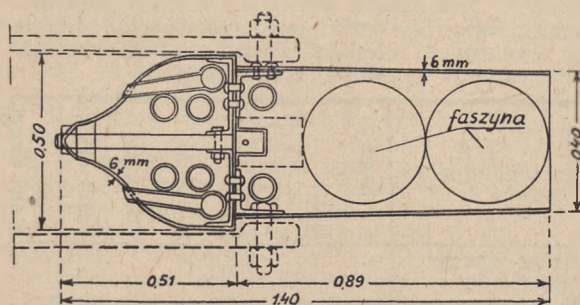
Wytyczną przy konstruowaniu tego urządzenia były obserwacje oraz informacje o sposobach i osiągnięciach uzyskanych przez zastosowanie działania prądu wody przy usuwaniu pali, zakładaniu kabli podwodnych



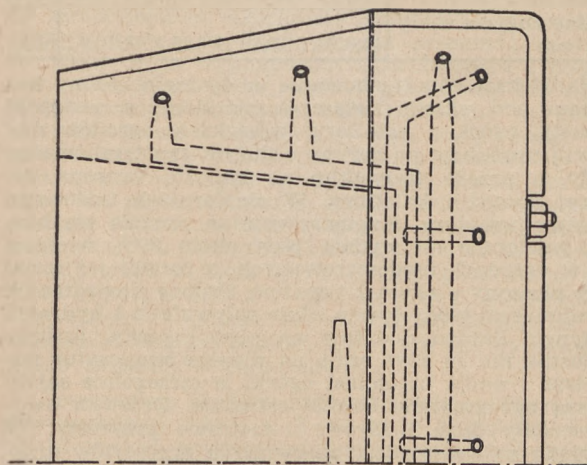
Rys. 1.

w korycie rzeki oraz przy zapuszczaniu pali tarczowych dla filarów mostowych.

W przedniej swej części plug hydrauliczny zaopatrzony jest w 6 rur tłocznych, zakończonych w lemie-szu i spodzie pluga dyszami, w tylnej zaś, trójsiennej,



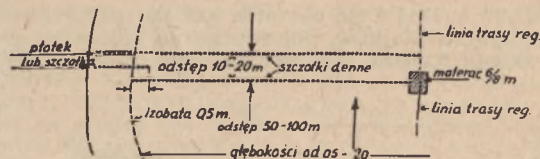
Rys. 2. Przekrój poziomy pluga.



Rys. 3. Widok z boku dolnej części pluga.

części urządzona jest uruchamiana za pomocą dźwigni wyrzutnia dla umieszczanych tam wiązek faszyny. Poza urządzeniem do wysuwania faszyn, w tylnej komorze pluga zainstalowane są dodatkowo 2 rury tłoczne, zakończone dyszami, dla wypłukiwania piasku, który prawdopodobnie gromadzić się będzie w dolnej części komory, podczas pracy pluga. Silny, krótkotrwały strumień wody z tych rur ułatwić zarazem może wysuwanie faszyn z komory i zamulanie faszyn w rowku.

Z uwagi na znaczny ciężar pluga (około 2,2 t) i konieczność swobodnego manipulowania nim, projekt przewiduje umieszczenie go między dwoma promami



Rys. 4. Przykład usytuowania szczotek na większej rzece.

(o nośności około 80 t), przy zawieszeniu ruchowo na wieży szkieletowej i przy utwierdzaniu w pionie, za pomocą dwóch par podłużnych prętów żelaznych, zaopatrzonych w konstrukcję resorową.

W czasie pracy całość urządzenia zakotwiczona byłaby przy pomocy trzech dźwigarek stabilizujących, z których przednia będzie miała za zadanie przesuwanie obiektu w trasie „szczotki”, w miarę postępu płukania rowka, dwie zaś tylne dźwigarki zwalniałyby sukcesywnie liny kotwiczne, stabilizując obiekt w trasie.

Z urządzeń pomocniczych obiektu wymienić należy dodatkowe urządzenie płyzy wahadłowej dla orientowania obsługi pluga o głębokości koryta rzeki na przedpolu pluga, tzn. w linii jego pracy. W czasie holowania obiektu, płoza podwieszona byłaby za pomocą lekkiej dźwigarki, umieszczonej na szczycie wieży.

Urządzenie to pracować może na głębokościach 0,5 — 2,0 m (maksim. 2,5 m), przy czym głębokość wykonanej bruzdy wynosi 2,0 m. Spód faszyn (szczotki) znajduje się przypuszczalnie około 0,5 m powyżej dolnej krawędzi pluga, a zatem faszyna utwierdzona byłaby w rowku na długości około 1,5 m. Głębokość ta zapewniałaby należyte umocowanie szczotki faszynowej w dnie rzeki. Założenie szczotek w miejscach płytszych możliwe byłoby przy wyższych stanach wody, względnie należałoby na tych partiach zastosować inny rodzaj lekkich budowli, np. płotki.

Przewidywana ilość obsługi całego obiektu wynosiłaby 11 osób. Postęp pracy Autor projektu przewiduje do 10 mb szczotki na godz., czyli średnio 70 mb dziennie. Całkowity koszt wykonania 1 mb szczotki, łącznie z kosztami remontu i amortyzacji urządzenia mechanicznego, skalkulowany został na około 30 zł.



Rys. 5.

Według wstępnych obliczeń fachowców zastosowanie pomysłu inż. Czernika tylko na terenie Dyrekcji Okręgowej Dróg Wodnych w Gdańsku, może dać ok. 600 tysięcy zł oszczędności rocznie.

F. Gajownik

DZIAŁ V — EKSPLOATACJA

INŻ. FRANCISZEK STRYJEWSKI

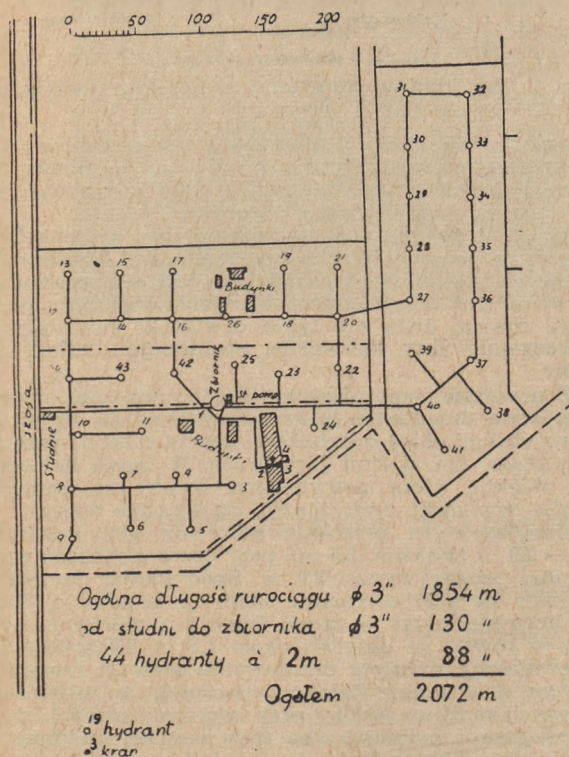
Deszczownia Majków około Kalisza

Okolice Kalisza posiadają dobre warunki glebowe i klimatyczne dla kultur ogrodnich. Średnia temperatura roczna należy do najwyższych w Polsce i wynosi 8,1°C, a średnia temperatura stycznia tylko —2,5°C. Kłęski przymrozków są mniejsze niż w innych dzielnicach Polski, a nawet w sąsiednich okolicach. Nic więc dziwnego, że w rejonie Kalisza powstał jeden z największych w Polsce ośrodków ogrodnich. Głównym wrogiem tego ośrodka jest susza. Średnie opady atmosferyczne z okresu 1891—1910 wynosiły dla Kalisza 498 mm, należą więc do najniższych w Polsce.

