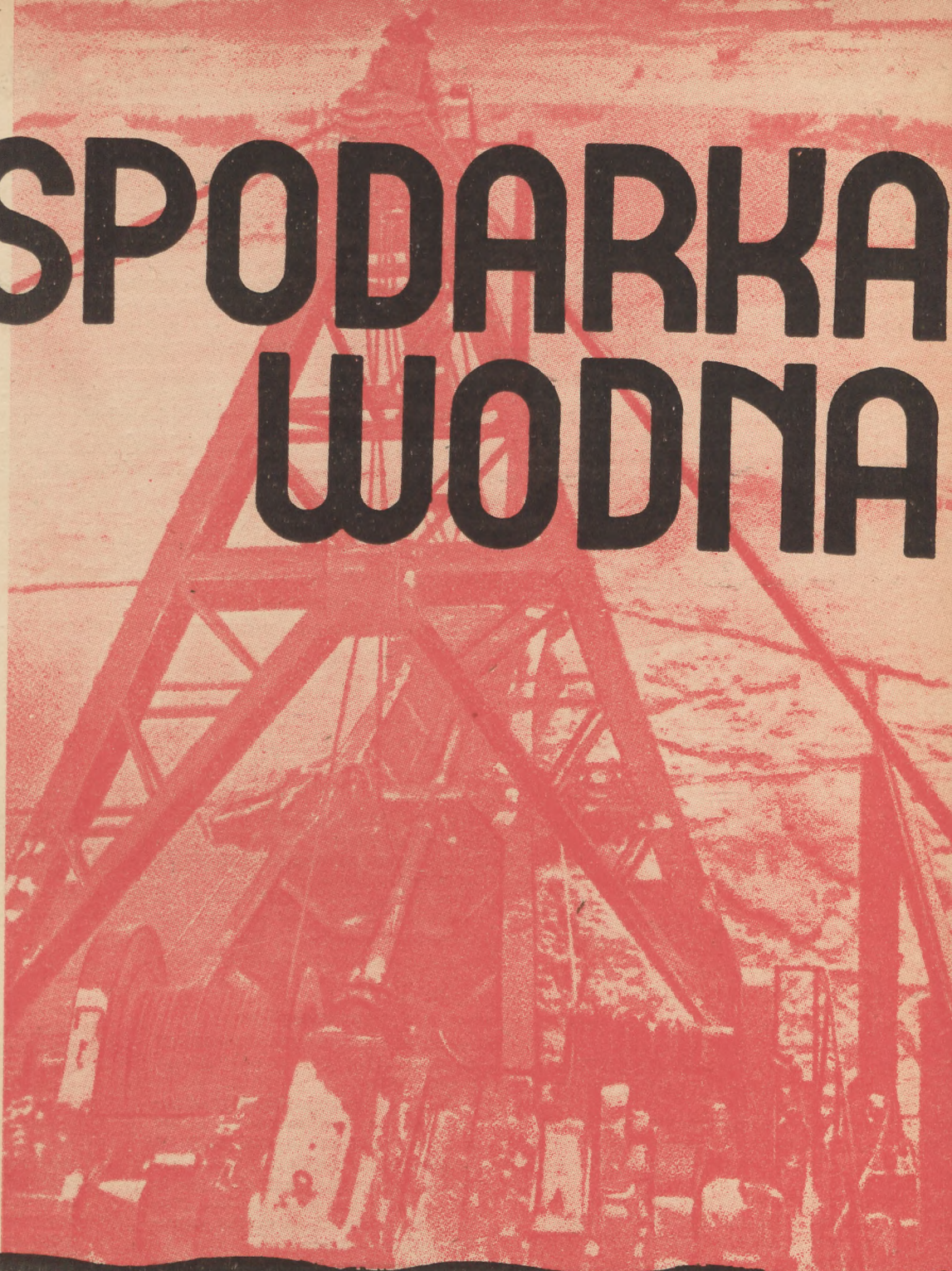


GOSPODARKA WODNA



MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI
WODNEJ I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XIII

WARSZAWA, MAJ 1953 r.

Nr 5

WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

T R E Ś Ć

1 Maja	151
DZIAŁ I — PLANOWANIA ORGANIZACJA	
Inż. Mieczysław Zdunek — Sylwetki kadr inżynierskich w hydrotechnice	158
Inż. Eugeniusz Kulwiec — Organizacja eksploatacji urządzeń wodno-melioracyjnych w Związku Radzieckim	161
Dr inż. Zygmunt Sochoń — Organizacje projektowe budownictwa wodno-melioracyjnego w Związku Radzieckim	164
Inż. Felicja Witulska — Małe elektrownie wodne	166
DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA	
Inż. Stanisław Wojnarowicz — Metoda elektrodynamicznej analogii w zastosowaniu do obliczenia przewodów wodociagowych	169
Prof. inż. Aleksander Potyrała — Zagadnienie współmierności oporów modelu i statku rzeczywistego na ograniczonych głębokościach wody	172
Inż. Jerzy Ostrowski — Zmiany klimatyczne i zmiany fauny a „stepowienie“	176
Prof. dr Stanisław Tołpa — Stan bazy paszowej na obszarze zlewni Łeby (dokończenie)	180
DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE	
Mieczysław Mysłowski — Przyszłość Zalewu Wiślanego	184
DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO	
Inż. Kazimierz Siemaszkiewicz — Wynalazczość pracownicza w dziale wodnych melioracji	186
DZIAŁ V — EKSPLOATACJA	
Inż. Zygmunt Tomaszewicz — Współpraca elektrowni wodnych w systemie energetycznym	188

СОДЕРЖАНИЕ

1 Мая
Общая характеристика инженерских кадров в гидротехнике
Организация и компетенции водно-мелиоративной службы в СССР
Проектные организации водно-мелиоративного строительства в СССР
Малые гидроэлектрические станции
Применение метода электродинамической аналогии к расчетам водопроводных труб
Проблема соизмерности сопротивлений, модели и действительного судна на ограниченных глубинах
Климатические перемены и изменения в фауне в сопоставлении с постепенным „устепнением“ страны
Состояние орудия базы в пределах бассейна реки Лэбы
Будущее Висляной Вухты
Работнича изобретательность в области водных мелиораций
Параллельная работа гидроэлектрических станций в энергетической системе

CONTENTS

The 1 st of May
General traits of engineering staffs in hydrotechnics
Organization and competences of water engineering service in agriculture in USSR
Designing centers of water engineering service in agriculture in USSR
Small water-power stations
Method of electro-dynamic analogy as applied to the calculation of water pipes
Problem of commensurability of resistance to the movement for a model and for a real ship on limited water depth
Climatic alteration and changes in fauna with the view to the gradual transformation of the country into a steppe
State of pasture basis on the area of the Leba river basin
The future of the Vistula Bay
Spirit of invention of the operators, realized in the sphere of water managements in agriculture
Cooperation of water — power stations in an energetic scheme

SOMMAIRE

Le 1 Mai
Caractère général des cadres d'ingénieurs dans le domaine de l'Hydraulique
Organisation et compétences de Service d'Hydraulique Rurale en URSS
Centres de projetation des aménagements d'Hydraulique Rurale en URSS
Petites centrales hydroélectriques
Méthode d'analogue électrodynamique appliquée au calcul des conduites d'eau
Problème de commensurabilité de résistance au mouvement pour un modèle réduit et pour un bateau réel sur les profondeurs limitées.
Modifications climatiques et changements de la faune en vue de la transformation progressive du pays en steppe
Etat de la base de pâture dans le bassin de la rivière Leba
Future du golfe de la Vistule
Esprit d'invention des travailleurs réalisé dans le domaine d'Hydraulique Rurale
Collaboration des centrales hydroélectriques dans un système énergétique

Warunki prenumeraty:	Prenumerata:	Przedpł. norm.	Przedpł. ulgowa
Numer pojedynczy 8.—	Kwartalna	24.—	13.50
	Półroczna	48.—	27.—
	Roczna	96.—	54.—

Zamówienia i wpłaty na prenumeratę przyjmują wszystkie urzędy pocztowe i listonosze. Zamówienia i przedpłaty na prenumeratę czasopism technicznych NOT począwszy od 1 maja 1953 r., przyjmowane będą w nowych terminach: od dnia 11 każdego miesiąca do dnia 10 następnego miesiąca — na najbliższy okres kalendarzowy. Na okresy miesięczne — co miesiąc. Na okresy kwartalne — odpowiednio do dnia 10 grudnia, marca, czerwca i września. Na okresy półroczne — do dnia 10 m-ca grudnia i czerwca. Na okres roczny — do dnia 10 m-ca grudnia. Analogicznie dotyczy przyjmowania prenumeraty przez Urzędy Pocztowe i listonoszy.

GOSPODARKA WODNA

MIESIĘCZNIK

POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI WODNEJ I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XIII

WARSZAWA, MAJ 1953 R.

Nr 5 (78)

1 MAJA

Podobnie jak w latach ubiegłych, tak i w tym roku ludzie pracy w Polsce podjęli zobowiązania dla uczczenia Święta 1 Maja.

Hydrotechnika polska, w jej szerokim wachlarzu zagadnień: wodno-przemysłowych, wodno-energetycznych, melioracyjnych, komunikacyjnych itd., również podjęła różnego rodzaju i różnej skali zobowiązania, zależnie od wykonywania poszczególnych etapów realizacji gospodarki wodnej. Innego rodzaju zobowiązania podjęli robotnicy, technicy i inżynierowie na etapie wykonawstwa, innego rodzaju zobowiązania podjęli pracownicy biur projektowych dla gospodarki wodnej; zobowiązania pracowników żeglugi i stoczni inne są niż zobowiązania pracowników nauki i instytucji badawczych itd. Wszystkie te zobowiązania mają — jak wiemy — na celu przyspieszenie wypełnienia stojących przed hydrotechniką zadań.

Musimy jednak zdać sobie sprawę, że na przestrzeni ostatniego roku nastąpiły wydarzenia, skierowujące gospodarkę wodną i budownictwo wodne w Polsce na zupełnie inne tory, niż te, którymi hydrotechnika do niedawna kroczyła. Wydarzenia te niewątpliwie wpłynęły i będą wpływały nadal na styl codziennej pracy inżynierów i techników wodnych, jak również na rodzaj i charakter podejmowanych zobowiązań.

Pierwszym, największym wydarzeniem, obejmującym całokształt życia politycznego i gospodarczego w Polsce, jest uchwalenie 22 lipca 1952 r. Konstytucji Polskiej Rzeczypospolitej Ludowej. O jej wielkim, podstawowym znaczeniu dla kraju, dla rozwoju każdej gałęzi życia gospodarczego wszyscy wiemy. Jest ona Wielką Kartą Narodu Polskiego! Hydrotechnika polska znalazła w niej również podstawę do szerokiego rozwoju i spełnienia swych zadań.

Drugim wielkim wydarzeniem jest Program Wyborczy Frontu Narodowego zawierający ogólne zarysy wspartego rozwoju gospodarki wodnej w Polsce w planie narodowym 1956 — 1960. W planie tym przewiduje się zapoczątkowanie wielkich budów wodnych, rozwiązujących w sposób kompleksowy zagadnienie wykorzystania zasobów wodnych dla celów energetycznych, zagadnienia odwodnienia i nawodnienia w rolnictwie, transportu wodnego, zaopatrzenia w wodę miast i przemysłu itd.

Wygłoszone referaty, przebieg dyskusji i uchwalona rezolucja II Kongresu Inżynierów i Techników Polskich (wrzesień 1952 r.) zawierają szereg wyraźnych wskazań i wytycznych m. in. dla hydrotechników, zarówno w realizacji bieżącego, 6-letniego planu, jak i w kierunku przygotowania się do zadań gigantycznego planu budowy wodnych w okresie 1956 — 1960.

Wreszcie powołanie przez Rząd Komitetu Gospodarki Wodnej przy Polskiej Akademii Nauk, którego pierwsze, inauguracyjne posiedzenie odbyło się 17 listopada 1952 r., i którego zadaniem — wg słów wicepremiera Jędrzychowskiego — jest opracowanie generalnego, opartego na naukowych podstawach, planu gospodarki wodnej w Polsce, zupełnie wyraźnie podkreśliło, że zagadnienia te muszą być rozwiązywane kompleksowo, przy zaspokojeniu potrzeb wszystkich gałęzi życia gospodarczego kraju.

Należy tu również przypomnieć, że wydzielona planistyczno-koordynująca komórka w PKPG — Biuro do spraw gospodarki wodnej zostało przemianowane na Departament Gospodarki Wodnej.

Jedynie na odcinku stowarzyszeń NOT, inżynierowie i technicy wodni są nadal rozproszeni w kilku organizacjach albo pozostają jako niestowarzyszeni. Należy jednak mieć nadzieję, że sprawa ta, już od dłuższego czasu wielokrotnie dyskutowana, znajdzie właściwe i odpowiednie do wagi zagadnień wodnych rozwiązanie.

* * *

W dniu 1 Maja podsumowaliśmy wypełnienie naszych socjalistycznych zobowiązań, lecz powracając do codziennych zajęć i pracy musimy pamiętać o tych szczególnych wytycznych i wskazaniach dla polskich hydrotechników, jakie wypływają ze wspomnianych wielkich wydarzeń. Dyrektywy zaś XIX Zjazdu KPZR niech będą dla nas przykładem i drogowskazem.

Zadania nasze w ostatnich latach planu 6-letniego znacznie wzrastają w porównaniu z pierwszym okresem tego planu. Mając zaś przed sobą perspektywy wielkiego rozwoju gospodarki wodnej i budownictwa wodnego w następnym planie, musimy tak wypełniać postawione przez Partię i Rząd nasze obecne zadania, aby u progu 5-letniego planu stanąć z pełną świadomością, że i następny plan wykonamy zgodnie z założeniami.

1-Majowe zobowiązania niech więc będą jakby punktami kontrolnymi, czy w dostateczny i odpowiedni sposób polska hydrotechnika przygotowuje się do czekających ją wielkich i różnorodnych zadań.

Dlatego też naszą codzienną pracę muszą charakteryzować ciągłość i stałe silne napięcie, aby w pierwszym rzędzie rozwiązać szczególnie czule obecnie punkty gospodarki wodnej, jak studia i badania naukowe techniczno-ekonomiczne, zagadnienie kadr inżynieryjno-technicznych, dokumentacji technicznej, sprzętu i materiałów budowlanych.

DZIAŁ I — PLANOWANIE, ORGANIZACJA

INŻ. MIECZYSLAW ZDUNEK

Sylwetki kadr inżynierskich w hydrotechnice

Rzucone szkicowo w dwóch artykułach¹⁾ zamieszczonych w zeszycie 1/53 „Gospodarki Wodnej” ogólne myśli na temat kierunków kształcenia kadr inżynierskich w hydrotechnice i odpowiedniej organizacji szkolnictwa — wymagają dalszych omówień i naświetleń.

Punktem wyjścia niniejszych rozważań są wspomniane wyżej dwa artykuły, przy uwzględnieniu oczywiście zamieszczonych w naszym czasopiśmie prac innych Autorów na tematy dotyczące jednego z „wąskich gardeł” hydrotechniki, jakim jest zagadnienie kadr. Podkreślamy „oczywistość” uwzględnienia dotychczasowych wypowiedzi różnych Autorów, chcemy bowiem zwrócić uwagę na to, że akcja o odpowiednie ilościowo i jakościowo kadry inżynierskie dla potrzeb gospodarki wodnej trwa już od przeszło trzech lat na łamach czasopisma²⁾. O ile pierwśsze wypowiedzi dotyczyły raczej strony ilościowej zagadnienia, o tyle dalsza analiza problemu kadr nakazuje bardziej szczegółowe zastanowienie się z kolei nad sprawą jakościową kadr hydrotechnicznych.

Pod określeniem jakości kadr inżynierskich w gospodarce wodnej rozumiemy takie przygotowanie studiujących pod względem teoretycznym i częściowo praktycznym, które dałoby absolwentom po ich wyjściu z uczelni pełną możliwość wykonywania czekających ich zadań. Chodzi o to aby zakres przygotowania technicznego nowych kadr inżynierskich był dostosowany do aktualnych potrzeb gospodarczych. Wiadomy czytelnikom naszego czasopisma ogromny rozwój hydrotechniki, zapowiedziany Programem Frontu Narodowego na okres następnego 5-letniego planu 1956 — 1960, czyni omówienie i ustalenie odpowiednich sylwetek kadr inżynierskich dla potrzeb gospodarki wodnej — zagadnieniem nader palącym.

Sylwetkę każdego inżyniera w gospodarce wodnej możemy rozpatrywać z dwóch punktów widzenia:

1) Inż. K. P u c z y ń s k i — W sprawie kierunków szkolenia i właściwych profilów technicznych kadr inżynierskich dla potrzeb gospodarki wodnej.

Inż. M. C h u d z y ń s k i — O organizację kształcenia kadr inżynierskich w zakresie gospodarki wodnej.

2) Z. M i k u l s k i — Uwagi o kształceniu nowych kadr hydrotechnicznych z uwzględnieniem regionalnych odrębności terenu pracy, Nr 1 — 2/50 Gospodarki Wodnej.

Inż. K. P u c z y ń s k i — O zagwarantowanie wykonania 6-letniego planu narodowego na odcinku gospodarki wodnej. Nr 9/50 Gospodarki Wodnej.

Inż. T. T i l l i n g e r — Drogi wodne. Nr 10—11/50 Gospodarki Wodnej (referat na I Kongres Nauki Polskiej).

Prof. Cz. Z a k a s z e w s k i — Zagadnienia melioracyjne. Nr 10 — 11/50 Gospodarki Wodnej (referat na I Kongres Nauki Polskiej).

Prof. Z. Ż m i g r o d z k i — Wykorzystanie energii wodnej. Nr 10 — 11/50 Gospodarki Wodnej (referat na I Kongres Nauki Polskiej).

Inż. K. P u c z y ń s k i — Zagadnienie kadr inżynierskich w gospodarce wodnej. Nr 12/50 Gospodarki Wodnej.

Prof. W. B a l c e r s k i — Stan, zadania i organizacja nauki polskiej w dziedzinie budownictwa wodnego. Nr 2/51 Gospodarki Wodnej (referat generalny Podsekcji Budownictwa Wodnego na I Kongres Nauki Polskiej).

Prof. Z. R u d o l f — Rola inżyniera sanitarnego w gospodarce wodnej. Nr 4 — 5/51 Gospodarki Wodnej.

Prof. Z. R u d o l f i inż. J. L i e b f e l d — Inżynieria sanitarna w gospodarce wodnej. Nr 9/51 Gospodarki Wodnej (skrót referatu na I Kongres Nauki Polskiej).

Inż. K. P u c z y ń s k i i inż. M. C h u d z y ń s k i — W sprawie długofalowego planu gospodarki wodnej. Nr 11/51 Gospodarki Wodnej.

Inż. E. K u l w i e ć — Zagadnienie szkolenia kadr melioracyjnych Nr 6/52 Gospodarki Wodnej.

1) od strony różnych zagadnień resortowych, występujących w gospodarce wodnej,

2) od strony różnego rodzaju faz czynności, występujących w poszczególnych zagadnieniach gospodarki wodnej.

W pierwszej kolejności ważniejsze będzie nakreślenie sylwetek inżynierów dla potrzeb gospodarki wodnej od strony różnych zagadnień resortowych. W omawianiu tych sylwetek poszczególne fazy działania będą występowały w różnym zakresie i dopiero w ostatecznych skrytykizowaniach właściwych profili technicznych kadr inżynierskich w gospodarce wodnej naświetlenie od strony faz czynności wystąpi w bardziej szczegółowych formach.

* * *

Jak wspomniano na wstępie, niniejsze rozważania opieramy na dwóch artykułach z nr 1/53 „Gospodarki Wodnej”. Biorąc zatem pod uwagę myśli zawarte w tych artykułach, jak również materiały zamieszczane w dawniejszych zeszytach czasopisma (patrz odnośnik 2), można by było ustalić następujące sylwetki inżynierów w technice wodnej:

na wydziale budownictwa wodnego:

- I — inżynier budownictwa wodno-komunikacyjnego,
- II — inżynier budownictwa wodno-energetycznego,
- III — inżynier budownictwa morskiego;

na wydziale budownictwa wodno-sanitarnego:

- IV — inżynier budownictwa wodnego przemysłowo-komunalnego,
- V — inżynier instalacji wodnych przemysłowo-komunalnych;

na wydziale melioracji:

- VI — inżynier budownictwa wodno-melioracyjnego,
- VII — inżynier melioracji wodnych;

na wydziale gospodarki wodnej:

- VIII — inżynier hydrolog,
- IX — inżynier gospodarki wodnej.

Wykaz ten oczywiście nie obejmuje reszty sylwetek inżynierów, jak hydroenergetyków, hydromechaników, niezbędnych dla zagwarantowania właściwego rozwoju gospodarki wodnej.

Nie wymieniamy tu również celowo przewidywanych sylwetek inżynierów na wydziale geodezji, jako proponowanej uprzednio części wielkiego zespołu kierunków szkolenia technicznego — Technika Wodna i Pomiary Kraju, a to z uwagi na chwilowe utrzymanie czystości linii hydrotechnicznej omawianego zagadnienia.

Rozpatrując wymienione wyżej sylwetki 9 specjalizacji, spróbujmy ustalić zakres zainteresowań każdej z tych sylwetek, na tle poszczególnych zagadnień gospodarki wodnej, omówionych w artykule pt. „Rola i potrzeby studiów oraz prac naukowo-badawczych w zakresie gospodarki wodnej i budownictwa wodnego”³⁾.

I. Inżynier budownictwa wodno-komunikacyjnego

Działalność inżyniera tej specjalności powinna obejmować budownictwo wodne wyłącznie dla celów komunikacji, a nie tak, jak dotychczas miało i ma jeszcze miejsce, że inżynier

³⁾ Patrz Nr 9/52 Gospodarki Wodnej.

budowy dróg wodnych zajmuje się oprócz swej właściwej działalności, dorywczo również projektowaniem i wykonywaniem budowli hydrotechnicznych np. dla przemysłu czy też gospodarki komunalnej. Działło się to dlatego, że nie wytworzyły się typy inżynierów budownictwa wodno-sanitarnego, którzy zajęliby się odpowiednimi dla nich zagadnieniami.

Do zakresu działalności inżyniera budownictwa wodno-komunikacyjnego należałoby zatem zaliczyć: budowę dróg wodnych (kanały i kanalizację rzek), portów i stoczni śródlądowych, regulację rzek żeglownych i spławnych, budowę zbiorników żeglownych i dla innych celów, o ile mają również służyć żegludze (np. zbiorniki powodziowo-żeglugowe, energetyczno-żeglugowe), budowę bulwarów na brzegach rzek w obrębie miast (związanych często z żeglugą), wreszcie obudowę rzek i potoków górskich, o ile wiąże się to z budową zbiorników żeglugowych. Inżynier tej specjalności ma więc dość rozległy teren działania dotyczący głównie dużych cieków, nie zaś dorzeczy.

Planowanie i projektowanie obiektów i całych systemów wodno-komunikacyjnych musi uwzględniać postulaty innych gałęzi życia gospodarczego kraju, jak rolnictwa, przemysłu, energetyki, gospodarki komunalnej, czyli musi stanowić odpowiednią część całokształtu planu gospodarki wodnej kraju, czy też dorzecza. Jest to niesłychanie ważne ze względu na to, że budownictwo wodno-komunikacyjne, jako związane przeważnie z dużymi rzekami, oddziałuje w znacznym stopniu na plany całokształtu gospodarki wodnej, opracowywane przez inżynierów tejże gospodarki wodnej (grupa IV).

Niezależnie od powiązania omówionego wyżej, inżynier budownictwa wodno-komunikacyjnego swoją działalność planistyczną i projektową powinien również opierać na bazie planu rozwoju wszystkich rodzajów komunikacji.

W przypadkach łącznego rozwiązywania zagadnień komunikacyjnych i energetycznych na danej rzece (co będzie często miało miejsce), inżynier budownictwa wodno-komunikacyjnego musi ściśle współpracować z inżynierem budownictwa wodno-energetycznego. Inżynierowie obu specjalności będą więc twórcami wielkich obiektów na dużych rzekach, w ramach wyznaczonych przez ogólnonarodowy plan rozwoju gospodarki wodnej.

Strona wykonawcza zaplanowanych i zaprojektowanych budowli wodno-komunikacyjnych wymaga od inżyniera tej specjalności posiadania znajomości nowoczesnych procesów technologicznych, organizacji placów wielkich budów, mechanizacji robót, umiejętności organizacyjnych w sensie wprzęgnięcia wielu pomocniczych czynników niezbędnych do realizacji obiektów tzw. wielkiego budownictwa wodnego itd. Przykładem tu mogą być wielkie budowle komunikacji w ZSRR, przy realizacji których (np. kanał Wołga — Don) nie można było się obejść bez współpracy wielu przemysłów i wytwórni materiałów budowlanych, maszyn budowlanych, konstrukcji stalowych i mechanizmów, wielu instytutów naukowo-badawczych, laboratoriów itd.

II. Inżynier budownictwa wodno-energetycznego

Po naszkicowaniu sylwetki inżyniera budownictwa wodno-komunikacyjnego, którego zakres działalności sprowadza się do planowania, projektowania i wykonawstwa w pierwszym rzędzie obiektów hydrotechnicznych dla żeglugi na dużych rzekach, przejdźmy do określenia sylwetki inżyniera budownictwa wodno-energetycznego. Inżynier tej specjalności powinien współpracować — jeśli chodzi o rzeki żeglowne i spławne — z inżynierem grupy I, tj. przy opracowywaniu projektów kanalizacji rzek, kanałów żeglugi, zbiorników żeglugowych (lub częściowo służących żegludze). Inżynier budownictwa wodno-energetycznego będzie miał zatem za zadanie rozwiązywanie wykorzystania uzyskanych spadów, z drugiej strony postulaty energetyczne będą miały niewątpliwie znaczny wpływ na koncepcje wodno-komunikacyjne na dużych rzekach. Niezależnie od tej stałej współpracy dotyczącej tzw. dużego budownictwa wodnego, inżynier wodno-energetyczny będzie miał za zadanie wykorzystywanie potencjału innych mniejszych cieków, wychodzących poza zainteresowania żeglugi bądź rolnictwa, pozostawiając jedynie zagadnienie małych siłowni wodnych dla wsi inżynierom budownictwa wodno-melioracyjnego.

W ten sposób inżynier budownictwa wodno-energetycznego będzie miał za zadanie wszechstronne wykorzystanie energetycznego potencjału rzek, na tle planu rozwoju całej

energetyki kraju z jednej strony oraz w powiązaniu z możliwościami hydrologicznymi i koncepcyjnymi innych działów gospodarki wodnej z drugiej strony.

Inżynier omawianej specjalności musi oczywiście posiadać znajomość zagadnień energo-mechanicznych (turbiny) oraz elektrotechnicznych (generatory i urządzenia instalacyjne).

Wykonawstwo w tej grupie będzie zbliżone do działalności w tym zakresie inżyniera budownictwa wodno-komunikacyjnego.

III. Inżynier budownictwa morskiego

powinien być przygotowany do zaplanowania, sporządzania dokumentacji technicznej i prowadzenia robót wykonawczych w zakresie obiektów budownictwa wodnego związanego z wybrzeżem morskim, jak: portamiorskimi wraz z urządzeniami portowymi, portami morsko-rzecznymi, stoczniami wraz z niezbędnymi urządzeniami, ochroną i umocnieniem brzegów morskich, robotami podwodnymi i czerpalniami, związanymi z wodnym budownictwem morskim, ochroną wejść do portów przed zamulaniem, regulacją ujść rzek do morza.

Inżynier tej specjalności powinien umieć poza tym powiązać problem budownictwa morskiego z potrzebami gospodarki wodnej z jednej strony i zagadnieniem ogólnokomunikacyjnym zaplecza morskiego z drugiej strony.

IV. Inżynier budownictwa wodnego przemysłowo-komunalnego

Inżynier tej specjalności powinien być przygotowany do zaplanowania, sporządzenia dokumentacji technicznej, prowadzenia robót wykonawczych oraz do eksploatacji różnorodnych zewnętrznych urządzeń gospodarki wodnej dla przemysłu, miast i osiedli. Zakres prac tego typu inżyniera obejmowałby zagadnienia dostarczania wody do produkcji zakładów przemysłowych, potrzeb bytowo-gospodarczych, ogólnopublicznych i przeciwpożarowych, odprowadzania, unieszkodliwiania i utylizacji ścieków przemysłowych, bytowo-gospodarczych i innych.

Prace z tego zakresu będą zbliżone do prac budownictwa wodno-komunikacyjnego, wodno-energetycznego, czy też częściowo wodno-melioracyjnego. Łączyć je będzie „podbicie” środków technicznych, przy pomocy których osiąga się cel gospodarczy. Środowiskiem pracy tych specjalności jest woda i grunt.⁴⁾ Wyraźnie dają się tu wydzielić prace dla przemysłu i gospodarki komunalnej o charakterze instalacyjnym, tj. urządzenia gospodarki wodnej wewnątrz zakładów przemysłowych, miast i osiedli, czy też wewnątrz poszczególnych budynków przemysłowych, użyteczności publicznej, ogólnej i specjalnej, mieszkalnej itd. Ten zakres prac będzie charakteryzował sylwetkę inżyniera instalacji wodnych przemysłowo-komunalnych (V).

Ściślej precyzując zainteresowania inżyniera budownictwa wodnego przemysłowo-komunalnego, można by je ująć w sposób następujący: wszelkie urządzenia zewnętrzne związane z doprowadzeniem wody i odprowadzeniem oraz oczyszczaniem i utylizacją ścieków, jak ujęcia wód powierzchniowych i wglebnych, stacje pomp i uzdatnienie wody dla różnych celów, doprowadzenie wody rurociągami tłocznymi lub kanałami otwartymi, zbiorniki wody wyrównawcze lub zapasowe, chłodnie kominowe lub stawy ochładzające, odprowadzanie wody kolektorami zamkniętymi lub kanałami otwartymi, oczyszczalnie ścieków itd.

Inżynier tej specjalności — to właściwie inżynier z zakresu gospodarki wodnej dla przemysłów i gospodarki komunalnej, który powinien umieć skoordynować potrzeby wodne przemysłu, miast i osiedli z potrzebami wodnymi państwa, znać zasady kształtowania bilansów wody w regionach deficytowych w wodę itd. Powinien znać metody oszczędnego używania wody w poszczególnych przemysłach, znać zasady prawidłowej gospodarki ściekami przemysłowymi (zarówno w zakresie oczyszczania ścieków, jak i ich utylizacji). Wiadomości jego z zakresu gospodarki przemysłowej powinny szczególnie dotyczyć tych rodzajów przemysłów, które zużywają duże ilości wody, bądź woda jest ważnym czynnikiem surowcowym produkcji, względnie zrzuty

⁴⁾ Porówn. artykuł prof. Kollisa pt. „Organizacja szkolnictwa wyższego w zakresie gospodarki wodnej w ZSRR”. Gospodarka Wodna Nr 3/53 r.

wody zużytej są zbyt uciążliwe dla otoczenia lub zbiorników wód.

Inżynier budownictwa wodnego przemysłowo-komunalnego powinien znać budownictwo wodne (szczególnie w zastosowaniu do inwestycji wodnych w przemyśle i gospodarce komunalnej), oraz w pewnym zakresie budownictwo przemysłowe i komunalne.

V. Inżynier instalacji wodnych przemysłowo-komunalnych

Prace wodne dla przemysłu i gospodarki komunalnej o charakterze instalacyjnym będą stanowiły o sylwetce inżyniera instalacji wodnych przemysłowo-komunalnych. Zaliczyć do tych prac należałoby: urządzenia gospodarki wodnej wewnątrz zakładów przemysłowych, miast i osiedli, czy też wewnątrz poszczególnych budynków przemysłowych, użyteczności publicznej, ogólnej i specjalnej, mieszkalnej itd.

Inżynier z tego zakresu powinien posiadać przygotowanie do rozwiązywania wymienionych zagadnień na etapach projektowania, wykonawstwa i eksploatacji. Szczególnie ważne wydają się być czynności eksploatacyjne, których skomplikowany charakter (np. tzw. zamknięty obieg kołowy wody w zakładzie przemysłowym) wywiera decydujący, a w każdym razie znaczny wpływ na odpowiednie zaprojektowanie urządzeń instalacyjnych. Inżynier tej specjalności powinien współpracować z inżynierem gospodarki wodnej przemysłowej i komunalnej w zakresie sporządzania bilansów wody operatywnych dla obszaru lub regionu, w którym znajduje się dany zakład czy kombinat przemysłowy lub też miasto względnie osiedle.

Program studiów tego kierunku powinien zawierać przedmioty m. in. z zakresu procesów technologicznych oraz przeprowadzania wszelkich badań kontrolnych i wstępnych potrzebnych dla gospodarki wodnej przemysłowej i komunalnej.

VI. Inżynier budownictwa wodno-melioracyjnego

Sekcja budownictwa wodno-melioracyjnego na wydziale melioracji kształci inżynierów w zakresie projektowania i wykonawstwa regulacji większych cieków niezełownych, obudowy potoków górskich, zbiorników melioracyjnych wraz ze wszystkimi niezbędnymi budowlami wodnymi, obwałowań przeciwpowodziowych, małych siłowni wodnych. W ściślejszej łączności z inżynierem melioracji wodnych szczegółowych, uwzględniając potrzeby późniejszej eksploatacji, inżynier budownictwa wodno-melioracyjnego powinien m. in. umieć zaprojektować konstrukcje takich urządzeń, które pozwalałyby w sposób racjonalny piętrzyć wodę do nawodnień, dawkować ją w czasie i niezbędnych ilościach, względnie magazynować w zbiornikach wód nad- i podziemnych, pobierać wodę z różnych źródeł najekonomiczniejszych w lokalnych warunkach i przez specjalne instalacje podawać ją do zraszania pól sztucznie. Będzie to zatem również wielkie budownictwo wodne, w którym jednak założenia projektowe i typy budowli będą inne niż w budownictwie wodno-komunikacyjnym i wodno-energetycznym.

Program studiów tego kierunku powinien posiadać charakter wyraźnie techniczny, natomiast inżynier melioracji wodnych (VII) będzie się kształcił na bazie technicznej i przyrodniczej.

Zakres zainteresowań inżyniera budownictwa wodno-melioracyjnego będzie pod niektórymi względami zbliżony do dotychczasowego zakresu studiów (energetycznego i komunikacyjnego), tylko inne kryteria techniczne, eksploatacyjne i gospodarcze będą wchodzić w rachubę.

Inżynier tej specjalności, przez łączność z innymi dziedzinami techniki budowlanej i dokładną znajomość przeznaczenia i warunków eksploatacji urządzeń melioracyjnych, powinien racjonalnie projektować i wykonywać budowle wodno-melioracyjne.

VII. Inżynier melioracji wodnych

Inżynier melioracji wodnych będzie miał za zadanie planowanie i projektowanie (konceptyjne i szczegółowe) gospodarki wodnej na obszarze zlewni lub kilku zlewni, w szczególności opracowywanie projektów dotyczących najracjonalniejszego gospodarowania wodą w glebie i gruncie, przez jej magazynowanie, doprowadzenie lub usuwanie ze wzglę-

du na potrzeby rolnictwa, urbanistyki czy też zdrowotności miast i osiedli. Inżynierowie tej specjalności będą również wykonawcami tych projektów w terenie oraz — po ich realizacji — będą prowadzili lub nadzorowali właściwą eksploatację, opartą w głównej mierze na racjonalnym gospodarowaniu wodą.

Prace koncepcyjno-projektowe inżyniera melioracji wodnych będą stanowiły podbudowę techniczno-ekonomiczną dla projektowania poszczególnych budowli wodno-melioracyjnych przez inżyniera tejże specjalności (VI). W ten sposób działalność inżynierów obu tych specjalności będzie się stale zązębiała i wspólnie stanowiła o gospodarce wodnej w rolnictwie (melioracje rolne) i urbanistyce (melioracje miejskie). Dlatego też inżynierowie obu tych specjalności będą również współdziałali z inżynierami budownictwa wodno-komunikacyjnego i wodno-energetycznego przy planowaniu i projektowaniu budowli hydrotechnicznych na dużych ciekach, bowiem wymogi rolnictwa w zakresie gospodarki wodnej będą często limitowały zamierzenia komunikacji, czy też energetyki.

VIII. Inżynier hydrolog

Sylwetka inżyniera hydrologa rysuje się zupełnie wyraźnie na tle omówionych wyżej siedmiu specjalności inżynierów wodnych.

Gwałtowny rozwój poszczególnych gałęzi gospodarki wodnej oraz zapowiedziane Programem Frontu Narodowego olbrzymie zamierzenia wodne w nowym, 5-letnim planie gospodarczym wymagają dużego wkładu pracy w przygotowanie podstaw hydrologicznych dla wstępnego planowania, jak również dla sporządzania projektów technicznych poszczególnych obiektów gospodarki wodnej.

Inżynier hydrolog powinien więc posiadać umiejętność samodzielnego opracowania:

- elaboratów hydrologicznych dla projektów wodno-komunikacyjnych, wodno-energetycznych, wodno-sanitarnych, wodno-przemysłowych, wodno-melioracyjnych;
- opisów monograficznych rzek, jezior, błot itd. dla różnych celów;
- bilansów wody surowych, zupełnych i formowanych;
- elaboratów prognoz powodziowych oraz codziennych stanów wody, krótko- i długoterminowych;
- obliczeń światła mostów;
- opinii projektów inżynierskich pod względem hydrologicznym.

Inżynier hydrolog najbliżej będzie współpracować z inżynierem gospodarki wodnej, omówionym niżej, stanowiąc z nim nierozdzielny właściwie zespół.

IX. Inżynier gospodarki wodnej

Najwięcej może trudności sprawia choćby szkicowe ujęcie sylwetki inżyniera gospodarki wodnej.

Jest to zupełnie nowa koncepcja⁵⁾, nie posiadająca przykładów, czy też pierwowzorów. Dlatego też dokładniejsze określenie zakresu działania tego typu inżyniera może nastąpić w ogniu dyskusji, dla której w znacznym stopniu służyć łamy naszego czasopisma.

Punktem wyjścia dla określenia tej specjalności jest zagadnienie kompleksowości w gospodarce wodnej. Chociaż omówione wyżej sylwetki inżynierów różnych gałęzi budownictwa wodnego uwzględniają ściśle często współpracę poszczególnych typów inżynierów wodnych, to jednak konieczność powiązania interesów różnych resortów w zakresie zagadnień wodnych, jak również wpływ planowej gospodarki wodnej na rozwój całokształtu gospodarki narodowej wymagają stworzenia tego nowego typu inżyniera, inżyniera gospodarki wodnej.

Inżynier tej specjalności powinien w wysokim stopniu posiadać znajomość zagadnień ekonomicznych, zarówno z punktu widzenia ogólnej gospodarki narodowej, jak i interesów poszczególnych resortów gospodarczych. Ta konieczność znajomości ekonomii występuje nie tylko w dużych

⁵⁾ Porównaj art. inż. K. Puczyńskiego — „W sprawie kierunków szkolenia i właściwych profili technicznych kadr inżynierskich dla potrzeb gospodarki wodnej”. Gospodarka Wodna Nr 1/53.

zagadnieniach wodnych lecz także przy rozwiązywaniu małych zagadnień hydrotechnicznych; bowiem nie potrzeba już dzisiaj udowadniać znanej wszystkim zasady, że nowoczesnej techniki nie można traktować bez powiązania z zagadnieniami ekonomicznymi. Powiązanie to, chociaż występuje w każdej fazie realizacji gospodarki wodnej, najsilniej jednak w fazie sporządzania planów gospodarki wodnej. Stąd też wypływa największe zainteresowanie ekonomią ze strony inżyniera gospodarki wodnej.