Podlewanie ręczne roślin jest — jak wiadomo — bardzo kłopotliwe, kosztowne i stosuje się na małą skalę dla najbardziej cennych kultur pod szkłem. Dalszy rozwój ogrodnictwa będzie głównie zależeł od rozwiązania sprawy dostarczania wody. Dlatego też powstała myśl założenia w okolicy Kalisza deszczowni, opartej na wodzie wstępnej, studziennej, gdyż większość ogrodów ze względu na swe położenie nie będzie mogło korzystać z wody powierzchniowej.

Projekt deszczowni został opracowany przez Rejonowe Kierownictwo Robót Wodno-Melioracyjnych

w Kaliszu w 1948 r. na obszarze 4,82 ha rozparcelowanego majątku Majków, położonego na północnej granicy miasta Kalisza. Dla zrealizowania projektu pow-



Rys. 1. Plan deszczowni.

stała Spółka Wodna składająca się początkowo z 3, a następnie z 4 członków, która w 1948 i 1949 r. zaciągnęła pożyczkę w Banku Rolnym. W trakcie realizacji projektu deszczowni uległ znacznym zmianom, gdyż zakres działania został zwiększony do 8,416 ha, a poza tym zmieniono miejsce ujęcia wody, gdyż w projektowanym miejscu przy zbiorniku nie natrafiono na warstwę wodonośną.

Grunty objęte projektem są położone na lokalnym wododziale w odległości 2 km od rzeki Prosnys, na poziomie wyższym od średniego poziomu wody normalnej rz. Prosnys o 33–45 m.

Gleba jest gliniasta, nieco zbielicowana, zdrenowana, o dobrych właściwościach fizycznych, świetnie nadających się dla wszystkich kultur polowych. W 1946 r. założono tu 2,5 ha sadu składającego się głównie z jabłoni karłowatych na hattonowskich podkładkach, a poza tym rozpoczęto zakładać kultury warzywne. Susze w 1947 i 1948 roku poczyniły w świeżo założonych ogrodach ogromne szkody, a mszyca zniszczyła nasienne buraków cukrowych i wstrzymała rozwój drzewek.

W tych warunkach łatwo przyjął się pomysł założenia deszczowni, której budowa trwała od września 1948 r. do maja 1950 r. Od 1 maja 1949 r. deszczownia była czynna na obszarze 6,85 ha.

Wyniki pierwszego roku nawodnień są pozytywne, przeegzaminowały one wykonane urządzenia techniczne, jak też dały pewne wskazówki co do ich opłacalności.

Deszczownia spełnia następujące zadania:

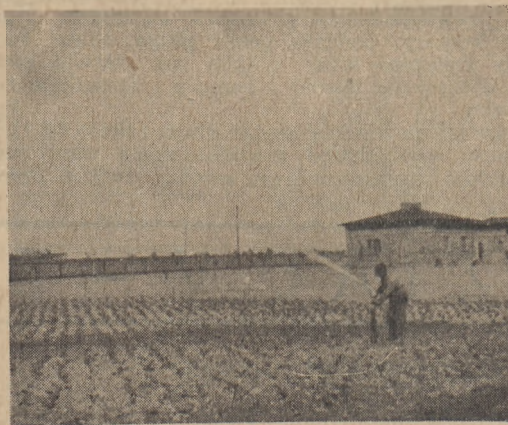
- zapewnia dostateczną ilość wilgoci dla kultur ogrodniczych,
- ułatwia walkę ze szkodnikami roślin,
- chroni przed przymrozkami,
- umożliwia na szeroka skalę rozwój hodowli pod szkłem i przeprowadzanie całego szeregu doświadczeń.

Zasadniczym celem deszczowni jest uzupełnienie opadów atmosferycznych w okresie wegetacyjnym

i uzyskanie przez to większych, a przede wszystkim wcześniejszych plonów. W 1949 r. na obszarze 6,85 ha zużyto na deszczowanie około 16.500 m³ wody, co odpowiada dodatkowemu opadowi 241,6 mm w ciągu 7 miesięcy. Ponieważ wg danych P.I.H.M. Oddział w Poznaniu opad w tym okresie wynosił w Kaliszu 308,4 mm (w ciągu całego roku 448,2 mm), przeto ogólne zużycie wody w ciągu 7 miesięcy wegetacyjnych wyniosło 550 mm, co podaje następujące zestawienie:

Wyszczególnienie	Kwiecień	Maj	Czerwiec	Lipiec	Sierpień	Wrzesień	Październik	Razem w okr. weget.
Przeciętne opady w latach								
1891–1910 w mm	40	54	55	78	49	35	32	343
Opady w 1949 r. w mm	37,1	65,1	51,7	65	86	2,3	1,2	308,4
Dawki w 1949 r.	7,5	31	41,7	48	39,4	56	18	241,6
Ogólne zużycie wody w mm	44,6	96,1	93,4	113	125,4	58,3	19,2	550

Największe zapotrzebowanie wody mają rośliny hodowane pod szkłem (zwłaszcza pomidory), a następnie kapusty, ogórki i kalafiori. Właściciele ogrodów zastawili produkcję na rośliny o dużym zapotrzebowaniu wody, a przede wszystkim na kapustę wczesną, po której posadzili kalafiori. W cieplarniach hodowano głównie pomidory. Kapusta wczesna okazała się bardzo wdzięczna — wydała plon około 50% większy, niż w ogrodach niedeszczowanych, a rozwój jej został przyśpieszony o około 2 tygodnie. Próbną nawodnienie z nadmiarem wody (woda silnie spływała) z 1 hydranta wpłynęło bardzo dodatnio na plon kapusty. Rośliny kapustne nie są zbyt czułe na różnice temperatur powietrza i wody, natomiast ogórki, a szczególnie sałaty muszą być zraszane bardzo ostrożnie. Drzewka owocowe dały duże i zdrowe 1-metrowe przyrosty. Ze względu na konieczność zdrewnienia przyrostów drzewek przed zimą (przemarzanie), dawki w październiku zostały znacznie zmniejszone. Niezwykle suche w 1949 r. były m-cie wrzesień (2,3 mm) i październik (1,2 mm), dlatego też poplony ogrodnikom nie udawały się, a rozsady ginęły. Na terenach deszczowanych rozsady poszły bardzo dobrze i poplony (głównie kalafiori) udały się znakomicie.



Rys. 2

Deszczownia znacznie ułatwia walkę ze szkodnikami roślin przez zmywanie mszycy, pchełki i liszek silnym strumieniem wody. Jednoroczne doświadczenia są niedostateczne dla wyciągnięcia daleko idących wniosków w tej dziedzinie, niemniej stwierdzono, że rośliny zrasane były znacznie zdrowsze od sąsiednich. Jedynie choroby wirusowe na pomidorach występowały silnie, zresztą tak jak i wszędzie.