Inżynier tej specjalności powinien posiadać encyklopedyczne wiadomości nauk technicznych z zakresu gospodarki wodnej, powinien znać założenia metodologiczne kompleksowego rozwiązywania zagadnień wodnych i stale je rozwijać i uzupełniać, powinien przejść przez studia z zakresu bilansów wody (pozostawiając szczegółowe wiadomości inżynierowi-hydrologowi, z zakresu gospodarowania wodą w zbiornikach), powinien znać zasady przeobrażania przyrody, uśwadawstwa wodnego itd.

Jak wynika z rzuconych szkicowo sylwetek 9 specjalności, uszeregowanie ich wg tej a nie innej kolejności może mieć następujące uzasadnienie:

Dwie pierwsze specjalności inżynierów dotyczą działalności na ciekach, a nie w dorzeczu, i to przeważnie na dużych ciekach. Stąd inżynierowie budownictwa wodno-energetycznego i wodno-komunikacyjnego będą planowali, projektowali i realizowali tzw. wielkie budownictwo wodne (do którego do niedawna ograniczał się zakres pojęcia budownictwa wodnego).

Trzecia specjalność dotyczy zagadnień portów morskich, obudowy i umocnień morskich oraz ujść rzek do morza.

INŻ. EUGENIUSZ KULWIEC

Organizacja eksploatacji urządzeń wodno-melioracyjnych w Związku Radzieckim

W lecie 1952 r. w ramach współpracy z zagranicą grupa polskich fachowców wodno-melioracyjnych spędziła ok. 2 miesiące w Związku Radzieckim celem zapoznania się z organizacją oraz metodami pracy robót wodno-melioracyjnych.

Specjaliści polscy pracowali w trzech zespołach, które zbadały cały szereg zagadnień z dziedziny wodno-melioracyjnej, jak: organizacja i zakres pracy służby wodno-melioracyjnej, zasady planowania, studia i projekty, wykonawstwo robót, eksploatacja urządzeń wodno-melioracyjnych i organizacja bazy paszowej, szkolenie kadr fachowych, prace naukowo-badawcze, stacje doświadczalne, nawodnienia, walka z erozją, eksploatacja torfu dla celów przemysłowych i rolniczych i inne.

Po powrocie do kraju uczestnicy wycieczki opracowują poszczególne zagadnienia, z którymi mieli możliwość zapoznać się w Związku Radzieckim. Redakcja „Gospodarki Wodnej” zamieści kilka z nich bardziej ciekawych dla ogółu świata technicznego w Polsce. Pozwola one na bliższe poznanie organizacyjnych, naukowych i technicznych osiągnięć Związku Radzieckiego z dziedziny wodno-melioracyjnej i pomogą w rozwiązywaniu wielu spraw organizacyjnych i metod prac naukowych i technicznych w tym zakresie w Polsce.

W obecnym numerze zamieszczamy pierwsze dwa artykuły: 1) dotyczący organizacji pionu eksploatacji służby wodno-melioracyjnej oraz 2) o organizacji projektowania budownictwa wodno-melioracyjnego.

Na wstępie podajemy ogólny opis organizacji służby wodno-melioracyjnej w Związku Radzieckim.

W ZSRR sprawy wodno-melioracyjne są podzielone zasadniczo pomiędzy trzy ministerstwa, a mianowicie: Ministerstwo Rolnictwa, Ministerstwo Uprawy Bawełny i Ministerstwo Sowchozów. Większość zagadnień ma w swych rękach Ministerstwo Rolnictwa, jednak bardzo poważną część gospodarki wodnej jest w Ministerstwie Uprawy Bawełny, które ma w zarządzie tereny średniej Azji, Kraju Zakaukaskiego i część południowej Ukrainy.

Następne dwie grupy inżynierów będą działały częściowo na ciekach (dużych i małych), częściowo obejmując swym zasięgiem również dorzecza lub ich części. W ten sposób inżynierowie tych specjalności będą w większym stopniu niż dwie pierwsze grupy oddziaływali na bilanse wodne, jak również i odwrotnie, bilans wodny dorzecza lub jego części będzie wytyczał czy też ograniczał zamierzenia i założenia inżynierów budownictwa wodno-sanitarnego.

W większym jeszcze stopniu niż ci ostatni będą w stałej współzależności od bilansów i planu gospodarki wodnej inżynierowie melioracyjni (melioracji wodnych i budownictwa wodno-melioracyjnego).

Wreszcie inżynier gospodarki wodnej, przy współpracy i współudziale inżyniera hydrologa, obejmuje swoją działalnością potrzeby całej gospodarki narodowej, reprezentowanej w zagadnieniach wodnych przez wyżej omówionych inżynierów 7 specjalności, tworząc plan gospodarki wodnej, wprowadzając do niego aktualne korekty i pilnując realizacji tego planu przez poszczególne resorty. Realizację planów perspektywicznych i krótkofalowych przez resorty należy rozumieć jako prace projektowe (resortowe biura projektów), zamierzenia inwestycyjne resortów, właściwe wykonawstwo (przez resorty lub specjalnie wydzielone organizacje wykonawcze — np. obecnie istniejący Centralny Zarząd Budownictwa Wodno-Inżynieryjnego), wreszcie działalność eksploatacyjną wybudowanych obiektów i urządzeń (systemów) gospodarki wodnej.

Zagadnienie sylwetek inżynierów dla potrzeb gospodarki wodnej powinno być jak najszybciej przedyskutowane i ostatecznie określone. Od tego zależy właściwy dobór programu studiów w zakresie hydrotechniki, jak również zagadnienie organizacji studiów hydrotechnicznych.

Służba melioracyjna Ministerstwa Sowchozów zajmuje się jedynie wykonawstwem drobnych robót i eksploatacją urządzeń melioracyjnych w majątkach sowchozów.

W resorcie rolnictwa są wydzielone trzy pionu służby wodno-melioracyjnej począwszy od ministerstwa centralnego, aż do najniższych jednostek terenowych, a mianowicie: studiów i projektów, wykonawstwa oraz eksploatacji.

W Ministerstwie Uprawy Bawełny prócz wyżej wymienionych jest ponadto wydzielony pion mechanizacji.

Piony te są wydzielone w Ministerstwach Rolnictwa i Uprawy Bawełny w formie Centralnych Zarządów podległych wiceministrowi dla spraw gospodarki wodnej.

W organizacji i zakresie pracy służby wodno-melioracyjnej w poszczególnych częściach ZSRR istnieją dość znaczne różnice podyktowane potrzebami i warunkami miejscowymi. Np. w republikach średniej Azji są specjalne Ministerstwa Gospodarki Wodnej obejmujące, oprócz melioracji, zagadnienia wykorzystania sił wodnych w mniejszych zakładach wodnych; na Białorusi jest Ministerstwo Melioracji, a w RSFR istnieje w Moskwie Centralny Zarząd Gospodarki Wodnej na prawach ministerstwa przy Prezydium Rady Ministrów Republiki.

* * *

W Związku Radzieckim służba eksploatacji urządzeń wodno-melioracyjnych jest zasadniczym trzonem gospodarki wodnej w rolnictwie, ściśle związanym z produkcją rolną, który:

- jest organem planującym meliorację w ścisłym powiązaniu z potrzebami rolniczo-gospodarczymi Państwa i terenu,
- nadzoruje utrzymanie w należytym stanie wszystkich urządzeń wodno-melioracyjnych,
- jest dystrybutorem wody oraz kieruje jej właściwym gospodarowaniem,

- zaleca i nadzoruje wypełnianie umów na większe budowy wykonywane przez pion wykonawstwa,
- wykonywuje mniejsze roboty wewnętrznej sieci melioracyjnej kolchozów oraz kieruje pod względem technicznym robotami drobnymi, wykonywanymi siłami własnymi kolchozów i sowchozów.

Ponadto do zadań służby eksploatacji obok zabezpieczenia przeciwpowodziowego należy również kierownictwo techniczne akcją przeciwpowodziową.

Całość eksploatacji zarówno w Ministerstwie Rolnictwa, jak i w Ministerstwie Uprawy Bawelny kierowana jest przez Centralne Zarządy Eksploatacji (Głównodchoz — Głównie Uprawnienie po Eksploatacji Wodochazajstwiennych Systemów), których organizacja w obu tych ministerstwach jest podobna, a istniejące różnice spowodowane są tą okolicznością, że w Ministerstwie Uprawy Bawelny zasadnicze zadanie służby wodno-melioracyjnej polega na rozbudowie i właściwej eksploatacji urządzeń nawadniających na terenach posusznych, natomiast Ministerstwo Rolnictwa prowadzi również w szerszym zakresie roboty osuszające i zaopatrzenie rolnictwa w wodę pitną oraz dla celów gospodarczych.

W Centralnych Zarządach Eksploatacji, poza typowymi jednostkami organizacyjnymi istniejącymi również u nas, jako charakterystyczne wymienić należy:

- oddział przekonstruowania (technicznego ulepszenia) sieci melioracyjnej zajmujący się obecnie przede wszystkim przejściem na nowy system nawodnienia (sieć cząsowa),
- oddział użytkowania wody, którego głównym zadaniem jest nadzór nad prawidłowym i terminowym zawarciem umów na użytkowanie wody i ich realizacja,
- sektor katastru, zajmujący się przede wszystkim ewidencją terenów zmeliorowanych, z zaznaczaniem nawadnianych i pasportyzacją urządzeń melioracyjnych.

Na podkreślenie zasługuje łączenie w jednym oddziale planowo-finansowym całości spraw planowania, finansowania i sprawodawczości, co zapewnia dobrą koordynację tych zagadnień.

Podobnie całość zagadnień zaopatrzenia w materiały i sprzęt znajduje się w jednym oddziale materiałowo-technicznego zaopatrzenia.

Centralny Zarząd Eksploatacji posiada swoje odpowiedniki w ministerstwach republikańskich, jak również w swoim bezpośrednim zarządzie niektóre wielkie, wydzielone systemy melioracyjne, o znaczeniu międzyrepublikańskim, jak np. doliny rzeki Amu-Darii.

Na szczeblu wojewódzkim są Wojewódzkie Zarządy Gospodarki Wodnej (Obwodchoz — Obłastoje Uprawnienie Wodno-chozajstwa). Podlegają one terenowym władzom wojewódzkim, jednak po linii fachowej zależą jedynie od swych nadrzędnych organów ministerialnych.

Większe i ważniejsze systemy melioracyjne o znaczeniu międzywojewódzkim są nieraz podporządkowywane ministerstwu republikańskiemu.

Wojewódzkim Zarządom Gospodarki Wodnej podlegają Powiatowe Zarządy Gospodarki Wodnej (Rejwodchoz), oraz Zarządy Eksploatacji wydzielonych systemów melioracyjnych, obejmujących większe doliny rzeczne lub kompleksy melioracyjne.

Rejwodchoz obsługuje jeden powiat, przy czym istnieją jeszcze na niektórych terenach „miejrejdchozy“, tj. międzypowiatowe zarządy gospodarki wodnej, obejmujące swym zasięgiem parę powiatów.

W powiatach o mniejszych potrzebach melioracyjnych zamiast rejwodchozu jest tzw. „rejmeliorator“ — powiatowy meliorator dysponujący przeciętnie od jednej do paru siłami fachowymi.

Zarząd wydzielonego eksploatacyjnego systemu melioracyjnego jest podporządkowany jedynie Wojewódzkiemu Zarządowi Gospodarki Wodnej, natomiast Rejwodchoz jako organ powiatowej władzy terenowej podlega mu tylko pod względem technicznym.

Poszczególne systemy (kompleksy) melioracyjne dzielą się na hydrotechniczne rejon, które są najniższą jednostką terenową obsługującą pewną określoną powierzchnię i wykonywającą mniejsze roboty na podstawie umów zawartych przez zarządy systematów z kolchozami, sowchozami,

miastami itp. W dyspozycji zarządu systematów znajdują się drobne maszyny ziemne i transportowe, natomiast poważniejsze roboty są wykonywane przez jednostki podległe pionowi wykonawstwa wodno-melioracyjnego.

Kierownikiem prac w rejonie jest hydrotechnik rejonowy, mający do pomocy nadzorców wodnych, obchodowych i służbę hydrometryczną. Odpowiada on za utrzymanie podstawowej sieci melioracyjnej, a ponadto kieruje pod względem fachowym pracą tzw. „zawiadujących wodą“ w kolchozach (w Środkiej Azji zwanych mirabami) przy eksploatacji budowli i sieci wodno-melioracyjnej kolchoznej.

Na terenach nie objętych systematami melioracyjnymi prace te wykonuje Powiatowy Zarząd Gospodarki Wodnej (Rejwodchoz), względnie Rejmeliorator.

Cała służba eksploatacji jest całkowicie na budżecie państwowym. Najbardziej rozbudowana jest ona w Środkiej Azji i innych terenach posusznych, o znacznej ilości urządzeń nawadniających.

Całkowite koszty bieżącego utrzymania sieci melioracyjnej podstawowej pokrywa przeważnie państwo, natomiast konserwacja sieci wewnętrznej szczegółowej wykonywana jest siłami kolchozów, względnie na ich koszt przez stacje maszynowe.

Dla celów dydaktycznych są wprowadzone bardzo niskie opłaty za pobór wody z tym, że stawki przy nawodnieniach wegetacyjnych zwilżających są wyższe aniżeli przy przemysłowych jesiennych. Środki w powyższy sposób uzyskane pozostają całkowicie w dyspozycji danego systemu i są zużywane na ulepszenie urządzeń wodno-melioracyjnych, na zwiększenie mechanizacji robót i na prace konserwacyjne.

Cały rozdział i przydział wody dokonują organa służby eksploatacyjnej, przy czym orientacyjne potrzeby wodne na poszczególne systematy i obiekty określa się wstępnie według normatywów. Plan wykorzystania wody w skali wojewódzkiej zatwierdzają władze wojewódzkie.

Kolchoz sporządza z agronomem plan zapotrzebowania wody na poszczególne kultury i na poszczególne okresy; plan ten sprawdza i opiniuje zarząd systematu nawadniającego, a zatwierdza władza powiatowa. Na tej podstawie kolchoz zawiera z zarządem systematu nawadniającego umowę na pobór określonej w ten sposób ilości wody.

Sprawy wodne w kolchozie są zwykle powierzane opiece jednego z członków zarządu, przy czym bezpośrednie gospodarowanie wodą przeprowadza „zawiadujący wodą“ według wskazówek agronomów rejonowych, agronomów maszynowo-tractorowych stacji (MTS), względnie agronomów kolchozowych. Agronom w ramach ilości wody stojącej do dyspozycji kolchozu koryguje ramowy plan zużycia wody w dostosowaniu do potrzeb poszczególnych faz rozwojowych roślin i przebiegu warunków atmosferycznych. Natomiast organy techniczne służby eksploatacji urządzeń wodno-melioracyjnych nadzorują wykonanie planu nawodnień z punktu widzenia najwłaściwszego wykorzystania wody (ograniczenie do minimum zrzutów itp.).

Pracownicy kolchozów zatrudnieni przy eksploatacji sieci wodno-melioracyjnej noszą nazwę „polewaczy“, przy czym dla większych robót są organizowane specjalne brygady lub grupy melioracyjne. Na wielkich systematach nawadniających jest specjalny inżynier, który kieruje rozrządem wody.

Premiowanie służby wodnej i eksploatacyjnej uzależnione jest od wypełnienia i przekraczania planów produkcji w kolchozach, co przyczynia się wydatnie do zacieśnienia współpracy tych służb. Prócz tego istnieją nagrody za wyniki socjalistycznego współzawodnictwa pomiędzy jednostkami.

Koszt eksploatacji za dany rok obliczany jest średnio na hektar dla całej republiki i dla poszczególnych systematów melioracyjnych.

Do kosztów tych nie wlicza się wydatków na utrzymanie służby wodno-melioracyjnej Ministerstw Centralnych, Ministerstw Republikańskich oraz Wojewódzkich Zarządów Gospodarki Wodnej. Natomiast koszt eksploatacji obciąża wyposażenie służby liniowej, roboty uzupełniające melioracyjne, remontowo-budowlane, konserwacja, zakładanie wodowskazów, wyposażenie w sprzęt i narzędzia itp.

W specyficznych warunkach Środkiej Azji, gdzie gospodarka wodna koncentruje się głównie w dolinach wielkich rzek, zasadniczy podział terenu pod względem eksploata-

cyjnym opiera się na dolinowych systematach nawodniających, w granicach poszczególnych województw.

W Uzbekistanie Ministerstwo Gospodarki Wodnej w Taszkencie posiada Zarząd Eksploatacji Nawodniających Systemów, któremu podlega 10 Wojewódzkich Zarządów Gospodarki Wodnej (Obwodchoz). Każdy Obwodchoz ma pewną ilość systematów nawodniających, na czele których stoją specjalne zarządy (Uprawlenie Arasitielnoj Sistiemy), a tym podporządkowane są Powiatowe Zarządy Gospodarki Wodnej (Rejwodchoz).

Przeciętna powierzchnia nawodnień obsługiwana przez Rejwodchoz wynosi około 20.000 ha, przy czym dzieli się ona na hydrotechniczne rejon (odcinki — „uczastki”) nawodnień o powierzchni 3—4 tys. ha, a w każdym rejonie jest przeciętnie 4 — 5 kołchozów.

Głównymi uprawami w płodozmianie (w kilku zwiedzanych kołchozach w Uzbekistanie) są bawełna i lucerna. Plony bawełny w kołchozie im. Swierdłowa wynosiły przed socjalizacją około 10—12 q/ha, a obecnie przekraczają 40 q/ha. Kołchoz im. Engelsa składał się dawniej z 9 drobnych kołchozów, których scalenie ukończono w 1948 r. Obecnie w obu tych kołchozach, tak jak w całej Środkowej Azji, przeprowadza się intensywne roboty w związku z przechodzeniem na nowy system nawodnienia (sieć czasowa). Dla tego rodzaju prac wydzieleni są specjaliści „instruktorzy melioracyjni dla przejścia na nowy system nawodnienia” (rukowoditeli po pieriechodzie na nowuju sistiemu araszienja), którzy organizują i nadzorują roboty wykonawcze, wykonywując również szczegółową dokumentację techniczną na bazie generalnych rozwiązań sporządzonych przez biura projektowe. Niejednokrotnie drobniejszą dokumentacja techniczna sporządzana jest całkowicie przez służbę eksploatacyjną.

Dąży się do uzyskania niezależnych kwater z oddzielnym doprowadzeniem wody i odwodnieniem oraz zakłada się urządzenia do pomiaru przepływów, dla umożliwienia obliczenia ilości wody zużytej podczas nawodnienia na poszczególnych działach.

Dla ułatwienia mechanicznej uprawy zakłada się, aby powierzchnia poszczególnych działów uprawowych była nie mniejsza od 20 ha; pożądane są działki wielkości 40—60 ha.

Koszt tych robót pokrywa w 40% państwo, resztę kołchozy, które mogą korzystać z kredytu długo- i średnio-terminowego (dziesięcio- i trzyletniego).

W organizacji wewnętrznej pracy w kołchozach posilkowano się dawniej grupami roboczymi w ilości przeciętnie 5 — 7 ludzi (ogniwo — „zwienio”), które obecnie zastąpiono brygadami, przy czym jest w toku dalsze zwiększanie ich składu ilościowego.

Zabiegi związane z uprawą bawełny są bardzo pracochłonne i wymagają zatrudnienia na 1 ha uprawy 1,25 — 1,5 robotnika przez cały sezon.

Nawodnienie lucerny rozpoczyna się około 20 kwietnia i prowadzi się do końca września, a bawełny od około 15 maja do połowy września. Właściwa gospodarka wodna jest podstawowym warunkiem uzyskania dobrych plonów, przy czym charakterystyczne jest, że bawełna wymaga w okresie wegetacyjnym 3.000⁰ ciepła, co odpowiada studniom po 30°C.

Podstawowym i bardzo trudnym zadaniem na terenach Środkowej Azji jest walka z zamuleniem rzek, kanałów i rowów melioracyjnych. Większe kanały są odmulone mechanicznie, a sieć melioracyjna szczegółowa jest czyszczona przeważnie ręcznie; często stosuje się wykonywanie na rowach specjalnych zastawek dla łapania namulów. Oprócz prac melioracyjnych służba eksploatacyjna zajmuje się również realizacją, a czasami i projektowaniem na obiektach melioracyjnych pasów zadrzewień, wzdłuż dróg i kanałów.

W kołchozach nanosi się na planach i harmonogramach w sposób bardzo przejrzysty planowane i wykonane przez poszczególne brygady zabiegi agronomiczne (daty wysiewów, nawożenia, zabiegów uprawowych itp.) i nawodniające z podkreśleniem za pomocą kolorowych chorągiewek stwierdzonych objawów niebezpiecznych w rozwoju upraw. Ułatwia to kierownictwu kołchozu interwencję we właściwym czasie i daje materiał do analizy uzyskanych plonów oraz pozwala na ulepszenie gospodarowania.

W kołchozie im. Swierdłowa jest punkt doświadczalny (oporowy) Średnio-Azjatyckiego Naukowo-Badawczego Instytutu Irygacji i Melioracji w Taszkencie, gdzie stałe badania przeprowadza specjalny pracownik naukowy Instytutu.

Ta zasada prowadzenia prac naukowych w ścisłym, bezpośrednim powiązaniu z eksploatacją jest powszechnie stosowana w Związku Radzieckim.

Na specjalną uwagę zasługuje paszportyzacja urządzeń wodno-melioracyjnych, z którą zapoznaliśmy się w Wojewódzkim Zarządzie Gospodarki Wodnej w Moskwie.

Po ukończeniu prac melioracyjnych na poszczególnych obiektach przez pion wykonawstwa, następuje ich komisyjne przekazanie do eksploatacji, przy czym służba melioracyjna pionu eksploatacji przyjmuje nadzór nad utrzymaniem urządzeń wodno-melioracyjnych i właściwym gospodarowaniem wodą, a jednocześnie służba agronomiczna przyjmuje nadzór nad użytkowaniem rolniczym tych terenów.

Rozróżnia się przecięcie częściowe robót w eksploatację, tj. pewnych ich ukończonych odcinków i odbiory całkowite dokonywane po zakończeniu prac na danym obiekcie.

Po przejściu zakłada się dla każdego obiektu paszport i wciąga się do książki eksploatacji (posportnyje wiadomości arasitielnych sistiem), wpisując jego całkowitą techniczną i gospodarczą charakterystykę; później wprowadza się bieżąco wszelkie ewentualne zmiany i uzupełnienia dokonywane w urządzeniach wodno-melioracyjnych i ewidencjonuje przeprowadzane zabiegi eksploatacyjne oraz osiągnięte efekty produkcyjne.

Dane te prowadzi w dwóch egzemplarzach Powiatowy Zarząd Gospodarki Wodnej (Rejwodchoz), a zbiorcze materiały odpowiednio skrócone mają wojewódzkie, republikańskie i wszechzwiązkowe organy służby eksploatacji.

Na Białorusi Ministerstwo Melioracji w Mińsku posiada w pionie eksploatacji na szczeblu wojewódzkim przy każdym Obłispałkowie (odpowiednik Prez. W. R. N.) Oddział Melioracji. W powiatach zależnie od ilości osuszonych terenów istnieją również Oddziały Melioracji, względnie mniejsze komórki melioracyjne pod kierownictwem starszego melioratora, składające się z 1 — 3 pracowników.

Starszy meliorator powiatowy ma w każdym kołchozie, gdzie są większe ilości wykonanych urządzeń wodno-melioracyjnych, brygadiera dla prowadzenia prac eksploatacyjnych i drobnych robót wykonawczych.

Wyodrębnione systematy wydzielane są stopniowo do eksploatacji po wykonaniu robót za zgodą Wszechzwiązkowego Ministerstwa Rolnictwa. Dla każdego ca 20 tys. ha intensywnie zmelirowanych gruntów organizowany jest Zarząd Systematu, a dla mniejszych powierzchni rejonu eksploatacyjnego.

Prócz Ministerstwa Melioracji istnieje na Białorusi w Ministerstwie Rolnictwa Zarząd Gospodarki Wodnej, Torfu i Zagospodarowania zajmujący się: eksploatacją torfu dla nawożenia gruntów mineralnych, na opał i ściółkę, budową małych zbiorników wodnych dla celów gospodarczych, zaopatrzeniem rolnictwa w wodę oraz nadzorujący zagospodarowanie ziem osuszonych.

* * *

W artykule tym podany został ogólny zarys organizacji służby wodno-melioracyjnej w Związku Radzieckim i omówiony pion eksploatacji urządzeń wodno-melioracyjnych. Następny artykuł zawiera opis organizacji projektowych budownictwa wodno-melioracyjnego. W następnym numerze podany zostanie opis pionu wykonawstwa i mechanizacji.

Należy podkreślić, że podział organizacji służby wodno-melioracyjnej na trzy pion: studiów i projektów, wykonawstwa oraz eksploatacji (porówn. wstęp) byłby w naszych warunkach również b. wskazany, ale na razie ze względu na brak kadr fachowych jest praktycznie niemożliwy.

Uwzględniając jednak stale wzrastający rozmiar wykonanych urządzeń wodno-melioracyjnych i przechodząc na socjalistyczne formy planowej gospodarki wodnej celem należytego wykorzystania tych urządzeń, konieczne jest stworzenie w ramach istniejącej organizacji służby wodno-melioracyjnej, zarówno w Centralnym Zarządzie, jak i w Wojewódzkich Zarządach Wodno-Melioracyjnych oraz w Rejonowych Kierownictwach Robót Wodno-Melioracyjnych wydzielonych działów eksploatacji i konserwacji urządzeń wodno-melioracyjnych. Również uważam za wskazane przystąpienie do organizowania na większych zmelirowanych kompleksach, jak np. Żuławy, specjalnych, wyodrębnionych jednostek eksploatacyjnych, na wzór radzieckich zarządów eksploatacji systemów melioracyjnych.

DR INŻ. ZYGMUNT SOCHOŃ

Organizacje projektowe budownictwa wodno-melioracyjnego w Związku Radzieckim

Dokumentację techniczną do realizacji robót wodno-melioracyjnych opracowują w Związku Radzieckim instytuty projektowe, podległe Centralnym Zarządom Projektowania Gospodarki Wodnej w Ministerstwie Rolnictwa i Ministerstwie Uprawy Bawełny. Te instytuty sporządzają dokumentację techniczną przede wszystkim dla nowych inwestycji wodno-melioracyjnych i dla większych robót związanych z przebudową lub renowacją systemów odwodniających lub nawodniających. Dla robót tego typu ale o małym zakresie przygotowują dokumentację techniczną wojewódzkie organizacje projektowe, podporządkowane wojewódzkim urzędom rolnym lub gospodarki wodnej. Dla drobnych robót dokumentację opracowują organizacje służby eksploatacyjnej, a więc rejonowe (powiatowe) zarządy gospodarki wodnej w systemach wodnych, obejmujących całe dorzecza lub doliny rzeczne, względnie większe kompleksy. Do tych prac należą: dodatkowe uzupełniające rowy lub drenowanie w obrębie lub przy systemie odwodniającym i nawodniającym względnie urządzenia wodno-melioracyjne o lokalnym znaczeniu, jak rowy wzdłuż smugów, małe zbiorniki wodne w kołchozach, małe grobelki na stokach dla powstrzymania odpływu wód ze śniegów lub deszczów, mające na celu zmniejszanie wilgoci w glebie, przebudowa starych systemów nawodniających na nowe systemy z rowami czasowymi. Projekty zaopatrzenia osiedli lub pastwisk w wodę (studnie, wodopoje, zbiorniki wody) o małym rozmiarze i lokalnym znaczeniu opracowują również organizacje wykonawcze, najczęściej kierownictwa budów. Dokumentację techniczną dla zakładów o sile wodnej o mocy do 4000 kW, w zakresie potrzeb elektryfikacji rolnictwa, opracowują odpowiednie instytuty projektowe podległe wyżej podanym centralnym zarządom.

Instytuty projektowe dzielą się na wszechzwiązkowe i republikańskie (dla poszczególnych republik). Różnica polega na zakresie opracowywanej dokumentacji technicznej. Instytuty wszechzwiązkowe obsługują zagadnienia gospodarki wodnej o specjalnym znaczeniu państwowym, przeważnie na dużych obszarach, choćby nawet leżących całkowicie wewnątrz jednej z republik Związku Radzieckiego. Republikańskie — zajmują się dokumentacją techniczną dla robót, w których zainteresowana jest bezpośrednio dana republika.

Instytuty wszechzwiązkowe podlegają bezpośrednio Centralnemu Zarządowi Gospodarki Wodnej Ministerstwa Rolnictwa lub Ministerstwu Uprawy Bawełny ZSRR.

Resortowi Rolnictwa ZSRR podlegają cztery Państwowe Instytuty Projektów Gospodarki Wodnej z siedzibami: w Moskwie („Giprowodchoz“), w Rostowie („Jużgiprowodchoz“), w Leningradzie („Lengiprowodchoz“) i w Aszchabadzie w Turkmenii („Turkmenielwodprojekt“) oraz Państwowy Instytut Projektów Zakładów o Sile Wodnej w Ałma-Atie w Kazachstanie („Giprowodelektro“).

Każdy instytut obsługuje wyznaczony dla niego teren. Jednakże generalnie projekty gospodarki wodnej na dużych obszarach opracowuje przeważnie pierwszy z wymienionych instytutów.

Instytuty mają swoje oddziały („filiały“). I tak Instytut Projektów w Moskwie ma trzy oddziały: w Kujbyszewie, Saratowie i Krasnodarze. Oddziały nie są związane z określonym obszarem, który mają stale obsługiwać, ale są organizowane w rejonach największego nasilenia prac nad dokumentacją techniczną. Pierwsze dwa oddziały przygotowują projekty dla nawodnienia obszarów Powołża na bazie zbiornika na Wołdze w Kujbyszewie. Prócz wyżej podanych oddziałów są czynne obecnie dwie duże ekspedycje, które prowadzą studia wstępne i pomiary do projektów na obszarach Powołża i Mołdawii.

Niektóre republiki w zakresie działania rolnictwa mają swoje własne instytuty projektowe. W Mińsku jest Białoruski Państwowy Instytut Projektów Gospodarki Wodnej („Bielgiprowodchoz“), podległy bezpośrednio Ministerstwu Melioracji BSRR, a pośrednio Centralnemu Zarządowi Projektowania Gospodarki Wodnej Ministerstwa Rolnictwa ZSRR. Ten Instytut ma swoje oddziały w tych województwach, gdzie jest duże nasilenie prac nad dokumentacją tech-

niczną. Oddziały te również nie mają stałego charakteru i główny ciężar ich prac — to wykonywanie studiów wstępnych i pomiarów do projektów wodno-melioracyjnych; opracowują projekty dla inwestycji stosunkowo niewielkich.

Ministerstwo Uprawy Bawełny ZSRR ma cztery (i to tylko wszechzwiązkowe) Państwowe Instytuty Projektów Urządzeń Nawodniających i Elektryfikacji Rolnictwa, z siedzibami: w Moskwie („Giprowodchłopot“ — w organizacji), w Taszkencie w Uzbekistanie („Sredazwodprojekt“), w Kijowie i w Baku. Średnioazjatycki Instytut Projektowy w Taszkencie ma po jednym oddziale w republikach: Kazachskiej, Uzbeckiej, Kirgiskiej, Turkmeńskiej i Tadżyckiej. W ten sposób organizacje projektowe są powiązane z zagadnieniami gospodarki wodnej w poszczególnych republikach i obsługują je przy pomocy swych oddziałów w zakresie dokumentacji technicznej. Ukraiński Instytut Projektowy w Kijowie ma swoje oddziały w Zaporoziu, Charkowie i Odessie, jednocześnie obsługujące w miarę potrzeby resort rolnictwa.

W zakresie elektryfikacji rolnictwa powyższe instytuty projektowe, podległe Ministerstwu Rolnictwa i Uprawy Bawełny, zajmują się opracowaniem dokumentacji technicznej zakładów o sile wodnej (GES), o mocy do 4000 kW (przeciętnie 1000 kW) oraz linii dosyłowych do osiedli wiejskich. Małe elektrownie wodne (dla pojedynczych kołchozów) projektuje Państwowy Instytut Projektów Elektryfikacji Rolnictwa („Giprosielektro“), podległy Centralnemu Zarządowi Elektryfikacji Rolnictwa Ministerstwa Rolnictwa ZSRR.

Do wyżej podanych 9 instytutów projektowych należy również opracowanie dokumentacji technicznej dla zaopatrzenia osiedli wiejskich i pastwisk w wodę. Do nich też należy opracowanie projektów dla większych inwestycji wodno-melioracyjnych na terenie sowchozów; mniejsze projekty sporządza służba wodno-melioracyjna Ministerstwa Państwowych Gospodarstw Rolnych.

Struktura organizacyjna instytutów projektowych nie jest sztywna i jednolita, ale zależnie od badań, jakie wykonuje i od charakteru i rozmiaru zagadnień, które rozwiązuje — instytut ma odpowiednią organizację wewnętrzną.

Każdy instytut projektowy składa się z dwóch zasadniczych pionów: produkcyjnego i usługowo-administracyjnego.

Pion produkcyjny zależnie od wielkości instytutu dzieli się w zasadzie na dwa działy: badań terenowych oraz projektowania. Działy dzielą się na sekcje („sektory“), wyspecjalizowane w odpowiednich zagadnieniach względnie obsługujące pewne rejon (duże obszary jako obiekty). Zamiast sekcji, względnie równoległe z nimi, istnieją tzw. „biura“ (np. biuro wykończenia projektów).

Dział badań terenowych i studiów zawiera w zasadzie następujące sektory: pomiarowy, badań glebowych, hydrologiczny, hydrogeologiczny, ekonomiczny, badań laboratoryjnych.

Dział projektowania zależnie od rodzaju i zakresu prac projektowych, nad którymi dany instytut pracuje, jest różnie zorganizowany. W zasadzie występują tu następujące sekcje: wydzielonych dużych rejonów (obiektów), obliczeń gospodarki wodnej, budowli hydrotechnicznych, zakładów energetycznych i pompowych, metalowych konstrukcji, budownictwa pomocniczego dla wykonawstwa i eksploatacji (miedlowego), organizacji robót i sporządzania kosztorysów, agrotechniczna. W dużych instytutach niektóre większe sekcje są samodzielnie działami.

Do pionu usługowo-administracyjnego należą: dział ogólnotechniczny, sekcja (lub biuro) wykończenia projektów (do której wchodzi kreslarnia, maszynopisownia techniczna, kopiażnia i introligatornia), archiwum techniczne, biblioteka, działy lub sekcje: planowania, buchalterii, gospodarczy, zaopatrzenia, personalny oraz kancelaria. Dział ogólnotechniczny m. in. zajmuje się instrukcjami, normatywami i standartami technicznymi, programem i harmonogramami prac produkcyjnych i rozpatruje dokumentację techniczną, wykonaną przez oddziały terenowe.

Na czele instytutu stoi dyrektor i zazwyczaj ma dwóch zastępców: pierwszym jest naczelny inżynier, kierujący całą produkcją, drugim — do spraw administracyjnych — jeden z kierowników działów administracyjnych. W większych instytutach, jak np. w Taszkencie i w Moskwie, istnieje etatowe stanowisko z-cy dyrektora do spraw administracyjnych oraz z-cy naczelnego inżyniera.

Z wyżej wymienionych instytutów poznaliśmy w czasie pobytu w Związku Radzieckim Średnioazjatycki Instytut Projektowy w Taszkencie, „Giprowodchoz“ w Moskwie oraz „Biełgiprowodchoz“ w Mińsku.

Pierwszy Instytut wraz z terenowymi oddziałami ma około 1000 pracowników umysłowych i fizycznych (łącznie z robotnikami stałymi do prac polowych) i jest wyposażony w ok. 240 pojazdów mechanicznych (w ogromnej większości samochody osobowe, furgonetki i ciężarowe). Instytut w Moskwie bez oddziałów terenowych liczy ok. 300 pracowników umysłowych i fizycznych usługowych.

Wydatki instytutów projektowych są pokrywane z kredytów budżetowych. Nie są więc na rozrachunku gospodarczym i nie sporządzają umów ani nie rozliczają się ze zlecającymi, z wyjątkiem projektów kapitalnych remontów urządzeń wodno-melioracyjnych. Zlecającym jest Centralny Zarząd Projektowania Gospodarki Wodnej, który po porozumieniu się z centralnymi organizacjami wykonawstwa i eksploatacji oraz z danym instytutem projektowania ustala plan produkcyjny i po jego zatwierdzeniu zleca temuż instytutowi do wykonania.

Planowanie obejmuje w zasadzie okresy roczne i kwartalne na podstawie zatwierdzonego planu pięcioletniego. Plan roczny i kwartalny składa się z dwóch części: z planu prac badawczo-projektowych (plan produkcyjny), który zatwierdza Państwowa Komisja Planowania Gospodarczego („Gosplan“) oraz z planu kosztów utrzymania organizacji projektowych (plan finansowy), który zatwierdza Ministerstwo Finansów. W pierwszej kolejności opracowany i uzgodniony jest plan produkcyjny, a na bazie tego opracowany jest plan finansowy, przy czym fundusz płac opiera się na ilości pracowników i na przewidzianym średnim zarobku pracownika (tzw. średniówka).

W planie produkcyjnym podaje się obiekty, rozmiar prac i terminy opracowania dokumentacji technicznej dla potrzeb bieżących wykonawstwa („bieżące projektowanie“) i oddzielnie dla potrzeb długofalowych („perspektywiczne projektowanie“). Obiekty charakteryzuje się w jednostkach technicznych, np. w ha — obszary odwodnienia względnie nawodnienia, w km — kanały główne, regulację rzek, obwałowania, w m³ — objętość zbiorników wodnych, w kW — moc zakładów o sile wodnej oraz w orientacyjnych wielkościach nakładów inwestycyjnych. Moc przerobową instytutu projektowego określa się ilością pracowników-dniówek produkcyjnych oraz wartością dokumentacji technicznej.

Wewnątrz organizacji projektowych planowanie operatywne i sprawozdawcze prowadzone są miesięcznie i dekadowo. Co miesiąc instytuty projektowe składają do swoich Centralnych Zarządów Projektowania Gospodarki Wodnej sprawozdania o charakterze opisowym, podając liczby dotyczące ilości wykonanej produkcji, stopnia zaawansowania poszczególnych prac oraz jakie prace zostały zakończone. Przy tym załącza się sprawozdanie zatrudnienia i wykorzystania funduszu płac. Sprawozdania kwartalne i roczne są dokładnym rozliczeniem się z wykonania zatwierdzonego planu produkcyjno-finansowego.

Wynagrodzenie pracowników oparte jest na systemach akordowo-premiowym i czasowo-premiowym. Wszystkie prace terenowe oraz prace wykonawcze kameralne (kreślarskie, pisanie na maszynie itp.) są zakordowane. Kierownicy badawczych partii terenowych oraz ekspedycji są jednak wynagradzani w systemie czasowo-premiowym, a to ze względu na utrzymanie jakości prac na wysokim poziomie. Premia przy pracach terenowych uzależniona jest od terminowego wykonania i jakości pracy. Przy pracach projektowych premiowani są pracownicy za terminowość wykonania, jakość pracy, za oszczędne rozwiązania i za zastosowanie typowych projektów. Największy akcent położony jest na oszczędne rozwiązania projektowe.

Przy pracach terenowych część robotników jest na stałych etatach i pracuje akordowo.

Praca produkcyjna opiera się na szczegółowo opracowanych normach czasowych i instrukcjach technicznych. Instytuty projektowe, szczególnie starsze (jak np. w Taszkencie — ponad 25 lat istnienia), mają bogate doświadczenie,

posiadają bardzo rozpracowane pomoce techniczne, jak: tablice, wykresy, nomogramy, suwaki, wzorcowe obliczenia hydrologiczne, hydrauliczne, statyczne, kosztorysowe, wzorcowe rysunki, typowe budowle itp. Są bogato wyposażone w sprzęt techniczny do prac terenowych i kameralnych.