Temperatura wody pompowanej ze studni artestyj-skiej wynosi 12°C, dlatego też deszczowanie roślin

w czasie przymrozków może zapobiec stratom. Wykonane w końcu grudnia doświadczenie na kalafiorach dało dodatnie rezultaty. Kalafiory zraszane utrzymały się niezmrożnięte do 30 grudnia przy przymrozkach dochodzących do -8°C , podczas gdy niezraszane — zmarzły.

Posiadając dostateczną ilość taniej wody w każdej chwili ogrodnik może pójść na najbardziej intensywną produkcję warzyw, a mianowicie na hodowlę pod szkłem. Głównie chodzi tu o pomidory, które w cieplarnianych warunkach zużywają w ciągu 3 miesięcy (15. III.—15. VI.) około 1000 mm wody. Pomidory nie znoszą jednak silnych opadów, w czasie których łatwo ulegają chorobom grzybowym i wirusowym, a owoce pękają, dlatego też należy im dostarczać wilgoci drogą podziemną. W tym celu w szklarni o powierzchni 420 m^2 ($12 \times 35\text{ m}$) urządzono 2 baseny, z których woda pod ciśnieniem 1 m rozchodzi się siecią drenarską. Dreny $\varnothing 4\text{ cm}$ założone są na głębokości 15—20 cm i o rozstawie 1 m. Rezultaty takiego nawodnienia przeszły oczekiwania. Pomidory rosły znakomicie, zdrowo i dały obfity i piękny plon. Płytkie i gęste założenie dren opłacać się może tylko w cieplarni, gdyż konieczne tu jest coroczne przekładanie dren. W 1950 r. będą wykonywane doświadczenia z podobnym nawodnieniem na wolnej przestrzeni dla ogórków i pomidorów. Dreny będą zakładane na głębokości 20—50 cm i rozstawie 1—4 m. Eksperyment ten wykaże czy nawodnienie się uda, a głównie czy będzie opłacalne. Dawki są ściśle regulowane i dostosowane do zapotrzebowania roślin. Kultury młode są zraszane codziennie, lecz w małych ilościach. Kapusty w główkach są podlewane bardzo silnie, aż do momentu, gdy woda zaczyna spływać. Czas podlewki wynosi 5—30 minut, a dawka 2—15 mm. Dzięki codziennemu i ostrożnemu zraszaniu nie zauważono dotychczas zasklepiania się dość ciężkiej gleby, ani też wymywania węglab składników pokarmowych.

Deszczownia Majków jest całkowicie oparta na wodzie wstępnej, która z 2 studzien o głębokości od 30—40 m jest pompowana do zbiornika żelbetowego, z którego pod ciśnieniem 6 atmosfer wprowadzana jest do sieci rurociągów stałych o średnicy 3" (78 mm) i ogólnej długości 1854 m. Sieć ta jest uzbrojona w 44 hydranty wystające na 70—100 cm ponad ziemię. Na hydrant nakłada się zraszacz jednostrumieniowy typu Perrot lub Netzbund, które pod ciśnieniem wody obracają się.

Podstawą działania deszczowni jest 5 studni. Trzy z nich dały rezultaty negatywne i trzeba było je zasympać. Wodę znaleziono na żyłę przy szosie z Kalisza do Stawiszyna na głębokości ok. 28 m. Założony został filtr o długości 4 m i średnicy 90 mm. Woda w otworze wzniosła się o 18 m, tworząc przy pompowaniu depresję 1 m. Początkowo zainstalowano pompę tłokową, która jednak dawała tylko $2\text{ m}^3/\text{godz.}$, dlatego też studnię ocembrowano do poziomu wody i zainstalowano pompę wirową. Wydajność studni wzrosła do $6\text{ m}^3/\text{godz.}$ Już w 1949 r. studnia ta w okresach posuchy okazała się niewystarczającą, zwłaszcza, że zwiększony został obszar zasięgu deszczowni, dlatego też w roku bieżącym poczyniono dalsze poszukiwania wody i ostatecznie zdecydowano się na wywiercenie studni w odległości 3 m od pierwszej. Żyła wodonośna w nowym otworze wynosi aż 9 m. Założono filtr o długości 9 m i średnicy 286 mm. Próbnym pompowaniem wykazały wydajność $20\text{ m}^3/\text{godz.}$ Sprawa więc wody została wreszcie rozwiązana. Woda jest twarda, żelazista, smaczna, o temperaturze 12°C . Jest ona pompowana rurociągiem 3" do zbiornika żelbetowego o średnicy 10 m i głębokości 2 m (pojemność 157 m^3 — pojemność użytkowa 140 m^3). Basen ten ma za zadanie wyrównanie pracy pomp, podniesienie temperatury i utlenienie wody. W razie potrzeby w basenie można rozpuścić mieszaninę nawozową do zasilania roślin. W czasie posuchy pompy studniowe pracują bez przerwy, natomiast podlewanie może być przeprowadzane w ciągu około 7 godzin na dobę, wieczorem i nocą, dla uniknięcia dużych różnic temperatur powietrza i wody. Przy temperaturze powietrza wynoszącej 23°C — woda ze studni miała 12°C , woda w zbiorniku

17°C , a woda zraszana 19°C . Z powyższego wynika, że w zbiorniku woda ogrzewa się o 5°C , podczas gdy przy zraszaniu tylko o 2°C . W okresie zimowym woda jest pobierana dla użytku domowego i dla cieplarni za pomocą hydrantów umieszczonych na rurociągu idącym ze studni do cieplarni z pominięciem basenu. Pompa wirowa o wydajności $20\text{ m}^3/\text{godz.}$ (obecnie będzie zamieniona na $50\text{ m}^3/\text{godz.}$) pompuje wodę ze zbiornika do sieci rurociągów pod ciśnieniem 6 atmosfer. Napęd jest elektryczny (dołączono specjalnie dla deszczowni). Sieć rurociągów jest stała, założona na głębokości od 90 do 130 cm. Jest ona połączona za pomocą 3 studzienek z siecią drenarską, tak że istnieje możliwość całkowitego spuszczenia wody. Do zraszania służą 3 zraszacze (1 marki Netzbund i 2 — Perrot) o średnicy dyszy 16 mm i zasięgu o promieniu 27 m. W czasie ciszy zraszane koła nakładają się i na ogół nie ma powierzchni nienawodnianych, lecz w czasie wiatrów — koła zamieniają się w wydłużone elipsy i zachodzi konieczność dodatkowego zraszania pół między elipsami. Jest to wykonywane za pomocą lekkich, 6-metrowych rurociągów przenośnych, na które dopiero nakłada się zraszacz.

Wykonane instalacje deszczowniane trzeba było nieraz zmieniać, gdyż w działaniu okazywały się błędy. Szczególnie niekorzystne wyniki zauważono w działaniu pomp przy ssaniu, dlatego też pompy studniowe zainstalowane są w głębi studni, a pompa przy zbiorniku będzie opuszczona w ten sposób, aby działała tylko tłocząco. Ze względu na powiększenie obszaru z początkowego $4,82\text{ ha}$ na $8,416\text{ ha}$ trzeba było zwiększyć wydajność pomp tak, aby jednocześnie mogły pracować 3 zraszacze. Na ogół instalacje techniczne zdały dobrze egzamin, najgorzej przedstawia się sprawa zraszaczy, których jest tylko 3 i często się psują.