Charakterystyczne jest to, że w zasadzie do pracy w instytucie projektowym kierowani są fachowcy z wykonawstwa, z eksploatacji lub z instytutów naukowo-badawczych, a nie bezpośrednio z uczelni po jej ukończeniu. Ponieważ praca nad dokumentacją techniczną opiera się w zasadzie na wyspecjalizowanych w pewnym kierunku zespołach i pracowniach, w instytutach projektowych wyrabiają się fachowcy przeważnie o wąskiej, ale dobrze i głęboko opanowanej specjalizacji. Tym się też tłumaczy fakt, że np. robocze normy czasowe na opracowanie projektów wodno-melioracyjnych rozbite są na oddzielne części według specjalizacji (np. hydrologia, sieć podstawowa, sieć szczegółowa, itp.), a nie ujęte w normę zbiorczą np. na 1 ha odwodnienia względnie nawodnienia.

Instytuty projektowe utrzymują kontakt z wykonawstwem w trakcie nanoszenia projektu na grunt (wytyczanie), podczas realizacji robót w formie nadzoru autorskiego oraz w trakcie eksploatacji w niektórych wypadkach racjonalności rozwiązań projektowych i słuszności założeń.

Przy rozwiązywaniu trudnych i nowych zagadnień wodno-melioracyjnych instytuty projektowe korzystają w szerokim zakresie z pomocy instytutów naukowo-badawczych. Te ostatnie na wniosek instytutu projektowego opracowują podstawy naukowe do rozwiązania tych zagadnień, określają na podstawie doświadczeń laboratoryjnych i terenowych sposoby rozwiązań i dają wytyczne do projektowania względnie sprawdzają nieraz wspólnie z instytutem projektowym działanie wykonanych systemów i urządzeń wodno-melioracyjnych w warunkach mniej znanych praktyce i nauce, a to celem stwierdzenia słuszności, a nawet ekonomiczności rozwiązań.

Przy tego rodzaju organizacji pracy, obsadzie fachowej i powiązaniu zarówno z instytutami naukowo-badawczymi, jak i organizacjami wykonawczymi i eksploatacyjnymi, instytuty projektowe w Związku Radzieckim spełniają całkowicie swoją rolę pomostu przekazującego nowe zdobycze nauki i praktyki do wykonawstwa i eksploatacji, poprzez opracowywaną dokumentację techniczną.

* * *

Struktura organizacyjna naszego Biura Projektów Wodno-Melioracyjnych¹⁾ jest podobna do tej, jaka obecnie istnieje w instytutach projektowych Związku Radzieckiego.

Wskazane byłoby zwrócenie u nas większej uwagi na specjalizowanie większości zespołów i pracowników produkcyjnych w kierunku pogłębienia znajomości zagadnień, kosztem zawężenia zakresu różnorodności dotychczas opanowanych przez nie dyscyplin.

Istnieje wiele zagadnień, które wymagają zbadania przez naukę i przekazania właściwych rozwiązań poprzez dokumentację techniczną do praktyki. Wskutek braku u nas dostatecznej ilości sił naukowych, wiele problemów wynikających w trakcie badań terenowych i przy opracowywaniu projektów czeka na rozwiązanie (np. systemy i dawki nawodniające) i na tym polu jest u nas bardzo dużo do zrobienia. Niewątpliwie wielką pomoc w tym kierunku dla naszych organizacji projektowych okaże mający powstać instytut melioracyjny.

Wydaje się celowe również przejście z rozrachunku gospodarczego na pokrywanie wydatków organizacji projektowych z budżetu państwowego. Wpłynęłoby to na usprawnienie pracy nie tylko organizacji projektowych, ale i zainteresowanych instytucji, przede wszystkim samych zlecających. Zarówno w organizacjach projektowych, jak i u zlecających odciążałoby się częściowo personel fachowy, którego brak odczuwamy od spraw związanych ze sporządzaniem kosztorysów umownych, faktur przejściowych i ostatecznych.

Niewątpliwie wszystkich doświadczeń instytutów projektowych Związku Radzieckiego nie możemy od razu, dosłownie i bez zmian przenosić na nasz teren, ale powinniśmy korzystać z bogatego doświadczenia w różnych fazach rozwoju i dążyć do uzyskania ich poziomu i stylu pracy.

¹⁾ Porówn. autora „Zadania i organizacja BPWM“. G. W. nr 6/52.

INŻ. FELICJA WITULSKA

Małe elektrownie wodne

W numerze specjalnym „Gospodarki Wodnej” (nr 11/52) poświęconym energetyce wodnej podkreślaliśmy konieczność zajęcia się problemem małych siłowni wodnych, pisząc, iż „w zagadnieniach malej energetyki brak jest wyraźnej wypowiedzi zarówno co do strony ekonomicznej, jak i technicznej zagadnienia, w odniesieniu do naszych warunków gospodarczych. Sprawa ta znalazła swój wyraz w wypowiedzi Ministra Energetyki: „W kraju naszym wiele jest małych rzek — o niedużym potencjale energetycznym, ale mogących spełnić zasadniczą rolę w rozwoju gospodarczym gromady, gminy czy powiatu. Uregulowanie ich przepływu, wykorzystanie go dla potrzeb rolnictwa i energetyki posiada poważne znaczenie gospodarcze. Powstające małe elektrownie o prostym typowym rozwiązaniu, nieskomplikowane w obsłudze, staną się poważnym czynnikiem elektryfikacji rolnictwa i harmonijnym uzupełnieniem tzw. wielkiej energetyki”¹⁾.

Zamieszczając poniższy artykuł, wyrażamy nadzieję, że problem ten zostanie podjęty przez zainteresowanych i wszechstronnie oświetlony.

Najważniejszym acz niedocenianym źródłem w „małej energetyce” obejmującej poza wodą miejscowy węgiel brunatny, torf, drzewo, gaz naturalny, energię wiatru itp.) są małe rzeki z ich niezbyt wielkimi, lecz stale odnawiającymi się zapasami potencjalnej energii.

Jeżeli przyjmujemy, że udział małych rzek polskich stanowi 35% naszej energii wodnej, to okaże się, iż ok. 5,4% zasobów ogólnych jest wykorzystane w istniejących elektrowniach, a 29,6% pozostaje do użytkowania. Nie jest to dużo, jednak nie ma podstawy do zaniedbywania i marnotrawienia tego odcinka naszego majątku narodowego, z uwagi na to, że niewykorzystana energia każdego metra sześciennego wody, spływającej do morza, oznacza zwiększenie zużycia cennego surowca, jakim jest węgiel.

Te rzeczne zasoby — poza energią z sieci ogólnopństwowej — należy uważać za podstawę wiejskiej gospodarki energetycznej, skierowanej ku elektryfikacji i uprzemysłowieniu wsi oraz podniesieniu wydajności rolnictwa. Wskazane jest przeto szerokie budownictwo siłowni wodnych dla wykorzystania stale odnawiającej się energii rzek.

Rola małych siłowni wodnych jest szczególnie doniosła na terenach nie objętych gęstą siecią wysokiego napięcia. Jednak i tam, gdzie są lub będą czynne wielkie systemy elektroenergetyczne, zagadnienie możliwości pełnego wykorzystania miejscowych zasobów energetycznych jest wciąż aktualne wobec często występującego na wsi niedoboru mocy, co jest spowodowane niedostateczną liczbą wielkich elektrowni przy szybko postępującej elektryfikacji rolnictwa i drobnego przemysłu.

Małe elektrownie wodne podobnie jak i duże, w porównaniu z małymi cieplnymi mają cały szereg zalet technicznych i energetycznych, z których najważniejsza to: łatwość zasilania siłowni ustawicznie odnawiającą się energią wodną, doprowadzaną doń stale przez sam ciek rzeczny, podczas gdy paliwo bywa zwykle wydobywane i dostarczane z dużym nakładem pracy i kosztów.

Poważną zaletą jest także możliwość wielostronnego (kompleksowego) rozwiązania zagadnień gospodarki wodnej.

Wadami małych elektrowni wodnych, stanowiącymi o dotychczasowym pomijaniu ich w budownictwie energetycznym są:

- duże i kosztowne roboty hydrotechniczne,
- stosunkowo wysokie koszty nakładowe na jednostkę mocy instalowanej, które w porównaniu z odpowiednimi kosztami elektrowni cieplnych pozostają w stosunku 3 : 1, a nawet 10 : 1 (w warunkach niepomysłnych),
- zależność pracy siłowni od wahań zapasu wody, co wprowadza do ich działania element sezonowości. Jeżeli powiązać elektrownie wodne z cieplnymi i nawet wiatrowymi w jeden system z ogólną siecią energetyczną, wada ta traci na znaczeniu.

Zdaniem wiatrotechników, wykorzystanie energii wiatru powinno znaleźć szerokie zastosowanie zwłaszcza w formie jej współpracy z energią wody. Obliczenia wykazują, iż

¹⁾ Bolesław Jaszczuk — Elektryfikacja w Polsce Ludowej. Nowe Drogi Nr 2/53.

w warunkach wspólnej pracy wody i wiatru można znacznie podnieść stopień wyzyskania obydwu rodzajów energii. Produkcja energii w systemie elektrowni wodnych i wiatrowych wzrasta się 3-krotnie, przy tym rośnie wraz ze zwiększeniem pojemności hydroakumulatora i liczby wiatraków. Koszt własny energii elektrycznej z takiego systemu energetycznego powinien być niższy aniżeli samej energii wodnej.

Istnieje też wśród energetyków mniemanie o konieczności wyodrębnienia elektrowni rolniczych spośród wielkich systemów energetycznych i przekształcenia ich w samodzielne systemy zamknięte. Połączenie elektrowni wiejskich w takie miejscowe systemy polepszy zaopatrywanie odbiorców wsi w energię elektryczną. Ponieważ elektrownie małe (o mocy rzędu 50 kW) kosztują 2 — 2,5 razy więcej niż większe (o mocy rzędu 500 kW), więc wskazana jest budowa elektrowni większych dla kilku wsi lub gmin w przewidywaniu włączenia ich do samodzielnych systemów energetycznych.

W warunkach szerokiego budownictwa elektryfikacyjnego ZSRR szczególne znaczenie zdobywają miejscowe systemy elektro-energetyczne. Doświadczenia radzieckie wykazały przekonywająco, iż grupy niewielkich siłowni wodnych i cieplnych pod każdym względem jest bardzo korzystnie łączyć siecią w miejscowy system elektro-energetyczny lub też dołączać do ogólnopństwowej sieci wysokiego napięcia, o ile jest ona w pobliżu.

Wymienione wyżej wydatne zalety eksploatacyjne elektrowni wodnych czynią je nader cennym elementem przy tworzeniu systemów elektroenergetycznych.

Ostatnimi czasy w celu całkowitego wykorzystania energetycznych zasobów małych rzek coraz częściej buduje się kaskady lub łańcuchy siłowni wodnych, poczynając niemal od źródła do ujścia. W ZSRR są to tzw. „rzeki pełnej elektryfikacji”.

Elektrownie są związane ze sobą bezpośrednio tym samym źródłem zasilania: wodą, która spełniła swą pracę w siłowni ze zbiornikiem, położonym najwyżej, przepływa do zbiornika, znajdującego się poniżej, pracuje w drugiej siłowni, po czym przepływa do trzeciego itd. Kilkakrotnie wykorzystanie tej samej ilości wody przez kaskadę daje duży zysk, powiększając produkcję energii elektrycznej na samym cieku. Takie kaskady siłowni wodnych wspólnie wykorzystują wysoki sumaryczny spadek niekiedy o wysokości kilkudziesięciu metrów. W górnym biegu rzeki, gdzie brzeża są najczęściej zwarte opłaca się zbudować zapórę o spadzie 10 — 15 m z dużą elektrownią, wskutek czego utworzy się większy zbiornik. Pozwala to na gromadzenie w zasobnikach wody powodziowej na czas posuchy i wyrównanie przepływu, co podnosi moc wszystkich elektrowni w kaskadzie. Będzie to regulacja okresowa.

Te same zbiorniki mogą być jednocześnie wykorzystywane do nawodnień, hodowli ryb¹⁾, ptactwa wodnego itp.

¹⁾ Nota bene ryby lepiej się hodują w zbiornikach nizinnych niż w górskich, a to z powodu nieco wyższej temperatury wody i obfitszego pożywienia z bogatszej w nizinnych wodach flory i fauny.

Przy projektowaniu kaskad wodnoelektrycznych dominującą powinna być idea przerzucania wody z pobliskich sąsiednich rzek.

Następnie należy się poważnie liczyć z zadaniem kompleksowego wykorzystania małych rzek, gdyż wielorakie potrzeby gospodarki wodnej powodują konieczność wielostronnego wykorzystywania źródeł wody jednocześnie przez kilku odbiorców, mianowicie:

- energetykę,
- zaopatrzenie osiedli,
- rolnictwo,
- żeglugę rzeczną i spław,
- gospodarkę rybną.

Można więc z jednego zbiornika pokrywać zapotrzebowanie na wodę kilku odbiorców, skutkiem czego koszty nakładowe budowy i użytkowania urządzeń znacznie się obniżają. Wchodzi to w zakres planowej gospodarki wodnej.

Po dane o opłacalności małych zakładów wodnych sięgniemy do bogatego doświadczenia wiejskiego budownictwa elektryfikacyjnego ZSRR.

Poważne znaczenie wykorzystania wodnych zasobów małych rzek nieraz było podkreślane w ustawach Rządu Radzieckiego o elektryfikacji rolnictwa. W ustawie o 5-letnim planie odbudowy i rozwoju narodowej gospodarki ZSRR na lata 1946—1950 jest powiedziane: „Rozwinąć szeroko prace nad odbudową i budową elektrowni wodnych o znaczeniu lokalnym, wykorzystując do tego celu przede wszystkim zapasy istniejące”.

Na początku powojennej 5-latk w ZSRR większość wiejskich elektrowni wodnych była budowana na małą moc 15 — 35 kW głównie do oświetlenia. Później, w miarę wzrostu zapotrzebowania na energię elektryczną w produkcji rolniczej, powstała konieczność powiększenia mocy tych siłowni z 50 do 500 kW i więcej, tym bardziej, iż te ostatnie wykazują 2 — 2,5-krotnie niższy jednostkowy koszt nakładowy.

Jak już wspomniano, koszty inwestycyjne siłowni wodnych są 3 — 10 razy wyższe w porównaniu z elektrowniami cieplnymi. Natomiast koszt własny energii w większych zakładach wodno-elektrycznych, wobec zbieżności paliwa, jest ok. 2,5 razy niższy aniżeli w zakładach cieplnych.

Stosunek kosztów własnych energii z elektrowni wodnych mniejszych do kosztów własnych z siłowni spalinowych wynosi od 1 : 2 do 1 : 5; zaś koszty ruchu silników wodnych (zwłaszcza turbin) są 4-krotnie niższe aniżeli przy silnikach parowych.

Tak więc wysokie koszty inwestycyjne zakładów wodno-elektrycznych są prędko amortyzowane z powodu taniości ich ruchu.

W ogólnej wartości elektrowni wodnej koszt turbozespołu wynosi 4 — 12%, reszta przypada na koszty budowy o charakterze wodno-inżynierskim, pomijając odszkodowanie za straty z powodu zatopienia brzegów przy piętrzeniu wody.

Porównanie siłowni wodnych z cieplnymi przedstawia się następująco:

Koszt turbiny, prądnicy, osprzętu elektrycznego, konstrukcji i mechanizmów w elektrowniach a) wodnych 20 — 40% kosztów ogólnych, b) cieplnych 60 — 70% (a jego część budowlana wynosi 30 — 40%).

Amortyzacja i remonty w elektrowniach:

- a) wodnych 3 — 3,5% kosztów ogólnych,
- b) cieplnych 5,5 — 6% kosztów ogólnych.

Wydatki eksploatacyjne w elektrowniach:

- a) wodnych 4 — 6% kosztów ogólnych,
- b) cieplnych 9 — 10% kosztów ogólnych (bez paliwa).

Przy rozważaniu zagadnienia budowy elektrowni wodnej, prócz jej kosztów, trzeba oszacować — z uwzględnieniem warunków miejscowych — celowość nakładu kapitału na to urządzenie. W tym celu przeprowadza się analizę gospodarczą i porównanie kosztów projektowanej elektrowni wodnej z kosztami istniejących (lub projektowanych) siłowni cieplnych albo dawniej wybudowanych elektrowni wodnych tego samego rzędu.

TABLICA I.

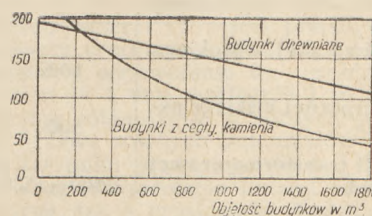
Zestawienie kosztów dla małych elektrowni wodnych o mocy od 50 kW (500 000 rb.) do 500 kW (1 500 000 rb.)

Wyszczególnienie kosztów	Elektrownie wodne			
	zaporowe		derywacyjne	
	50 kW	500 kW	50 kW	500 kW
Budowla hydrotechniczna w % od ogólnej wartości elektrowni wodnej	60	45	40	25
Budynek elektrowni	16	16	16	16
Urządzenia hydromechaniczne, elektryczne i podstacja podwyższająca w %	20	12	30	20
Linie rozdzielcze wys. nap., niskiego nap., oraz podstacji obniżających w %	15	40	24	52
Prace projektowo-budawcze w % od ogólnej kosztorysowej wartości elektrowni wodnej	5	3	6	3
Użytkowanie w % od kosztorysowej wartości budowy	12	7	15	10
1 kW mocy instalowanej — w tysiącach rubli	9	5	7	3
1 kW mocy instalowanej (bez linii rozdzielczych) — w tysiącach rubli	5	2	3,5	1,5
1 kWh produkcji rocznej — w rublach	4	2	2	1
1 kWh na szynach elektrowni wodnej — w kop.	23	11	22	10
1 kWh u odbiorcy — w kop.	33	21	32	29

Dla ilustracji podano niżej) zestawienie kosztów ogólnych i jednostkowych oraz wykresy, będące wynikiem analizy i opracowania danych sprawozdawczych Głównego Zarządu Elektryfikacji Wsi w ZSRR („Gławsielektro”) z szeregu wybudowanych małych elektrowni wodnych w okresie 1935 — 1940 oraz zatwierdzonych do budowy projektów takich siłowni.

Widzimy stąd, że koszt 1 kW mocy inst. wynosi:

- a) dla elektrowni zaporowej o mocy 50 kW — 5000 rb.³⁾
- 500 kW — 2000 rb.
- b) „ „ derywacyjnej „ „ 50 kW — 3500 rb.
- „ „ „ „ 500 kW — 1500 rb.



Rys. 1. Wykres kosztów 1 m³ budynków elektrowni wodnych zaporowych (bez urządzeń).

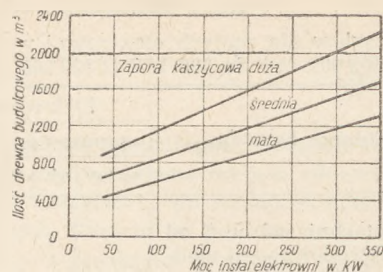
Koszt budynków drewnianych (o ile jest do dyspozycji drewno budulcowe) tylko dla małych siłowni wypada niższy aniżeli koszt budynków z cegły lub kamienia, na ogół zaś koszt budynków drewnianych wypada wyższy od kosztu budynków kamiennych (murowanych), o ile na miejscu jest kamień i cegła (rys. 1).

Wykres na rys. 2 przedstawia ilość drewna potrzebnego do budowy zapory w zależności od mocy instalowanej.

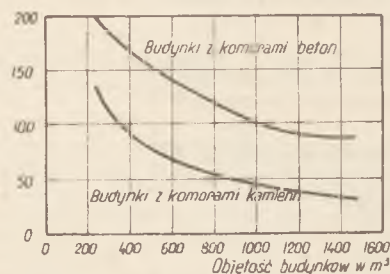
Na wykresie — rys. 3 przedstawione są koszty betonowych i kamiennych budynków elektrowni wodnych.