Ogólny koszt deszczowni wyniesie $4,5\text{ miln. zł}$, tj. 535 tysięcy zł na 1 ha (dawnej waluty).

Koszt nawodnienia 1 ha w ciągu roku wynosi:

- | | |
|---|-------------|
| 1) Oprocentowanie kapitału 5% od 535.000 | — 26.750 zł |
| 2) Amortyzacja (średnia trwałość urządzeń 20 lat) 5% od 535.000 | — 26.750 zł |
| 3) Koszt energii elektr. 2500 m^3 wody à 5 zł | — 12.500 zł |
| 4) Obsługa, konserwacja i drobne naprawy | — 14.000 zł |

Razem — 80.000 zł

Wartość zwiększonych plonów jest zależna od rodzaju kultury i wynosiła w 1949 r. od 100 do 200 tys. zł z 1 ha.

Koszty deszczowni opartej na wodzie rzecznej i z częścią urządzeń przenośnych winny okazać się znacznie mniejsze, gdyż odpadnie konieczność wiercenia kosztownych studzien, podwójnego pompowania oraz budowy zbiornika.

Mimo dość znacznych kosztów, deszczownia okazuje się opłacalną, dzięki należytemu nastawieniu się członków spółki na jak najbardziej intensywną produkcję warzyw i owoców. Dla celów doświadczalnych wprowadza się coraz to nowe uprawy (hodowla dziczeków jabłoni) i czyni się obserwacje.

Na terenie deszczowni zmieniony jest mikroklimat, dlatego też należałoby wykorzystywać ją dla różnego rodzaju obserwacji i doświadczeń z dziedziny ogrodnictwa i melioracji. W tym celu pożądane byłoby opracowanie formularzy, w których obserwator notowałby ilość zużytej wody, jej temperaturę i skład chemiczny, oraz wyniki nawodnień. Obserwacje te dałyby materiał dla rozbudowy deszczowni na szeroką skalę, bez których prawdziwe ogrodnictwo w przyszłości istnieć nie może.

Wydaje się, że przy wprowadzeniu masowej produkcji zraszaczy urządzenia deszczowniane z powodzeniem można by w przyszłości zastosować i w rolnictwie, co niewątpliwie byłoby postępem o ogromnym znaczeniu.

Inż. LEONARD SKIBNIEWSKI

Biologiczne oczyszczanie ścieków w stawach rybnych

Stawy rybne mogą spełniać rolę filtrów biologicznych. Tego rodzaju biologiczne oczyszczanie ścieków jest o tyle wskazane, że jednocześnie otrzymujemy znaczne korzyści związane z hodowlą ryb — przeważnie karpia.

Pierwsze próby bezpośredniego wykorzystywania ścieków w stawach zostały zapoczątkowane w Berlinie w 1880 r. Wybudowano wtedy 10 większych stawów, które jednak po upływie pewnego czasu przestały być użytkowane z powodu niewłaściwej eksploatacji, (przeciążenie ściekami) oraz istniejącej odrazy do konsumpcji ryb, które rzekomo odżywiały się nieczystościami.

Gdy z czasem odpowiednie badania wyświetliły, że karpie i inne ryby hodowlane odżywiają się planktonem, któremu za pokarm mogą służyć związki nawozowe znajdujące się w ściekach, lecz dopiero po ich zmineralizowaniu się, stawy ściekowe ponownie uzyskały prawo obywatelstwa.

Człowiekiem, który całość zagadnienia postawił na właściwym poziomie, był Hofer. Wyszedł on z założenia, że woda stojąca, w której bakterie rozkładające związki organiczne mają odpowiednie warunki rozwoju, posiada przynajmniej te same zdolności samooczyszczania się co i woda bieżąca. Ujemne więc warunki biologiczne w stawach ściekowych ulegną zasadniczej poprawie w razie racjonalnego dozowania napływu ścieków oraz doprowadzenia niezbędnych ilości tlenu dla zabezpieczenia aerobom możliwości rozwoju. Jako środek dla osiągnięcia tego celu Hofer zaleca rozcieńczanie ścieków 2—4 krotną ilością zasobnej w tlen wody.

Opierając się na powyższych założeniach, zbudowano liczne gospodarstwa rybne, z których są najbardziej znane założone w 1911 r. zakłady stawowe w Strassenburgu. Otrzymane wyniki świadczyły, że działania oczyszczające stawów odpowiadało przewidywaniom, a mianowicie: ilość zawartych w ściekach bakterii, specjalnie chorobowych po osiągnięciu stawów znacznie obniżyła się, a doprowadzany azot latem 1911 r. był w 78% (zimą w 50%) asymilowany przez mikroflorę.

Wyniki osiągnięte w Strassenburgu oraz dalsze w tym kierunku badania ustaliły następujące zasady użytkowania stawów ściekami:

— Ścieki miejskie przed doprowadzeniem do stawów winny być koniecznie poddane wstępnemu oczyszczaniu oraz osiągać staw w stanie możliwie świeżym. Dlatego też nie mogą być przez czas dłuższy przetrzymywane w osadnikach.

— Oczyszczone ścieki przed dopływem do stawu winny być rozcieńczone w stosunku 1:2 do 1:4.

— Wodę służącą do rozcieńczania, o ile jest chłodną, zaleca się uprzednio podegrzać w zbiornikach. Bezoszczędnie może być do tego celu używana woda z kanałów żeglugi, małych jezior i innych zbiorników.

— Orientacyjne obciążenie terenów stawowych wynosi 2000 mieszk./ha.

— Przyrost karpia w stawach ściekowych osiąga 500—600 kg/ha.

Zaleca się również na wymienionych stawach hodować kaczki w ilości do 500 szt./ha.

— Powierzchnia stawów ściekowych może wahać się od 0,5 do 5 ha. W większych stawach istnieją lepsze warunki utlenialności związków organicznych wskutek łatwiejszego falowania powierzchni wody.

— Należy zawsze dysponować odpowiednią ilością świeżej wody celem rozcieńczania ścieków. Szczególnie latem, gdy dopływ ścieków wydatnie wzrasta, brak świeżej wody może spowodować skutki katastrofalne dla obsady stawów.

Obecnie największe stawy ściekowe w Niemczech posiada Monachium. Założono je w 1925 r. W 1937 r. stawy te przyjmowały ścieki od 600.000 mieszkańców. Oczyszczone mechanicznie ścieki przed osiągnięciem stawów rozcieńczano świeżą wodą w stosunku 1:3 do

1:5. Powierzchnia stawów obejmowała 233 ha z przewidzianą możliwością rozszerzenia do 323 ha. Przyrost mięsa rybiego wynosi średnio 500 kg/ha.

Ścieki z łąk nawodnianych systemem stokowym mogą być również kierowane do stawów. Ścieki te są zwykle zasobne w tlen, tak że w tym wypadku może być tu zastosowane tylko minimalne rozcieńczenie wody.