²⁾ Kuzniecowa N. K i Złatkowski A. P. „Sielskochoziajstwiennye Gidroelektrostancji”, 1948 r.

³⁾ Wg innych źródeł radzieckich koszt 1 kW mocy instalowanej w małej elektrowni zaporowej jest znacznie wyższy.



Rys. 2. Wykres ilości drewna budulcowego, potrzebnego do budowy zapór drewnianych



Rys. 3. Wykres kosztów budynków elektrowni derywacyjnych (bez urządzeń)

TABLICA II.

Niektóre dane o kosztach budowy elektrowni wodnych i ciepłych

Koszty nakładowe i koszty energii	według danych			
	radzieckich (ceny w rub.)		niemieckich (ceny w RM z 1949r.)	
	słownie o mocy		słownie o mocy	
	50 kW	100-500 kW	50 kW	100-500 kW
1 kW inst. elektrowni wodnej (zaporowej — derywacyjnej)	9000 — 5000 — 7000	— 3000	—	1000 — 250
1 kW inst. elektrowni wodnej (zaporowej — derywacyjnej), bez linii przesyłowych	5000 — 3500	2000 — 1500	4000	1000
1 kWh w elektrowni wodnej (zaporowej — derywacyjnej)	1 — 0,25	0,11 — 0,5	—	—
1 kW inst. elektrowni parowej	5000	2000	600	560 — 520
1 kW inst. elektrowni dieslowskiej	—	—	300*	250
1 kW inst. elektrowni na gaz ssany	—	—	350 — 500**	500 — 320
1 km linii elektrycznej wysokiego napięcia	6000		4200	
1 km linii elektrycznej niskiego napięcia	5000		—	
1 kVA podstacji transformatorowej o mocy 75 kVA	7500 — 1500		2625	

*)**) o mocy 25 kW.

W tablicy II przytoczono niektóre dane liczbowe o kosztach budowy elektrowni wodnych i ciepłych wraz z dodatkowymi urządzeniami (wg źródeł radzieckich i niemieckich).

Dla przykładu zestawimy koszty elektryfikacji jednej gromady o zapotrzebowaniu mocy 50 kW.

Według przyjętych przez CZE średniówek na gromadę potrzeba:

2,36 km linii wysokiego napięcia 15 kV po	13.950	
	zł/km	32 922 zł
1 wiejska podstacja transformatorowa		24 150 zł
		57 072 zł
Przeciętny koszt 1 kW inst. w okręgowej elektrowni ciepłej		1647 zł
Przeciętny koszt przesyłania 1 kW inst. do stacji transformatorowej sieci państwowej		311 zł
Razem 1958 zł		
na 1 kW inst.		

A więc przeciętny koszt 1 kW inst. po doprowadzeniu do wiejskiej stacji transformatorowej wynosi

$$\frac{57072}{50} + 1958 = 3100 \text{ zł/kW inst.}$$

Natomiast przeciętny koszt 1 kW inst. w większej elektrowni wodnej 2028 zł

Przeciętny koszt przesyłania 1 kW inst. do stacji transformatorowej 311 zł

Razem 2339 zł na 1 kW inst.

Z powyższego porównania wynika iż jednostkowy koszt nakładowy większej elektrowni wodnej, jest niższy niż okręgowej elektrowni ciepłej.

Jeśli dla małej wiejskiej elektrowni wodnej przyjmujemy dwukrotnie większy koszt nakładowy, to otrzymamy: $2 \times 2028 = 4056 \text{ zł/kW inst.}$

Widzimy tedy, że koszt ten będzie znacznie wyższy niż koszt inwestycyjny jednostki mocy z sieci ogólnopństwowej, ale ponieważ w elektrowniach wodnych koszty własne energii są 2,5 razy mniejsze aniżeli w elektrowniach ciepłych, więc przy dłuższej amortyzacji inwestycja taka opłaca się.

Pamiętać również należy, iż przy przebudowie i odbudowie istniejących siłowni wodnych, przy dobrym stanie urządzeń hydrotechnicznych, koszty nakładowe zmniejszają się dla $P = 50 \text{ kW}$ do 70% i dla $P = 200-500 \text{ kW}$ do 44%, a wtedy dla unowocześnionych małych elektrowni wiejskich koszt nakładowy wyniosłoby:

$$4056 \cdot 0,7 = 2840 \text{ zł/kW inst.}$$

$$4056 \cdot 0,44 = 1785 \text{ zł/kW inst.}$$

Ostatnie te liczby są bliższe do poprzednich wielkości kosztów jednostkowych nakładowych z sieci i bardziej przemawiają za celowością i opłacalnością przebudowy lub odbudowy istniejących małych siłowni wodnych.

Z powyższego orientacyjnego porównania korzyści i kosztów zasilania gromad energią z sieci ogólnopństwowej oraz z miejscowej niewielkiej elektrowni wodnej wynika, że — mimo wyższych kosztów nakładowych — „mała energetyka” na wsi ma jednak rację bytu i jest wskazana z punktu widzenia gospodarki narodowej.

Po ogólnym rozważeniu zagadnienia małych elektrowni wodnych nasuwają się następujące wnioski i dezyderaty:

- planowe wykorzystanie, w miarę możliwości, energii małych rzek przez budowę siłowni wodnych, ewentualnie hydroakumulatorowych;
- zastosowanie kaskadowe systemu wykorzystania energii spadku wody, z ewentualną budową większych zbiorników regulacyjnych w górnym biegu rzek;
- odbudowa i przebudowa istniejących małych zakładów wodnych, z ewentualnym podniesieniem wysokości spadku;
- wielostronne wykorzystanie energii rzek w ramach ogólnej gospodarki wodnej;
- zorganizowanie miejscowych samodzielnych zamkniętych systemów energetycznych ze stacjami transformacyjnymi;
- zautomatyzowanie elektrowni wodnych i współpraca małych i dużych zakładów wodnych oraz wiatraków — pom-powni w ogólnym systemie energetycznym.

Literatura

- Zołotarew T. Ł., Hidroenergetyka, 1950.
Kuzniecowa N. K., Złatkowski A. P., Sielsko-choziajstwiennye Hidroelektrostancji, 1948.
Gubin F. F., Hidroelektryczeskie stancji, 1949.
Morozow A. A., Ispolzowanie wodnoj energii, 1948.
Fidman A. J., Mastickij N. W. i inni, Małyje rieki w narodnym choziajstwie SSSR, 1949.
Johanson E. J., Ispolzowanie energii riek, 1950.
Zimin B. G., Stroitelstwo małych gidrostancji, 1950.
Sprawocznik po elektryfikacji sielskiego choziajstwa, 1949.
Kazinski W. N., Hidroelektryczeskie stancji i wietroelektryczeskie stancji małej moszczności, 1946.
Fatiejew E. M., Wietrodwigatieli i wietroustanowki, 1948.

DZIAŁ II – PODSTAWY PROJEKTOWANIA

INŻ. STANISŁAW WOJNAROWICZ

Metoda elektrodynamicznej analogii w zastosowaniu do obliczenia przewodów wodociągowych

Jak wiemy, obliczenia przy projektowaniu sieci wodociągowej są dość zawiłe. Rozwiązywanie skomplikowanych równań matematycznych pochłania dużo czasu, przy czym dokładność obliczeń nie jest zawsze zadowalająca. Usprawnieniem dającym duże ułatwienie pracy na tym odcinku jest metoda modelowania elektrycznego. Oddaje ona duże korzyści przy analizowaniu warunków pracy sieci elektrycznej wysokiego napięcia. Udoskonalenie to datuje się z czasów ostatniej wojny, podczas której używano modelu elektrycznego do analizowania warunków pracy sieci elektrycznych. Po nalocie i otrzymaniu wiadomości o dokonanych uszkodzeniach sieci przesyłowej wysokiego napięcia odtwarzano istniejący stan na modelu i ustalano rodzaje koniecznych przełączeń. Oczywiście model tego rodzaju ma również duże zastosowanie przy projektowaniu elektrycznych linii przesyłowych.

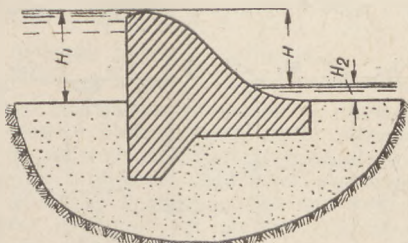
W 1952 r. nagrodą państwową II stopnia został wyróżniony zespół Zakładu Elektroenergetyki Politechniki Wrocławskiej i Zespół Instytutu Elektrotechniki w Warszawie za opracowanie analizatorów dla potrzeb energetyki.

Z powodu zasilania modelu prądem zmiennym jest to urządzenie dość kosztowne. Modele mające zastosowanie w hydrotechnice korzystają z prądu stałego, wskutek tego są znacznie tańsze. Opracowano je w Związku Radzieckim.

Stosunkowo proste rozwiązanie stanowi model do określenia krzywej depresyjnej i wielkości filtracji pod fundamentami budowli hydrotechnicznych, bo wzory na przepływ wody i przepływ prądu w danym przypadku nadają się do skalowania.

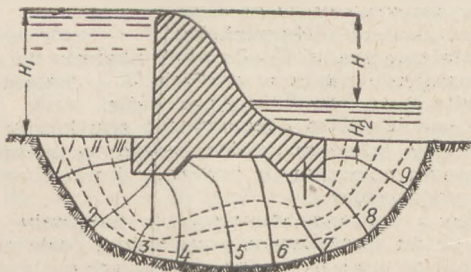
• • •

Na rys. 1 i 2 podane są zarysy zapory wodnej. Zadaniem naszym jest określić kształt krzywych depresji i wielkość filtracji dennej przez grunt przepuszczalny pod zaporą. Ma-



Rys. 1

tematyczne zależności w tym przypadku są dość skomplikowane. Metoda elektrodynamicznej analogii daje odpowiedź szybko i dokładnie. Opracował ją akademik Pawłowski.



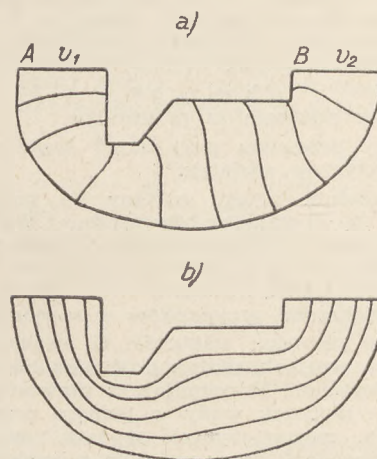
Rys. 2

Wzór Darcy'ego na prędkość filtracji ma postać:

$$v = k J = -k \frac{dH}{ds}$$

Prawo Ohma ma postać $i = -c \frac{dV}{ds}$, gdzie

- v — prędkość filtracji,
- k — współczynnik filtracji,
- $\frac{dH}{ds}$ — spadek ciśnienia hydraulicznego,
- i — natężenie prądu,
- c — współczynnik przewodnictwa,
- $\frac{dV}{ds}$ — spadek napięcia.



Rys. 3

Ze staliu, jako jednorodnego materiału przewodzącego prąd, wykonujemy model podziemnego konturu budowli hydrotechnicznej (rys. 3). Montujemy doń dwa kontakty A i B w miejscach wejścia i wyjścia przepływu filtracyjnego. Przez kontakty przepuszczamy prąd o różnicy potencjałów, wyskalowanej odpowiednio do różnicy ciśnień filtracyjnych np. 1 m $\approx$ 1 volt względnie 1 m $\approx$ 10 voltów itp. Mierzając różnice potencjałów w różnych punktach możemy wykreślić krzywe równych potencjałów i prostopadłe do nich krzywe kierunku prądu (rys. 3a, b i 2). Linie równych potencjałów są równocześnie liniami równych ciśnień hydraulicznych (rys. 3a), a prostopadłe do nich podają kierunki prądów filtracyjnych (rys. 3b). Różnice potencjałów modelują nam różnice ciśnień hydraulicznych, a natężenie prądu — wydatek filtracyjny.

Jeśli poprzeczny przekrój budowli hydrotechnicznej zmienia się, a ruch wody filtracyjnej nabiera charakteru przestrzennego, to wartość modelowania znacznie wzrasta. Obliczenia krzywych przestrzennych są bardzo zawiłe. Na odpowiednio przygotowanym modelu można to zadanie łatwo rozwiązać przez dodanie dodatkowych kontaktów.

Zastosowanie modelu elektrycznego do obliczenia przewodów wodociągowych jest bardziej skomplikowane z następujących przyczyn:

- Trzeba rozwiązywać nie jedno równanie, a układ równań.
- Przy sieciach skomplikowanych możemy mieć kilka punktów zasilających.
- Z reguły mamy do czynienia z licznymi punktami rozbioru wody, przy czym wylania się tu dodatkowa trudność. Zużycie wody w punktach rozbioru powinno pozostać stałym przy zmianie ciśnienia. Tymczasem w mo-

delu elektrycznym bez dodatkowych urządzeń natężenie prądu zmienia się wraz z napięciem. Pokonanie tej trudności na drodze automatycznej regulacji powoduje konieczność specjalnych, skomplikowanych konstrukcji.

- Aby otrzymać analogię między spadkiem ciśnienia na przewodzie wodociagowym i różnicą potencjałów w przewodniku elektrycznym trzeba również stosować specjalne środki. Jak wiemy, spadek ciśnienia w sieci wodociągowej jest proporcjonalny do wydatku Q w potęgę różnej od jedności. Tymczasem wg prawa Ohma spadek napięcia w normalnym przewodniku jest proporcjonalny do pierwszej potęgi natężenia prądu.

Dla wyboru optymalnej średnicy w sieci pierścieniowej lub rozgałęzionej należy dokonać szeregu obliczeń hydraulicznych, celem wyjaśnienia specyfiki pracy sieci w różnych stadiach jej rozwoju i przy różnych warunkach zapotrzebowania. Należy rozwiązać układ równań z niewiadomymi rozbiórami wody w przewodach. Układanie tych równań wykonuje się na podstawie dwóch warunków:

1. Suma algebraiczna wydatków wody w dowolnym węźle powinna być równa zero, gdyż ilość wody dopływającej do węzła musi być równa ilości wody odpływającej (prawo bilansowania wydatków w węzłach). Matematycznie $\sum q_n = 0$
2. Suma algebraiczna strat ciśnienia w dowolnym zamkniętym obwodzie powinna być równa zero, gdyż od punktu rozgałęzienia prądu wody do punktu ich spotkania straty muszą się wyrównać (prawo bilansowania strat ciśnienia w zamkniętym obwodzie). Matematycznie wyrażamy ten warunek równania $\sum h_p = 0$, czyli suma strat wysokości w zamkniętym obwodzie = 0. Straty ciśnienia w rurach wiążemy z wydatkami w postaci ogólnej równaniem

$$h = s \cdot q^n$$

gdzie h — strata ciśnienia w przewodzie,

s — opory przewodu przy danej średnicy,

q — teoretyczny wydatek,

n — wykładnik potęgi, zależny od szorstkości rur i liczby Reynoldsa odpowiedniej dla danego ruchu; przy ruchu burzliwym n zawiera się w granicach 1,75 — 2. Dla rur szorstkich i liczb Reynoldsa dużych $n = 2$, $h = s \cdot q^2$. Ma to miejsce w większości przypadków w wodociągach.

Wykorzystując pierwszą zależność, tj. prawo bilansowania wydatków w węzłach, można ilość niewiadomych zrównać z ilością pierścieni. Przyjmując za niewiadomą w każdym pierścieniu wydatek wody w jednym przewodzie danego pierścienia, można wyrazić wydatki we wszystkich pozostałych przewodach przez przyjętą niewiadomą i zadane wydatki w węzłach. Drugie prawo (bilans strat ciśnienia w obwodzie zamkniętym) wiąże te niewiadome w ogólny układ równań.

Stopień równania wyraża się liczbą n . Przy $n = 2$ mamy do czynienia z rozwiązywaniem układu równań drugiego stopnia. Rozwiązywanie takiego układu jest przybliżone i wymaga dużej straty czasu. Praktycznie stosuje się w tym przypadku metodę kolejnych przybliżeń. Wg intuicji zakładamy pewne wielkości, dokonujemy obliczeń, wnosimy poprawki, obliczamy po raz drugi itd., dopóki otrzymane różnice nie odgrywają praktycznie roli. Zwykle dostateczne wyniki otrzymujemy po 3-krotnym obliczeniu.

W 1930 r. inż. radziecki Andriaszew uprościł tę metodę. Zastosował wzory, pozwalające używać suwaka logarytmicznego, przy czym wszystkie dane nanosił na schemat sieci. Oprócz tego Andriaszew zaproponował odpowiednią kolejność wprowadzania poprawek do przyjętych wartości wydatków w przewodach pierścienia. Usprawnienia te skróciły czas obliczeń przewodów wodociagowych. Jednakże i przy stosowaniu metody Andriaszewa dużą rolę odgrywa doświadczenie i wprawa oraz intuicja dokonywającego obliczenia.

W 1934 r. prof. Łobaczew podał swoją metodę rozwiązywania układu równań 2 stopnia przy obliczaniu sieci wodociagowej. Wg metody prof. Łobaczewa nie dobieramy a wyliczamy, choć sposobem przybliżonym poprawki do założonych wydatków wody w liniach sieci. Metoda Łobaczewa usunęła konieczność wykonywania obliczeń przez doświadczonych inżynierów, jednak jest mniej przejrzysta w porównaniu z metodą Andriaszewa, gdyż ponownie nawraca do obliczeń wg tablic. Dodatkowo trzeba zaznaczyć że w szczególnych przypadkach proces interakcji daje wyniki rozbieżne i wniesione poprawki nie zmniejsza-

ją lecz zwiększają różnice ciśnień zarówno w poszczególnych pierścieniach, jak i w całej sieci.

Jak wiemy, przed przystąpieniem do właściwego obliczenia należy dokonać duże prace przygotowawcze: narzucić sieć, wybrać średnice odpowiednio do przypuszczalnych wydatków wody, obliczyć wydatki w oznaczonych punktach rozbioru, wyliczyć straty na przewodach. Wobec tego, że średnice wybieramy przed wykonaniem obliczeń, to właściwe obliczenie jest de facto tylko sprawdzeniem czy założenia dokonane zostały prawidłowo i jak w istocie rozkładają się wydatki wody w danej sieci. Obliczenie określa również wymaganą wielkość ciśnienia na początku sieci, które jest potrzebne, aby zapewnić żądane ciśnienie w końcówkach. Gdy średnice przewodów wybierze się niefortunnie, to całe obliczenie trzeba wykonywać na nowo, gdyż zmiana jednej średnicy pociąga za sobą zmianę schematu obliczeniowego sieci.

Określenie optymalnych warunków pracy w sieci wymaga dużej sumienności ze strony projektanta. Trzeba niejednokrotnie wykonać szereg obliczeń przy różnych zaprojektowanych magistralach, względnie dla różnych wariantów tras. Przy pracy akordowej dodatkowy duży wysiłek projektowania staje się często nieopłacalny, a tymczasem wiadomą jest rzecz, że nieekonomicznie zaprojektowane średnice powodują duże wydatki inwestycyjne, względnie eksploatacyjne. W grę wchodzi duże sumy, gdyż sieć stanowi przeciętnie ok. 80% kosztów wodociągu.

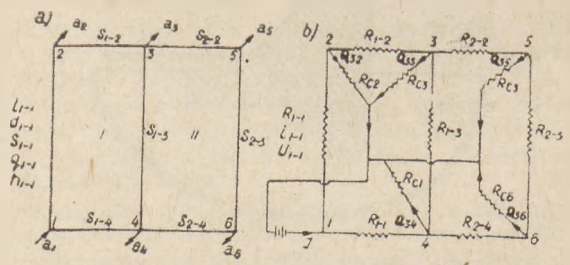
W porównaniu z dotychczasowymi sposobami modelowania elektryczne posiada następujące zalety: daje odpowiedź dokładną, zabiera mało czasu, umożliwia rozwiązanie zagadnienia w wielu wariantach. Pozwala to na rozstrzygnięcie ekonomiczne różnorodnych zagadnień, a mianowicie: wybór optymalnych rozmiarów stacji, dokonywanie w prawidłowy sposób przełączeń w razie awarii, usuwanie wąskiego gardła w sieci przez prawidłowe dodanie nowych przewodów.