Co się tyczy ścieków przemysłowych, to oddziaływanie ich na żyzność stawów może być różnorodne i nie zawsze dodatnie. Jedynie ścieki z gorzelnii, krochmalni i cukrowni mogą mieć wpływ dodatni, o ile możemy dowolnie regulować ich dopływ i w czasie gdy stawy są bez ryb i na dość długi czas przed ich zalewaniem, aby nagromadzone części organiczne miały czas utleniania się. Bardziej pożyteczne są ścieki i odpadki z rzeźni, z których krew bywa użytkowana zimą nie tylko jako nawóz na dno stawu, a latem wprost w wodę, lecz i jako sztuczna karma. Należy jednak pamiętać, że w czasie upałów winniśmy unikać nadmiaru ścieków z częściami organicznymi, ze względu na obfite pochłanianie tlenu w czasie wzmożonego rozkładu.

Odpowiednio rozcieńczone ścieki z zakładów przemysłu spożywczego mogą być wpuszczane do stawów z pożytkiem również i latem w czasie zalewów. Wielokrotnie obserwowano, że ryby ciągnęły do miejsc, gdzie były wprowadzone tzw. wody owocowe z krochmalni i opuszczały je, gdy wpuszczano ścieki dla nich szkodliwe, jak np. wody z miejsc moczenia lnu. Z przeprowadzonych doświadczeń wynika, że już 10-krotne rozcieńczenie wody owocowej jest wystarczające, aby była dla ryb kompletnie nieszkodliwa.

Jednakże przy przepływie ścieków przemysłu spożywczego powstają pewne zjawiska wtórne, które mogą stanowić czynnik ujemny dla hodowli ryb. Mianowicie przy fermentacji występują tu często grzybki, jak *Leptomitius lacteus* i bakterie, jak *Beggiatoa alba*, które pływając w wielkiej ilości, przyjmują postać białych lub żółto-białych splotów, podobnych do lisich ogonów. Organizmy te początkowo nieszkodliwe, po ukończeniu kampanii fabrycznej zamierają z powodu braku odpowiedniego pokarmu, a ulegając rozkładowi wydzielają siarkowodor. Zawleczone np. do zimochowów mogą stać się przyczyną śnięcia ryb.

Jeśli wyłączymy zimochowy i magazyny rybne, możemy po odpowiednim rozcieńczeniu bez obawy wykorzystywać omawiane ścieki do zwiększenia produkcji stawów odrostowych. Dla przykładu podam, że w maj. Uleż Górny (pow. puławski) wszystkie ścieki krochmalniane były wpuszczone do kilkunastohektarowego stawu, zasilającego w lecie inne stawy karpiove. Zarząd majątku uważał, że ścieki oddziałują dodatnio na przyrost obsady stawów.

Szkodliwość ścieków z cukrowni dla zimochowów została stwierdzona przez Kulmatyckiego i Gabańskiego (Inż. Rolna Nr 3. 1931) praktycznie oraz na drodze badania chemicznego i biologicznego w konkretnym przypadku dla ścieków z cukrowni w Opolu Lubelskim, skierowanych do rzeczki Jankowej, zasilającej zimochowy w przyległym gospodarstwie stawowym.

Powstaje jeszcze pytanie, jakie jest bardziej odpowiednie oczyszczanie i wykorzystanie ścieków: na polach irygacyjnych, czy też w stawach rybnych.

Stawy rybne bezwzględnie sprawiają nam przy manipulowaniu ściekami mniej kłopotu w porównaniu z polami nawodnianymi, wymagają też 20 razy mniejszej powierzchni w porównaniu z tymi ostatnimi, lecz za to wyzyskują ścieki w stopniu tylko minimalnym.

Jeśli średnia wartość urodzaju w Niemczech na polach irygacyjnych na 1 m² ścieków wynosiła przed wojną 10 fen. to w stawach rybnych ten sam 1 m² przy produkcji 500 kg/ha ryby i obciążeniu 2000 mk/ha dawał tylko 1 fenig dochodu.

Przegląd wydawnictw

WYDAWNICTWA PAŃSTWOWEGO INSTYTUTU HYDROLOGICZNO-METEOROLOGICZNEGO

Działalność wydawnicza PIHM przejawia się w następujących seriach wydawnictw: roczniki hydrograficzne i meteorologiczne, „Prace PIHM”, „Instrukcje i podręczniki” oraz wydawnictwa periodyczne: „Wiadomości Służby Hydrologicznej i Meteorologicznej” i „Gazeta Obserwatora PIHM”.

Pierwszy powojenny rocznik „Mały Rocznik Hydrologiczno-Meteorologiczny” zawiera spostrzeżenia z zakresu obydwu służb za rok 1948 z ważniejszych stacji obserwacyjnych, a więc głównie wartości opadu i odpływu dla wybranych stacji dorzecza Wisły i Odry oraz ogólny pogląd hydrologiczny i meteorologiczny z mapkami stacji. Wydawnictwo to służyć ma ogólnej orientacji w charakterze omawianych zjawisk i może być pomocne przy projektowaniu urządzeń wodnych.

Jednakże z właściwych roczników hydrograficznych, które stanowiłyby dużą pomoc dla projektanta, otrzymaliśmy dopiero rocznik 1945 z dorzecza Odry i rzek Przymorza między Odrą a Wisłą. W roczniku tym znajdujemy spostrzeżenia wodowskazowe głównie z miesięcy III — XII, a więc od chwili, gdy front wojenny odsunął się za Odrę. Skutkiem tego naturalnie rocznik ma wiele braków, mimo to wydanie jego należy powitać z uznaniem.

Jak sygnalizuje PIHM, w najbliższym czasie wydanie rocznik 1945 dla Wisły i rzek na wschód od Wisły. Na ukończeniu znajdują się także podobne publikacje za 1946 r. Należy wyrazić życzenie, aby następne roczniki przyniosły obszernie dane o wodach gruntowych, przepływie materiału unoszonego, objętościach codziennego przepływu w kilku choćby przekrojach wodowskazowych oraz wyczerpujący ogólny pogląd hydrologiczny na całość zjawisk.

Poważnymi osiągnięciami wydawniczymi może poszczycić się Instytut w dziale tzw. „Prac PIHM”. Dotychczas wydano kilkanaście zeszytów zarówno z dziedziny hydrologii, jak i meteorologii. I tak: 3 zeszyty pt. „Grady w Polsce” (1946-47-48), mające wartość dla rolnictwa przy szacowaniu strat, podobnie jak i „Warunki meteorologiczne w okresie wegetacyjnym 1947” oraz „Charakterystyka meteorologiczna okresu wegetacyjnego w r. 1948 w Polsce” ważne dla projektów melioracyjnych.

2 zeszyty: „Wyniki pomiarów przepływu lewo-brzeżnej części dorzecza Wisły” i „Wyniki pomiarów przepływu górskich dopływów Wisły” — to podstawa do obliczeń odpływu w tych dorzeczach.

„Charakterystyczne stany i przepływy rzeki Bugu” i te same dla Narwi oraz znajdujące się w druku dla Pilicy jest to już wybrany materiał dla wszelkich projektów wodnych na tych rzekach, materiał który stanowi poważny wkład do monografii hydrologicznych rzek. Do tej serii należeć będą, znajdujące się w druku, „Materiały do hydrografii dorzecza górnej Orawy”.

Wreszcie zasygnalizować można druk pierwszych zeszytów serii pn. „Materiały do bilansu wodnego Polski”. Na początek idą zestawienia opadów w dorzeczu Wisły, a następnie dane odpływowe. „Materiały” winny spełnić rolę bazy, na podstawie której świat naukowy będzie mógł rozwijać studia nad bilansem wodnym Polski i jej poszczególnych regionów. Apelujemy do Instytutu o jak najszybsze wydanie tych prac.

W ramach „Prac” wydano także „Stany wody Bałtyku w Zatoce Gdańskiej” za okres międzywojenny.

Osobną serię wydawnictw stanowią „Instrukcje i podręczniki”.

Poza zwykłymi instrukcjami dla stacji PIHM, jak stacje meteorologiczne różnych rzędów, wodowskazowe, wód gruntowych, batometryczne, które to instrukcje mogą mieć zastosowanie w pewnych pracach terenowych hydrotechnicznych, zasługują na

podkreślenie niektóre inne zeszyty o znaczeniu szerszym. Najważniejszym w tej serii jest podręcznik prof. Dębskiego „Hydrologia i hydraulika w zakresie średnim”. Podręcznik ten mimo, że napisany został dla celów szkolenia nowych kadr hydrologicznych, stanowi prawdziwe „vadamecum” każdego wodziarza. Jest to pierwsze syntetyczne ujęcie przedmiotu na poziomie przystępnym dla szerokich rzesz techników i majstrów wodnych. Jesteśmy przekonani, że książka prof. Dębskiego spełni należycie swe zadanie.

„Wskazówki do hydrologicznego badania jezior” inż. Skibniewskiego, które także należą do tej serii, omówione zostały w numerze 1-3/48 naszego pisma.

Inna z broszur zawiera opis automatycznych przyrządów do obserwowania najwyższych stanów wody, opracowany na podstawie literatury radzieckiej. Przyrządy te pozwalają zanotować kulminację fali powodziowej bez potrzeby stałego obserwowania lub używania limnigrafów.

Wreszcie jeden z ostatnich zeszytów, to praca dra inż. Lambora pt. „Projektowanie kierunków trasy regulacyjnej rzek”. Praca ta ma za zadanie przedstawienia właściwych podstaw do projektowania trasy regulacyjnej rzek przy użyciu różnego rodzaju krzywizn.

Należy wspomnieć także o „Małym Atlasie Fenologicznym” wydany ostatnio dla ułatwienia obserwatorom dokonywania spostrzeżeń nad przebiegiem zjawisk zachodzących w świecie roślinnym i zwierzęcym.

Przechodząc do omówienia poszczególnych zeszytów „Wiadomości Służby Hydrologicznej i Meteorologicznej”, należy podkreślić wysoką formę i wartość publikowanych artykułów. Dotychczas wydano Tom I zawierający 5 zeszytów i zeszyt 1 Tomu II. 3 pierwsze zeszyty zostały już obszernie omówione w naszym piśmie.

W zeszycie 4 na uwagę zasługują m. in. artykuły wybrane z teki pośmiertnej inż. Siebauera o stanach i przepływach rzek Odry, Bugu i Narwi z dopływami. Podobny temat porusza prof. Dębski w pracy pt. „Wielkie wody rzeki Biebrzy”. Autor oblicza prawdopodobieństwo pojawiania się wód wielkich w profilu Burzyn. Artykuł inż. Senika „Rzut oka na stosunki odpływu rzeki Przemszy” stanowi podkład do projektowania zbiorników dla magazynowania wody w dorzeczu. Poważny wkład do ustalenia bilansu wodnego stanowi praca prof. Baca „O transpiracji porostu łąkowego i parowaniu nieporośniętych gleb na podstawie badań w lizymetrach o rzeczywistych stanach wód gruntowych”. (Referat ten przedstawiony był na Konferencji Międzynarodowej Unii Geodezyjno-Geofizycznej w sierpniu 1948 r. w Oslo). Wreszcie dr Gumiński pisze na temat 35-letnich okresów wahań klimatycznych Brücknera w świetle dzisiejszej klimatologii.

Zeszyt 5 zawiera: „Charakterystykę przepływu Noteci na podstawie pomiarów z lat 1890-1924” inż. Rundo (z teki pośmiertnej). Autor porównał dawne wyniki Kellera z późniejszymi niemieckimi i polskimi. Następna praca „Przyczynki do klimatologii” — „I” i „II” w opracowaniu mgra Wiszniewskiego, dra Gumińskiego i dra Bartnickiego podaje wartości temperatur powietrza z okresu 50 lat dla Polski. Zeszyt zamyka opis i wykresy diagramu psychrometrycznego w opracowaniu Z. Świokło.

Zeszyt 1 Tomu II rozpoczyna obszerny artykuł prof. Baca pt. „Ruchy warstw gleby wskutek zmarzania i tajania”. Artykuł posiada wartość nie tylko dla badań wpływu zimy na rozwój roślin, ale także może mieć szerokie zastosowanie w zagadnieniach budownictwa podziemnego i nadziemnego. Praca mgra Hohendorfa „O zastosowaniu metod wyznaczania niedosytów wilgotności powietrza ze średnich miesięcznych wartości temperatur i prężności pary wodnej” pozwala na znalezienie związku między

niedosytem wilgotności i parowaniem, co posiada niezmiernie znaczenie w badaniach bilansu wodnego przy braku dostatecznych danych o parowaniu terenowym i retencji gruntowej. Zeszyt zamykają dwie wzmianki o sposobach pomiarów ruchu rumowiska w Polsce przedwojennej i obecnie w służbie hydrograficznej węgierskiej.

Na zakończenie należy poświęcić kilka słów „Gazecie Obserwatora PIHM”. Miesięcznik ten ma na celu popularyzację meteorologii i hydrologii wśród szerokich rzesz społeczeństwa oraz zachęcenie do prowadzenia obserwacji nad zjawiskami tego typu. Każdy numer przynosi kilka ciekawych artykułów naukowych ujętych popularnie. „Gazeta Obserwatora” winna znaleźć się w rękach każdego wodziarza, przyrodnika, czy geografa, a także w bibliotekach szkolnych.

Wydawnictwa Państwowego Instytutu Hydrologiczno-Meteorologicznego nabywać można w siedzibie Instytutu w Warszawie, ul. Oleandrów 6.

ZAMKI Z PROFILI WALCOWANYCH DO ŻELBETOWYCH ŚCIANEK SZCZELNYCH.

Ciekawy opis kilku pomysłów nowatorskich w dziedzinie budowy żelbetowych ścianek szczelnych podaje inż. Węgrzyn w „Technice Morza i Wybrzeża”. Aczkolwiek pomysły te odnoszą się głównie do budownictwa morskiego, to jednak znaleźć mogą one zastosowanie także i w hydrotechnice śródlądowej.

Myśl opracowania typów zamków powstała na tle poszukiwania sposobów należytego uszczelnienia żelbetowych ścianek szczelnych, które przy zabijaniu przesuwają się i wymagają stałej kontroli nurka. Przeciwdziałać temu mogą jedynie wbetonowane w brusy zamki stalowe. Z uwagi na to, że produkcja specjalnych zamków stalowych natrafia w tej chwili jeszcze na trudności, należało wykorzystać do tego celu profile walcowane budowlane lub zużyte szyny kolejowe. Kształt zamka winien zapewnić dobre prowadzenie brusa, a następnie szczelność po zabiciu.