Modelowanie można opierać na metodzie interakcji prof. Łobaczewa. Można również posłużyć się w tym przypadku metodą zaprojektowaną przez inż. Z. Mosznina, gdzie wprowadza się pojęcie fikcyjnego wydatku.

Zasadniczo tok obliczeń przy metodzie Mosznina jest podobny do poprzedniej, różnica polega jedynie na tym, że zamiast rzeczywistego oporu linii s przyjmuje się iloczyn długości l przez pierwiastek kwadratowy z rzeczywistego wydatku q . Wykładnik potęgi n jest w tym przypadku ułamek i ma wartość ujemną.

Stanowi to oczywiście pewne utrudnienie w porównaniu z poprzednią metodą, choć ma pod względem rachunkowym swoje zalety.

Jeżeli modelowanie ma dać uproszczenie i przyspieszenie obliczeń, to powinniśmy mierząc na modelu wielkości natężeń prądów i spadek napięcia otrzymać wprost, bez żąd-



Rys. 4. Schemat modelu elektrycznego sieci wodociagowej.

a) schemat obliczeniowy sieci wodociagowej, przy czym: l — długość przewodu, d — średnica, s — opór przewodu, q — wydatek wody w przewodzie, h — strata ciśnienia na długości l , a — wydatki wody w węzłach, Q — całkowity wydatek wody ($Q = \sum a$).

b) schemat modelu elektrycznego: R — opór elektryczny, i — natężenie prądu, U — spadek napięcia na długości l , Q — natężenie prądu w węzłach, J — natężenie prądu całkowite $J = \sum a$, R_w opór w węźle.

Istnieje podobieństwo geometryczne obu konturów. Przewody i węzły schematu elektrycznego są ponumerowane w tym samym porządku co przewody i węzły rozpatrywanej sieci wodociagowej.

Do węzła 1 doprowadzamy prąd o natężeniu J . Odprowadzanie prądu zrealizowane przez węzły, gdzie mamy opory ustawione w miejscach odpowiadających rozkładowi węzłowych wydatków na sieci wodociagowej.

nych skomplikowanych wyliczeń, wartość wydatków i różnicę ciśnień. Po prostu trzeba stosować założone współczynniki skalowania, np. $1 \text{ A} \approx 1 \text{ l/sek}$, $1 \text{ V} \approx 1 \text{ m}$.

Oczywiście model sieci musi mieć ilość węzłów i linii tę samą co badana sieć. Ale samo podobieństwo geometryczne nie wystarczy. Nie wystarczy również warunek, aby przewodzący materiał, którego oporność elektryczna nie będzie ulegała zmianie przy nagrzewaniu. Istotną trudność tkwi w tym, aby rozdział natężeń prądu modelu odpowiadał rozdziałowi wydatków w sieci wodociągowej.

We wzorach hydraulicznych bilansujemy wydatki w węzłach i straty ciśnienia w obwodzie zamkniętym. Na modelu elektrycznym analogicznie bilansujemy natężenie prądów w węzłach i spadek napięcia w obwodach zamkniętych. Rozpatrzmy najprostszy przykład:

Mamy dwupięścienną sieć wodociągową i jej odbicie w postaci odpowiedniego schematu sieci elektrycznej. Oznaczenia podane są na rys. 4. Cyfry indeksu oznaczają kolejno: 1 — numer pierścienia, 2 — numer przewodu w danym pierścieniu.

Napiszmy równania bilansu wydatków wody w węzłach:

$$q_{1-1} = q_{1-2} + a_2 \text{ lub } q_{1-1} - q_{1-2} = a_2.$$

Równanie bilansu natężenia prądu ma postać

$$i_{1-1} = i_{1-2} + a_{e2} \text{ lub } i_{1-1} - i_{1-2} = a_e.$$

W pozostałych węzłach równania będą podobne.

Jeśli wartości a_e i a będą liczbowo równe, to liczbowe wartości natężenia prądu i wydatku wody będą również jednakowe. Jeżeli zależność między a i a_e da się ująć równaniem $a = k \cdot a_e$, gdzie k dowolna liczba całkowita, to wartości k odczytane na modelu można łatwo przetransponować na szukane wielkości q .

Rozkład ciśnień w węzłach sieci, a w modelu napięcia prądu w chwili gdy przystępujemy do badań są nam nieznane i zależą od strat ciśnienia w sieci. Dlatego przy modelowaniu trzeba wykluczyć lub sprowadzić do minimum zmiany strat natężenia prądu na skutek spadku napięcia na przewodach schematu. Można to osiągnąć przez zastosowanie specjalnych stabilizatorów, które gwarantują stałość strat prądu w węzłach, przy zmianie wielkości napięcia.

Ustalając natężenia prądu w punktach przepadu, proporcjonalnie do wydatków wody w węzłach sieci, otrzymalibyśmy rozkład natężeń prądu w przewodach modelu, proporcjonalnie do zużycia wody w analizowanej sieci. Jednak liczba równań otrzymanych na podstawie prawa o bilansowaniu wydatków w węzłach jest mniejsza od ilości niewiadomych. Brakujące równania w ilości odpowiadającej ilości pierścieni otrzymujemy na podstawie prawa o bilansie strat ciśnienia, a na modelu — bilansie strat napięcia.

Równania te mają postać:

$$S_{1-1} \cdot q_{1-1}^2 + S_{1-2} \cdot q_{1-2}^2 - S_{1-3} \cdot q_{1-3}^2 - S_{1-4} \cdot q_{1-4}^2 = 0$$

Dla napięć możemy napisać równanie:

$$R_{1-1} \cdot i_{1-1} + R_{1-2} \cdot i_{1-2} - R_{1-3} \cdot i_{1-3} - R_{1-4} \cdot i_{1-4} = 0$$

Dla dowolnego pierścienia równania te mają postać analogiczną. Dla modelu elektrycznego są to równania 1 stopnia bez wartości stałych, ze współczynnikami równymi rzeczywistym oporom przewodu. Dla sieci wodociągowej będą to niepełne równania 2 stopnia, bez wartości stałych ze współczynnikami równymi oporom hydraulicznym danych przewodów.

Należy jednak zauważyć, że właściwie wzór zależności między ciśnieniem a wydatkiem wyraża się zmiennym wykładnikiem potęgi od 1,75 do 2. Przyjęcie cyfry 2 jest pewnym uproszczeniem powodującym oczywiście błędy w końcowych rezultatach. Należy znaleźć sposób na zrównanie tych założeń, aby prądy w modelu i przepływ wody w sieci odbywały się w sposób analogiczny. Można to osiągnąć przez zastosowanie zmiennych oporów dodatkowych przy każdym odcinku przewodu, które będą samoczynnie regulowane.

Omówimy to zagadnienie w ogólnych zarysach.

W 1934 r. Anglii C a m p i H a r e n zbudowali najprostszymi schemat, gdzie opory regulowane były ręcznie. Przy takim modelu przyjmujemy pewne założenia początkowe odnośnie rozkładu prądu na schemacie i dobieramy opory. Włączamy prąd i mierzymy natężenie prądu w każdym przewodzie. Wg otrzymanych pomiarów obliczamy poprawki na opory, regulujemy je ponownie itd. C a m p twierdzi, że dla otrzymania pełnej analogii wystarczy 3 — 4 razy przeprowadzić obliczenia. Właściwie jest to taka sama praca dla prowadzącego obliczenia, jak przy stosowaniu metody interakcji prof. Ł o b a c z e w a, tylko że w tym przypadku zamiast obliczeń hydraulicznych prowadzimy obliczenia

z wielkościami elektrycznymi. Pożytku z takiej innowacji jest niewiele.

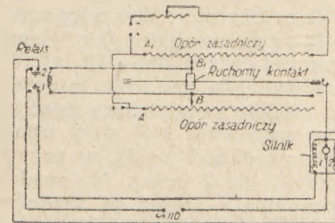
W latach 1936—40 inż. Zimin, Siemionow i Iwanowski opracowali model aparatu oparty na automatycznym regulowaniu oporu dodatkowego przez przrząd wzorowany na konstrukcji magnetycznego amperoprowadnika.

Trudności wynikły z opanowania oporów bezwładności i tarcia, co przy słabych prądach dawało duże odchylenia w końcowych wynikach.

W rezultacie skonstruowano nowy przrząd. Każdy przewód modelujemy przez dwa opory: zasadniczy i dodatkowy. Przez przewód zasadniczy przepływa prąd z głównego źródła, przez pomocniczy z dodatkowego. Każdy opór wykonuje się z przewodnika nawiniętego na rdzeń równej długości. Rdzeń dla oporu głównego ma przekrój stały, dla oporu dodatkowego profil przekroju jest zmienny i tak dobrany, aby równanie dla spadku napięcia upodobiło się do równania dla bilansu ciśnień wodociągowych. Przy $n = 2$ jest to przekrój trójkątny. Możemy dobrać kształt przekroju tak, żeby n mogło być funkcją dowolną.

Rozwiązanie to jest znacznym krokiem naprzód. Opór dodatkowy reguluje automatycznie właściwą długość przewodu. Badania szczegółowe wykazały, że jednak i ten układ ma duże wady. Przede wszystkim duże opory zniekształcają wyniki a konieczność oddzielnych źródeł prądu dla oporów dodatkowych czyni operowanie przrządem dość kłopotliwym.

Ostatni wariant, dający już wyniki właściwe, zaopatrzone jest w dalsze ulepszenia. Do przesuwania kontaktu łączącego opory główne z dodatkowymi zastosowano specjalne czułe motorki. Opory główne i dodatkowe zasilane są z jednego źródła prądu, dzięki zastosowaniu źródniczanego relais.



Rys. 5. Przykład automatyzacji przesuwania ruchomego kontaktu. Między punktami B i B₁ jest włączony relais, w którym — obie pary kontaktów przy równości potencjałów B i B₁ nie są połączone. Przy nierówności potencjałów w tych punktach w uzwojeniu relais powstaje prąd i w zależności od kierunku prądu włącza się jedna lub druga para kontaktów. Odpowiednio do tego włącza się 1 lub 2 obwód w silniku i rotor obraca się w jedną lub drugą stronę. Motor przez przekładnię przesuwa ruchomy kontakt.

Pozostawiając specjalistom wnikanie w szczegóły techniczne samego rozwiązania, omówimy na tym miejscu kilka zagadnień związanych z praktycznym zastosowaniem analizatora.

Przyjmujemy współczynnik szorstkości rur równy 0,012. Równanie straty ciśnienia w przewodzie wyraża się, jako:

$$h = A l q^2$$

gdzie: $A = 1,4822 \cdot 10^{-3} \cdot D^{-5,33}$

Hydrauliczny opór przewodu wodociągowego charakteryzuje się wielkością $S = A \cdot l$. Przy zależności 2 stopnia między stratą ciśnienia i wydatkiem wielkość ta nie zależy od prędkości przepływu wody. W przewodzie elektrycznym jest inaczej. Tam proporcjonalność między spadkiem napięcia a natężeniem osiąga się przez zmianę oporności.

Należy więc natężenie prądu dobrać odpowiednio do wydatku wody q , a opór elektryczny przewodu proporcjonalnie do iloczynu $A \cdot l \cdot q$. Tak więc opór przewodu elektrycznego jest zależny od oporu jednostkowego, czyli mówiąc krócej, od średnicy przewodu, jej długości, a także od wydatku wody, przepływającego przez dany przewód.

Wynika stąd pierwsze zasadnicze ograniczenie. Praktycznie nie powinniśmy modelować przewodów, gdzie rozpiętość między maksymalną a minimalną średnicą przekracza stosunek 4:1. Np. gdy maksymalna średnica $D_{max} = 1200 \text{ mm}$, to minimalna $D_{min} = 300 \text{ mm}$. Wynika to z prostego obliczenia. Mamy dwa przewody równoległe. Średnica jednego jest 4 razy większa od drugiego. Straty jednostkowe w obu

przewodach są odwrotnie proporcjonalne do średnic w potęgach $5,33 = 16/3$. Wydatki w obu przewodach będą rozkładać się proporcjonalnie do średnic w potęgach $1/2 \cdot 16/3 = 8/3$. Gdy więc stosunek średnic wynosi 4:1, stosunek wydatków wyniesie $4^{8/3} : 1$ czyli 44,4 : 1. Przewód mniejszy będzie przepuszczał $\sim 2\%$ tej ilości, jaka przepływa przez przewód większy.

Z uwagi na konieczność zachowania pewnych praktycznych granic w różnicach między oporami rzeczywistymi poszczególnych odcinków przy sieciach bardziej skomplikowanych — np. dla Warszawskiego Zespołu Miejskiego — powinniśmy prace podzielić na 2 części.

Musimy wyodrębnić sieć magistral od 1200 do 300 mm, zbadać na modelu warunki jej pracy i dobrać ekonomiczne średnice. Dopiero później w ramach każdego pierścienia magistrali należy ustalić właściwe średnice mniejsze.

Postępowanie takie jest konieczne z uwagi na to, że wielkość oporu R jest proporcjonalna do $A \cdot l \cdot q = 1,4822 \cdot 10^{-3}$

$\frac{1}{D^{5,33}} \cdot l \cdot q$; przy stałej prędkości q jest proporcjonalne do kwadratu średnicy. W tym przypadku wielkość R jest odwrotnie proporcjonalna do q w potęgze $5,33 - 2 = 3,33$.

Przy 4-krotnym powiększeniu średnicy opór przewodu R zmienia się więcej niż 100 razy.

Drugim elementem wpływającym na wielkość R jest długość przewodu. Oporność R jest proporcjonalna do iloczynu $A \cdot l \cdot q$. Przyjmując A i q jako stałe, otrzymamy, że opór R jest wprost proporcjonalny do długości przewodu l .

Jako długość minimalną przewodów wodociagowych zakładamy $l = 50$ m. Odcinków krótszych można po prostu nie brać pod uwagę. Jako długość maksymalną przyjmujemy w przeciętnych warunkach 2 km. Wynika stąd, że maksymalny stosunek pomiędzy długościami może wynosić 40 : 1.

Poza tym opór R należy zmieniać odpowiednio do założonej prędkości wody w przewodzie. Jak wiemy, sieć zakłada się na dłuższy przeciąg czasu; 20 — 25 lat. W początkowym okresie wydatki wody będą znacznie mniejsze niż w okresie końcowym. Na modelu powinniśmy mieć możliwość sprawdzenia, jak będzie pracowała sieć przy obu rodzajach obciążeń. Praktycznie prędkości wody w przewodach wahają się w granicach od 0,5 do 2 m/sek. Na modelu powinniśmy mieć możliwość stosowania szerszego wachlarza od 0,3 do 3 m/sek, czyli stosunek zmienia się 10-krotnie.

W rezultacie otrzymujemy, że opór linii na modelu może zmieniać się $100 \cdot 40 \cdot 10 = 40\,000$ razy. Zmiany w tak szerokich granicach można osiągnąć przez przygotowanie kilku typów oporów.

Wobec tego, że praktycznie ciśnienie w sieci wodociagowej rzadko przekracza 100 in, to przyjmujemy relację między h i v równą $1\text{ m} \approx 1\text{ v}$ do $10\text{ m} \approx 10\text{ v}$.

* * *

Stosując modelowanie elektryczne zamiast obliczeń, możemy nie tylko znacznie skrócić czas potrzebny na otrzymanie wyników i uzyskać odpowiedź dokładniejszą, lecz przede wszystkim rozwiązywać zadania, które obecnie nie są do rozstrzygnięcia. Korzyści wypływające z modelowania elektrycznego dadzą się przedstawić w sposób następujący:

PROF. INŻ. ALEKSANDER POTYRAŁA

Zagadnienie współmierności oporów modelu i statku rzeczywistego na ograniczonych głębokościach wody

Rozbudowa taboru żeglugi śródlądowej idąca w parze z rozwojem dróg wodnych powinna iść po linii najwyższej techniki. Podstawą naukowego projektowania statków są badania modelu statków w basenach doświadczalnych. Autor uzasadnia pod względem technicznym i ekonomicznym bezwzględną konieczność przeprowadzania prób modelowych dla nowych typów statków rzecznych przeznaczonych na wody płytkie, podając przy tym metodykę wykonywania prób statków w warunkach naturalnych.

U w a g i o g ó l n e

Określenie współmierności oporu¹⁾ kadłuba żywego statku i jego modelu²⁾ dla wody nieograniczonej³⁾ w obecnym

¹⁾ Przy szybkościach praktycznie stosowanych na wodach płytkich, opory powietrza mają drugorzędne znaczenie i dlatego dla uproszczenia sprawy pominięto je w niniejszych rozważaniach.

— Zasadniczą zaletą modelu jest możliwość analizowania pracy sieci wodociagowej przy różnych warunkach, a nie tak jak obecnie, gdy obliczenia sprowadzają się do 1 — 2 wypadków obciążeń.

— Modelowanie pozwala na porównywanie różnych wariantów przy różnych trasach, obciążeniach i wymiarach magistral. Po rozwiązaniu 1 wariantu otrzymanie odpowiedzi dla innych wariantów jest stosunkowo proste. Wymaga ono jedynie zmiany stałych wielkości na kilku dodatkowych oporach. Porównanie dwóch wariantów da się łatwo przeprowadzić przez pomiary natężenia prądu i spadku napięcia między końcowymi punktami. Przy obliczeniach hydraulicznych dochodzi się do tych wielkości przez sumowanie poszczególnych odcinków. Jest również sprawą prostą (przy porównywaniu wariantów) zmiana pewnych średnic przewodów na modelu. Przy metodzie wyliczeniowej należy dla każdego przypadku obliczenie rozpoczynać od nowa.

— Modelowanie umożliwia wszechstronną i rzeczywistą analizę wzajemnej współpracy pomp i sieci. Model w prosty sposób odpowie na pytania, dotyczące: określenia warunków pracy pomp, ustalenia ich współczynnika sprawności dla różnych warunków oraz rozkładu obciążeń na różne stacje tłoczące wodę do wspólnej sieci przy różnym zapotrzebowaniu i różnych stratach ciśnienia w sieci. Dla osiągnięcia tego, celu regulujemy jedynie poprzez opornik natężenie prądu dopływającego do modelu elektrycznego z danego źródła. Regulacji należy dokonywać odpowiednio do charakterystyk pomp, biorąc pod uwagę sumę strat napięcia w sieci, przy różnym natężeniu prądu.

Przy obliczeniu teoretycznym odpowiedź na podobne pytanie wymagała skomplikowanych obliczeń. Dlatego sprawy te nie były normalnie analizowane. Na modelu zagadnienie rozwiązuje się w sposób niezmiernie prosty.

— Model nadaje się doskonale do rozwiązywania najbardziej skomplikowanych zagadnień eksploatacyjnych. Potrzeby tego rodzaju wystąpią u nas z chwilą rozbudowy wodociągów w zespołach. W grę wchodzić tu mogą: zespół Stalinogrodzki, w niedługim czasie zespół Warszawski, a nieco później Gdynia, Gdańsk i Łódź.

Z chwilą, gdy do rozgałęzionej sieci wodociagowej wtłaczana będzie woda z kilku ujęć — zaistnieją dość skomplikowane zagadnienia w razie awarii, względnie rozbudowy tych urządzeń. Posługując się modelem, dyspozytor może ustalić szereg rozwiązań szybko i dokładnie.

Przy posilkowaniu się modelem elektrycznym dyspozytor ruchu z łatwością wyłowi wszystkie „wąskie gardła“ na sieci, co pozwoli na odszukanie najekonomiczniejszych warunków pracy sieci i pomp.