Autor podaje rysunki 10 opracowanych przez siebie typów zamków. Jeden z nich, składający się z 2 kątowników i 1 teownika, wypróbowany został z dodatnim skutkiem podczas robót w porcie szczecińskim. Kilkumetrowa odkrywka stwierdziła doskonały docisk elementów zamka do betonu, uzyskany dzięki zastosowaniu skosu w ostrzu brusa, a tym samym dobrą szczelność.

Ścianki żelbetowe z tego typu zamkami należałoby wypróbować i stosować np. w budowie nabrzeży portów śródlądowych.

(„Technika Morza i Wybrzeża”, nr 6-7/50).

Z. M.

BETONOWE PRZEGRODY PROGOWE JAKO SYSTEM BUDOWLI ZABEZPIECZAJĄCYCH BRZEGI MORZA.

Sprawa umocnienia i ustabilizowania linii brzegu morskiego nie została dotychczas należycie rozwiązana. Stosowane powszechnie opaski i ostrogi nie dawały zazwyczaj zadowalających rezultatów. Opracowanie właściwej metody umocnienia brzegu oparte być musi na studiach nad procesami rozmowywania brzegów, a w szczególności nad ruchem rumowiska przybrzeżnego.

W ramach prowadzonych studiów brzegowych dla rozwiązania tego zagadnienia podaje inż. Wilski z Gdańska opis nowego systemu umacniania wymagającego co prawda sprawdzenia na odcinkach doświadczalnych. Twierdzi on mianowicie, iż „...Punkt ciężkości zagadnienia tkwi w rozległej płaszczyźnie dna przybrzeżnego, gwarantującej w tym rejonie dostatecznie małe głębokości...” i dalej „...Na tym przedpolu wobec płytkości wody, fale muszą się wielokrotnie załamać, tracąc przy tym stopniowo energię...”.

Chodzi teraz o to, aby stworzyć typ budowli odpowiednio usytuowanej, która by skutecznie mogła zatrzymać napływające wraz z wodą rumowisko.

Inż. Wilski przedstawia system przegród progowych, których zadaniem będzie stworzenie sztucznych warunków spokoju warstw przydennych wody i szybsze osiadanie rumowiska. Dotyczyć to będzie zarówno rumowiska napływającego z odkładów dennych, jak i cofającego się z niszczonego brzegów. Również materiał pochodzący z robót czerpalnych winien być przy pomocy tych przegród wykorzystany w procesie budowy brzegu, przez podnoszenie dna przedpola brzegowego.

Skuteczność tego rodzaju przegrody wydaje się być pewna, choćby z uwagi na wyraźną tendencję morza do wyrównywania nieprawidłowości w łagodnych liniach dna.

Konstrukcję przegrody pomyślano jako bryłę regularną o przekroju trójkąta równobocznego i ściankach betonowych zbrojonych. W wyniku uproszczeń i oszczędności usunięto jedną ścianę, zastępując ją żebrami dla usztywnienia konstrukcji. Przy wysokości przegrody np. 4,5 m i grubości ścianek 16 cm przypada 2,4 m³ betonu zbrojonego; zatem ciężar 1 mb przegrody wynosi 4,8 t. Koszt przegrody niższy jest o około 50% od kosztu dotychczas stosowanej opaski palowo-faszynowej.

Koncepcja przegrody polega na włączaniu dynamiki morza do pracy twórczej i dlatego także służy do wyróżnienia.

(„Technika Morza i Wybrzeża” nr 10/50).

Z. M.

Wydawca: NACZELNA ORGANIZACJA TECHNICZNA

REDAGUJE KOMITET:

REDAKTOR NACZELNY — Inż. M. CHUDZYŃSKI

REDAKTORZY DZIAŁOWI — Inż. Z. MIKULSKI, inż. K. PUCZYŃSKI, inż. A. RIEDEL,

Inż. Z. SOCHOŃ, Inż. T. SUSZCZEWSKI, Inż. J. WOKROJ

Redaktor Techniczny Centralnej Redakcji Technicznej NOT: Czesław PIEKARSKI

Redakcja i Administracja: Warszawa, ul. Czackiego 3/5. Tel. 8-95-10

Konto PKO I 1960/113

Cena 1 numeru 8 zł.

WARUNKI PRENUMERATY CZASOPISM TECHNICZNYCH W 1951 ROKU

Instytucje wydające czasopisma techniczne:

Naczelna Organizacja Techniczna,
Państwowe Wydawnictwa Techniczne,
Wydawnictwa Komunikacyjne

- działając na podstawie wytycznych Komisji Wydawnictw Technicznych przy Państwowej Komisji Planowania Gospodarczego,
- biorąc pod uwagę doniosłą rolę jaką prasa techniczna powinna spełniać przy realizacji Planu 6-cioletniego,
- w dążeniu do uprzyżsławienia literatury fachowej jak najszerszym rzeszom pracowników, ujednoliciły warunki przedpłaty i ceny czasopism technicznych na rok 1951.

Wysokość normalnej przedpłaty została uzależniona od objętości czasopisma. Przedpłatę ulgową ustalono dla wszystkich czasopism jednakowo w wysokości zł 1,50, bądź zł 3.— z e jeden zeszyt poszczególnego czasopisma bez względu na objętość.

Wyżej wymienione instytucje wydawnicze proszą związki zawodowe, instytucje i przedsiębiorstwa gospodarki uspołecznionej, stowarzyszenia inżynierów i techników, kluby racjonalizatorów, dyrekcję szkół zawodowych oraz koła naukowe studentów szkół wyższych i szkół technicznych, aby przystąpiły do zorganizowania zbiorowej przedpłaty czasopism technicznych

I. Czasopisma wydawane przez Naczelną Organizację Techniczną

Grupa A

Nazwa czasopisma	Konto PKO	Częstość ukazywania się	Cena nomin. 1951	Przedpłata normal.			Przedpłata ulgowa		
				kwartałna	półroczna	roczna	kwartałna	półroczna	roczna
Architektura	I-4632	mies.	15.—	45.—	90.—	180.—	18.—	36.—	72.—
Gospodarka Wodna	I-1960/113	"	7,50	22,50	45.—	90.—	9.—	18.—	36.—
Inżynieria i Budownictwo	I-1505/110	"	9.—	27.—	54.—	108.—	9.—	18.—	36.—
Przegląd Elektrotechniczny	I-4242/113	"	9.—	27.—	54.—	108.—	9.—	18.—	36.—
Przegląd Geodezyjny	I-130/110	"	6.—	18.—	36.—	72.—	9.—	18.—	36.—
Przegląd Mechaniczny	I-4665	"	6.—	18.—	36.—	72.—	9.—	18.—	36.—
Przegląd Papierniczy	I-15595	"	4,50	13,50	27.—	54.—	9.—	18.—	36.—
Przegląd Techniczny	I-8503	"	9.—	27.—	54.—	108.—	4,50	9.—	18.—
Przegląd Telekomunikacyjny	I-4430	"	6.—	18.—	36.—	72.—	9.—	18.—	36.—
Przemysł Chemiczny	I-4680/112	"	12.—	36.—	72.—	144.—	9.—	18.—	36.—
Technika Lotnicza	I-8100	kwart.	6.—	6.—	12.—	24.—	3.—	6.—	12.—
Technika Morza i Wybrzeża	XI-5508/112	mies.	6.—	18.—	36.—	72.—	9.—	18.—	36.—

Grupa B

Energetyka	I-15593	mies.	6.—	18.—	36.—	72.—	9.—	18.—	36.—
Gazeta Cukrownicza	I-1544	"	4,50	13,50	27.—	54.—	9.—	18.—	36.—
Gaz, Woda i Technika Sanitarna	I-1133/113	"	6.—	18.—	36.—	72.—	9.—	18.—	36.—
Horyzonty Techniki	—	"	3.—	9.—	18.—	36.—	9.—	18.—	36.—
Materiały Budowlane	I-8211	"	6.—	18.—	36.—	72.—	9.—	18.—	36.—
Mechanik	I-624	"	9.—	27.—	54.—	108.—	9.—	18.—	36.—
Papiernik	I-15595	"	3.—	9.—	18.—	36.—	4,50	9.—	18.—
Przegląd Budowlany	I-1022/110	"	9.—	27.—	54.—	108.—	9.—	18.—	36.—
Przegląd Skórzany	VII-4472	"	4,50	13,50	27.—	54.—	9.—	18.—	36.—
Przegląd Spawalnictwa	I-9437	"	4,50	13,50	27.—	54.—	9.—	18.—	36.—
Przemysł Drzewny	I-16205	"	4,50	13,50	27.—	54.—	9.—	18.—	36.—
Przemysł Rolny i Spożywczy	I-4629/113	"	7,50	22,50	45.—	90.—	9.—	18.—	36.—
Przemysł Włókienniczy	VII-2350	"	9.—	27.—	54.—	108.—	9.—	18.—	36.—
Szkło i Ceramika	VII-731/114	"	4,50	13,50	27.—	54.—	9.—	18.—	36.—
Technika Motoryzacyjna	—	kwart.	7,50	7,50	15.—	30.—	3.—	6.—	12.—
Wiadomości Elektrotechniczne	I-4242/113	mies.	3.—	9.—	18.—	36.—	4,50	9.—	18.—
Wiadomości Telekomunikacyjne	I-4430	"	3.—	9.—	18.—	36.—	4,50	9.—	18.—

2. Czasopisma wydawane przez Państwowe Wydawnictwa Techniczne

Grupa A

Nazwa czasopisma	Częstość ukazowania się	Cena nomin. 1951	Przedpłata normal			Przedpłata ulgowa		
			kwartalna	półroczna	roczna	kwartalna	półroczna	roczna
Biuletyn Przemysłu Materiałów Ogniotrwałych , konto PKO nr III-5571/110, adres admin. Gliwice, Łabędzka 45	półrocznik	6.—	—	—	12.—	—	—	6.—
Przegląd Górniczy , konto PKO nr III-5572/110, adres admin. Katowice, Stawowa 19	mies.	9.—	27.—	54.—	108.—	9.—	18.—	36.—
Hutnik , konto PKO nr II-5574/110, adres admin. Katowice, Stawowa 19	..	9.—	27.—	54.—	108.—	9.—	18.—	36.—

Grupa B

Cement , konto PKO nr III-5315/110, adres admin. Sosnowiec, 3-go Maja 22	mies.	4,50	13,50	27.—	54.—	9.—	18.—	36.—
Chemik , konto PKO nr III-5570/110, adres admin. Katowice, Stawowa 19	..	4,50	13,50	27.—	54.—	4,50	9.—	18.—
Nafta , konto PKO nr IV-2651, adres admin. Kraków, Łobzowska 49	..	6.—	18.—	36.—	72.—	9.—	18.—	36.—
Przegląd Odlewniczy , (pismo nowe, będzie wydawane od I.I.51)	..	6.—	18.—	36.—	72.—	9.—	18.—	36.—
Wiadomości Górnicze , konto PKO nr III-5573/110, adres admin. Katowice, Stawowa 19	..	4,50	13,50	27.—	54.—	4,50	9.—	18.—
Wiadomości Hutnicze , konto PKO nr III-5575/110, adres admin. Katowice, Stawowa 19	..	4,50	13,50	27.—	54.—	4,50	9.—	18.—

3. Czasopisma wydawane przez Wydawnictwa Komunikacyjne

Grupa A

Drogownictwo , konto PKO nr I-8523, adres admin. Warszawa, Kazimierzowska 52	mies.	6.—	18.—	36.—	72.—	9.—	18.—	36.—
Motoryzacja , konto PKO nr I-1955/110, adres admin. Warszawa, Żurawia 24-a, m. 21	mies.	4,50	13,50	27.—	54.—	4,50	9.—	18.—

Grupa B

Przegląd Kolejowy , konto PKO nr I-8523, adres admin. Warszawa, Kazimierzowska 52	mies.	7,50	22,50	45.—	90.—	9.—	18.—	36.—
--	-------	------	-------	------	------	-----	------	------

Do korzystania z przedpłat ulgowych są uprawnieni:

Przy zgłaszaniu prenumeraty czasopism zaliczonych do grupy A (czasopisma na poziomie magistersko - inżynierskim) B (czasopisma na poziomie inżyniersko - technicznym)

— członkowie Stowarzyszeń Technicznych zrzeszonych w NOT przy indywidualnym zgłaszaniu prenumeraty czasopism technicznych, wydawanych przez NOT bez względu na ilość abonowanych egzemplarzy oraz przy zgłaszaniu prenumeraty zbiorowej powyżej pięciu egzemplarzy jednego z czasopism technicznych wydawanych przez PWT i WK.

— studenci wyższych uczelni przy zgłaszaniu prenumeraty zbiorowej powyżej pięciu egzemplarzy jednego z czasopism technicznych wydawanych przez NOT, PWT, WK, poprzez koło naukowe lub inne zrzeczenie studentów wyższych uczelni.

Przy zgłaszaniu prenumeraty czasopism zaliczonych do grupy B

— członkowie związków zawodowych — poprzez oddział związku lub radę zakładową,

— uczniowie szkół zawodowych — poprzez dyrekcję szkoły,

— kluby racjonalizatorskie,

przy zgłaszaniu prenumeraty zbiorowej powyżej pięciu egzemplarzy jednego z czasopism technicznych wydawanych przez NOT, PWT, WK.

Jednocześnie przypominamy, że zamówienia na prenumeratę normalną i ulgową czasopism technicznych wydawanych przez NOT, należy kierować na adres Warszawa, ul. Czackiego 3/5 — Dział Czasopism Technicznych, a należności przekazywać na konto PKO dla każdego czasopisma oddzielnie.

Członkowie Stowarzyszeń zrzeszonych w NOT, wpłacają należności za prenumeratę ulgową czasopism technicznych wydawanych przez NOT tylko na jedno konto PKO I-16598/110, bez względu na tytuł zamawianego czasopisma.

Zgłoszenia prenumeraty i przekazywanie należności za czasopisma wydawane przez PWT i WK należy przysyłać bezpośrednio na adresy i nr nr kont PKO podane przy każdym tytule czasopisma.

UWAGA: — cena 1 egz. czasopisma „Horyzonty Techniki“ w prenumeracie normalnej i ulgowej jest jednakowa.

NACZELNA ORGANIZACJA TECHNICZNA
PAŃSTWOWE WYDAWNICTWA TECHNICZNE
WYDAWNICTWA KOMUNIKACYJNE