Zagadnienie budowy analizatora może być rozwiązane również przy zastosowaniu odpowiednio dobranych lamp elektronowych. Z uwagi na rozwijającą się obecnie szybko sieć przewodów ogrzewań zdalacyjnych i gazowych, posiadanie w kraju takiego analizatora dałoby duże wyniki, oszczędzając pracę inżynierów i skracając znacznie czas projektowania i oszczędzając znaczne sumy na wydatki inwestycyjne.

stanie nauki nie przedstawia trudności, gdyż zarówno próby modelowe, jak i szereg metod rachunkowych pozwalają wy-

²⁾ Przez model rozumiemy tutaj zarówno model statku badany w basenie instytutu hydrodynamiki okrętowej, jak i statek wg którego przeprowadzone zostaje przeliczenie wg wymagań podobieństwa hydrodynamicznego.

³⁾ Jako nieograniczoną głębokość wody przyjmujemy $h < 20\text{ T}$.

znaczyć stosunkowo dokładnie wymaganą moc napędu jako funkcję szybkości.

Stopień dokładności ustalenia oporu metodami rachunkowymi nasuwa czasem pewne wątpliwości i wówczas — szczególnie, gdy rozważamy budowę statku o dużej „szybkości względnej“⁴⁾ — celowe jest sprawdzenie dokładności obliczeń próbami modelowymi. Ostatecznie błędy popełnione — w odniesieniu do statków morskich — można sprowadzić do bardzo wąskich granic, toteż — w obecnym stanie rzeczy — próby modelowe statków morskich mają za zadanie raczej uszlachetnić kształty kadłubów i podwyższyć sprawność ich urządzeń napędowych, natomiast od prób tych — w zasadzie — nie wymagamy rozstrzygnięć generalnych.

Inaczej przedstawia się sprawa z oporami statków przeznaczonych na wody śródlądowe, a więc płytkie; sprawa ta nie została dotychczas jednoznacznie rozstrzygnięta, a nawet kierunek badań nie został jeszcze definitywnie określony i przeto szukanie dróg trwa nadal. Metoda rachunkowa Riehn-Dietze jest przestarzała; metoda Schlichtinga, stanowiąca próbę określenia wielkości oporu dla wody ograniczonej z oporu na wodzie głębokiej, jakkolwiek w pewnych warunkach (tj. dla głębokości średnich, więc $h > 6 T$, a małych szybkości) może dać wyniki orientacyjne, całkowicie zawodzi dla głębokości bardzo ograniczonych (gdy $h < 6 T$) a szybkości stosunkowo dużych; inne metody rachunkowe, jak np. Gebersa i Kempfa również nie prowadzą do celu w powyższych zależnościach: h — głębokość wody (m), T — zanurzenie konstrukcyjne kadłuba (m).

W rezultacie, jeśli mamy do czynienia z płyciznami, jak to ma miejsce na znacznych częściach naszych rzek żeglownych (np. Wisła w jej górnym i średnim biegu do Torunia, Odra w jej biegu środkowym, od Wrocławia do Kostrzyna), brak jest dotychczas jakiegokolwiek metody rachunkowej, która by umożliwiła określenie nawet rzędu wielkości potrzebnej mocy, z dokładnością praktycznie niezawodną. Zagadnienie nie jest tak ostre i interesujące bodaj dla nikogo, jak właśnie dla Polski, gdyż wszystkie kraje europejskie, uprawiające żeglugę śródlądową, rozporządzają dużymi rzekami albo rzekami uregulowanymi lub skanalizowanymi (ZSRR, Niemcy, Francja). Dlatego nasze specyficzne warunki skłaniają nas do bliższego zainteresowania się tym zagadnieniem.

Omówione poniżej badania przeprowadzone były z myślą, aby określić stopień współmierności wyników prób modelowych z wynikami ustalonymi na podstawie pomiarów przeprowadzonych na statkach wybudowanych wg tych modeli, w warunkach żeglugowych rzeczywistych.

Badania statku „Nieuchwytny“

W latach 1932/34 zbudowany został w stoczni modlińskiej ciężki kuter „Nieuchwytny“. Pierwotne założenia konstrukcyjne dla tego statku były następujące: długość (maksymalnie) — 20 m, zanurzenie (maksymalnie) — 0,50 m, szerokość ok. 4,0 m, szybkość maksymalna 24 km/godz., spadek szybkości na płyciznach jak najmniejszy, duża zwrotność.

Wymagania kierownictwa flotyli rzecznej były bardzo wygórowane toteż opracowując ten projekt — oczywiście było, że należy wykorzystywać wszelkie możliwości jak najdokładniejszego określenia potrzebnej mocy napędu. Dlatego przeprowadzone zostały próby modelowe w hamburskim instytucie badań okrętowych. Pierwszy model, wykonany wg projektu odpowiedniego do pierwotnych założeń, nie dał pożądanego wyniku i okazało się konieczne sporządzenie drugiego modelu, przy czym — stosowanie do spostrzeżeń zebranych z pierwszym modelem — zwiększona została długość statku. Charakterystyka ostateczna statku była następująca:

L_c	= 23,0 m.
L_w	= 22,7 m.
B	= 4,0 m.
T	= 0,52 m.
r	= 0,25 m.
δ	= 0,73.
D	= 34,4 m ³ .

gdzie: L_c — długość kadłuba całkowita (m),

L_w — długość kadłuba na wodnicy (m),

B — szerokość kadłuba na wodnicy (m).

⁴⁾ Dużą „szybkość względną“ wykazują zazwyczaj małe statki, jak np. rybackie, holowniki itp., podczas gdy statki o dużych wymiarach wykazują małą „szybkość względną“, co uzasadnione jest w znacznej mierze liczbą Froude'a.

T — zanurzenie konstrukcyjne kadłuba (m).

r — promień obła (m),

δ — pełnotliwość kadłuba żywego,

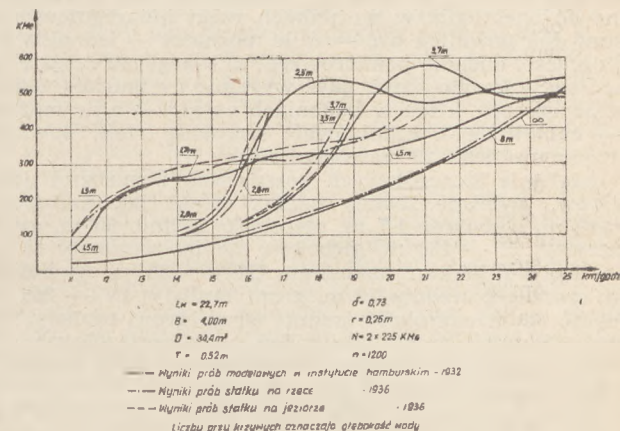
D — wyporność (m³).

W celu poprawienia wyników szybkościowych, a zachowania dużej zwrotności, zastosowany został nowy system trzech sterów sprzężonych, z których środkowy, wypornościowy — będąc organicznym przedłużeniem linii kadłuba statku — zwiększał jego długość dodatkowo o 1,75 m, dwa sterów boczne, umieszczone bezpośrednio za śrubami napędowymi, o stosunkowo niedużych wymiarach, otrzymały regulację różnicową, o zmiennych kątach wychylenia, w stosunku do steru środkowego. W rezultacie liczba Froude'a została nieco obniżona: dla maksymalnej szybkości zamiast $F_1 = 0,448$ na $F_2 = 0,430$.

$$(Liczba Froude'a F = \frac{v}{\sqrt{g \cdot L_w}})$$

gdzie: v — szybkość statku, g — 9,81 m/sek², L_w — jak wyżej).

Próby modelowe przeprowadzone zostały w hamburskim instytucie badawczym, na głębokościach wody odpowiadających głębokościom rzeczywistym: 1,5 m, 2,5 m, 3,7 m i na wodzie nieograniczonej. Głębokości te dobrane zostały odpowiednio do wymagań kierownictwa flotyli, które — na podstawie wieloletnich obserwacji stanów wody — wnioskowało, że w ramach tych głębokości zamkną się wymagania służby statku, w różnych porach roku na różnych odcinkach rzek.



Rys. 1. Badania statku „Nieuchwytny“

Wyniki badań modelowych uwidocznione są na wykresie (rys. 1). Z krzywych tego wykresu wynika, że dla osiągnięcia wymaganej szybkości 24 km/godz., na wspomnianych głębokościach wody konieczna będzie moc rzędu wielkości 600 KM, w założeniu, że ogólna sprawność napędu, łącznie ze śrubami napędowymi i przeciwsłubami⁵⁾, będzie co najmniej równa tej, jaka była osiągnięta na modelu. Niestety, mocy tej statek rzeczywisty nie otrzymał do dyspozycji, gdyż podówczas nie można było zakupić silników Diesla takiej mocy, odpowiednio lekkich, o ograniczonych wymiarach (z uwagi na opancerzenie maszynowni); toteż zastosowane zostały dwa silniki produkcji angielskiej „Beardmore“, każdy o mocy 225 KM, przy 1200 obrotach na minutę, bezpośrednio pracujące na wały śrubowe, w sumie było więc do dyspozycji jedynie 450 KM; oczywiście było, że wynikną z tego tytułu znaczne niedomaganie statku w zakresie szybkości, zwłaszcza na głębokościach średnich.

Odnosnie śrub napędowych należy zaznaczyć, że były one konstrukcji zadowalającej, gdyż wg prób modelowych, nawet przy najniekorzystniejszych obciążeniach, wykazywały sprawność rzędu wielkości 40% (trójskrzydłowe o średnicy 750 mm). Były one jednak na granicy dopuszczalnych obciążeń i groziła im kavitacja.

Próby odbiorcze, przeprowadzone po wybudowaniu statku, dały wyniki ani zadowalające ani zdadne do porównania z badaniami modelowymi, na co złożyły się trzy przyczyny, a mianowicie: a) wspomniana już rzeczywista moc napędu była niewystarczająca, aby można było swobodnie przechodzić przez spiętrzenia oporów (odpowiedniki „garbów“ na krzywych rys. 1) na głębokościach rzeki, na któ-

⁵⁾ Dla zwiększenia sprawności napędu wbudowane zostały przeciwsłuby systemu Star-Contrapropeller.

rych statek był sprawdzany; b) komisja odbiorcza — jak zazwyczaj doszukiwała się raczej niedomogań statku, natomiast w jej łonie brak było ludzi o dążeniach badawczych; c) przedstawiciele stoczni nie umieli przekonać komisji odbiorczej, że program prób szybkościowych powinien być analogiczny do programu badań modelowych, a zadowolili się stwierdzeniem faktu, że statek osiągnął ponad 24 km/godz. na rzece o głębokości nawet nie pomierzonej we właściwy sposób⁶⁾. W tych okolicznościach próby odbiorcze dały oczywiście całkowicie niejasny obraz i — w mniemaniu niektórych osób — postawiły pod znakiem zapytania celowość wykonywania prób modelowych dla statków śródlądowych.

Sprawa ta odżyła dopiero w latach 1935/36. na skutek przychylnego stanowiska kierownictwa flotyli rzecznej, które udało się przekonać, że jedyną drogą zbierania miarodajnych materiałów doświadczalnych, dla rozwiązywania problemów technicznych więcej złożonych, stanowią prace badawcze, prowadzone w sposób systematyczny.

W lecie (czerwiec i lipiec) 1936 r. zostały przeprowadzone systematyczne badania statku „Nieuchwytny”.

Wyszukane zostały odcinki rzeki o głębokości 1,7 m, 2,8 m, 3,5 m oraz 8,0 m. Wyszukanie na rzece głębokości więcej zbliżonych do głębokości, na których badane były modele statku okazało się w tym okresie czasu — niemożliwe. Trudność powyższa wynikała z następujących faktów: a) odcinek rzeki nie mógł być zbyt krótki, gdyż dokładność pomiaru cierpiałaby na tym; b) różnice głębokości powinny być o ile możliwości minimalne, zarówno w kierunku jazdy, jak poprzecznym do niej; to ostatnie wymaganie jest szczególnie trudne do spełnienia w warunkach rzeki nieuregulowanej; c) grunt dna powinien być — o ile możliwości — jednolity na całej długości odcinka pomiarowego; d) brzegi nie mogą zbyt wcinać się w koryto rzeki, gdyż wystąpić by musiały zakłócenia poprzeczne, które w badaniach należy — o ile możliwości — całkowicie wyeliminować; szerokość rzeki powinna być rzędu wielkości 20 szerokości statku.

W rezultacie szczegółowych poszukiwań i znacznej ilości pomiarów, wybrane zostały odcinki rzeki jak następuje: I — 200 m, głębokość 1,7 m, szerokość średnio 60 m, grunt piaszczysty; II — 180 m, głębokość 2,8 m, szerokość 65 m, grunt ilasty z lekkim namulem; III — 250 m, głębokość 3,5 m, szerokość średnia 70 m, grunt mulisty; IV — 350 m, głębokość 8,0 m, szerokość średnia 80 m, grunt mulisty.

Szybkość nurtu rzeki była różna na poszczególnych odcinkach (2 — 3 km/godz.), co uwzględnione zostało w odnośnych przebiegach statku w dół i w górę rzeki.

W czasie prób pogoda była prawie bezwietrzna; temperatura wody wahała się w granicach 12° — 16°C. Mierzone były przegłębienia i przechyły statku; wgłębienia statku, wynikające na skutek przewężenia strug wody pod dnem, na niedużych głębokościach, jakkolwiek były obserwowane, nie były mierzone, z braku odpowiednich urządzeń. Czas przebiegu mierzony był dwoma sekundomierzami, przez dwóch obserwatorów, stojących w dwóch różnych punktach statku (jeden koło sterowni, drugi za maszynownią). Na brzegu rzeki ustawione były nabieżniki, kierunek przebiegów wyznaczony był tyczkami. Dla kontroli prób i układu fal, dokonywane były zdjęcia fotograficzne lotnicze. Stan poszycia kadłuba — gładki, po 1-miesięcznym pływaniu; stan śrub i sterów sprawdzony, bez zastrzeżeń. Zanurzenie statku sprawdzone — średnio 52 cm, wyrównywane przesuwaniem załogi. Praca silników bez zastrzeżeń.

Przebiegi dokonywane były progresywnie, począwszy od szybkości minimalnych do maksymalnie osiągniętych; stopniowanie szybkości regulowane było ilością obrotów silników (tym samym śrub napędowych), przy czym moc silników określona została wg wykresu hamowni fabrycznej, w zależności $N = f(n)$, gdzie N — moc napędu statku (KM), n — ilość obrotów śruby napędowej na minutę. Przebiegi były prowadzone w ten sposób, aby wyeliminować wpływy rozkołysania wody, co na rzece jest łatwe, gdyż wart porządkuje strugi wodne.

Mimo opisanych zabiegów i ostrożności, celem których było stworzenie jak najobiektywniejszego obrazu badań statku, wyniki pomiarów naniesione na rys. 1, wykazywały pewne odchylenia od wyników z modelem w instytucie hamburskim, jak też wykazywały tu i ówdzie odmienny przebieg krzywych potrzebnej mocy. Nasuwały się więc wątpliwości, czy dokładność pomiarów była dostateczna i czy wa-

runki prób były analogiczne do prób dla modelu w basenie. Dlatego, po odpowiednim przygotowaniu, przeprowadzono drugą serię prób, tym razem na jeziorze, gdzie ustalona została trasa przebiegów o długości 150 m, na głębokościach prawie identycznych, jak w instytucie hamburskim, a mianowicie: 1,5 m, 2,5 m, 3,7 m.

Określenie omawianych głębokości terminem „prawie identyczne” wymaga dodatkowego uzupełnienia, a mianowicie: dno jeziora było prawie równomiernie obniżające się ku północnemu wschodowi; dlatego głębokości wymienione powyżej należy rozumieć jako miarodajne dla średnicowej linii przebiegu, tj. jako średnie dla prawej i lewej burty. Różnice były stosunkowo nieznaczne i nie przekraczały wielkości 25 — 30 cm, w stosunku do szerokości statku, gdyż nachylenie dna jeziora w tym obrębie wynosiło 1:10 — 1:13. Stosunkowo krótka trasa przebiegu (150 m) wynikała z faktu, że konfiguracja dna jeziora była tego rodzaju, iż dłuższe trasy wykazywałyby znaczniejszy stok poprzeczny dna, a to jest niewskazane, z uwagi na wtórne zjawiska fal poprzecznych. Trasę 150 m przy maksymalnie osiągalnej szybkości rzędu 6 m/sek daje w każdym razie czas przebiegu rzędu co najmniej 25 sekund, które pozwalały dostatecznie dokładnie przeprowadzić potrzebne pomiary.

Przygotowanie do prób przeprowadzono analogicznie do prób na rzece, z tą różnicą, że: a) kadłub miał już dwa miesiące służby od czasu ostatniej konserwacji; b) woda na jeziorze była zupełnie spokojna; c) grunt dna jeziora w obrębie trasy pomiarowej stanowił stwardniały piasek, z minimalnym nalotem namułu; d) zdjęć lotniczych nie robiono, natomiast układ fal obserwowany był z pokładu statku.

Wyniki badań wkreślone zostały również na rys. 1.

Na marginesie wyników podanych dla głębokości 1,5 — 1,7 m (które mogłyby budzić pewne wątpliwości u osób bliżej nieobznajmionych z zagadnieniem oporów) należy stwierdzić, że pozorny paradoks, iż statek na płytszej wodzie może osiągać większą szybkość aniżeli na wodzie głębszej, wcale nie jest paradoksem, gdyż w pewnych warunkach, po przekroczeniu tzw. szybkości krytycznej interferencja tzw. fali własnej statku i tzw. naturalnej fali głębokości może zmniejszyć znacznie opory statku. Nie wchodząc w bliższe wyjaśnienie tego zjawiska, chcemy tutaj podać uzupełniającą charakterystyczne w tym względzie wyniki badań przeprowadzonych z opancerzonym kutrem wywiadowczym typu „S”, zbudowanym w roku 1938/39 dla wspomnianej poprzednio flotyli rzecznej, o następującej charakterystyce: D — ok. 8 ton, L_c — ok. 12 m, B — 3,0 m, T — 0,45 m, N — 2 · 225 KM2, n — 1200. Badania przeprowadzone w czerwcu 1939 r., na Wiśle poniżej Modlina, wykazały, że na głębokości 3 — 3,6 m maksymalna szybkość nie przekraczała 32 km/godz., natomiast na głębokości 1,5 — 2,0 m osiągałszy do 42 km/godz.

Holownik „Jarowid”

W latach 1947 — 49, na zlecenie Państwowej Żeglugi Śródlądowej we Wrocławiu, stocznie holenderskie zbudowały 9 holowników typu „Jarowid”⁷⁾, przeznaczonych na Odrę środkową i dolną. Z uwagi na fakt, że budowa ta dotyczyła całej serii statków, jak też z uwagi na docenianie przez armatorów trudności, jakie wyłaniają się w określeniu mocy potrzebnej dla statków śródlądowych, przeprowadzone zostały próby modelowe w Instytucie Badań Okrętowych w Wageningen (Holandia), program których swym zakresem objął w sumie: a) 11 modeli w różnych kombinacjach ruf i dziobów; b) 3 różne rozwiązania konstrukcyjne dysz Korta; c) 4 różne konstrukcje śrub napędowych; d) kombinacje napędu śrubami obracającymi się na zewnątrz i do wewnątrz. Próby te wykonane zostały na głębokościach wody: 1,4 m, 1,6 m oraz na głębokości nieograniczonej.

W rezultacie tego bardzo szerokiego programu systematycznych prób, ustalona została charakterystyka holownika jak następuje:

L_w	=	54,2 m,
B	=	8,2 m,
T	=	1,0 m,
r	=	0,60 m,
D	=	348 m ³ ,
δ	=	0,785.

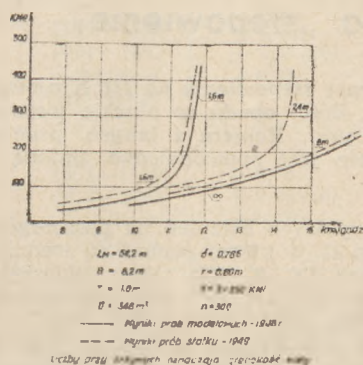
⁷⁾ Porówn. inż. L. Nekanda-Trepka „Nowe holowniki dla Odry” G. W. nr 5/6 — 1948, tegoż autora „Nowoczesne holowniki rzeczne” G. W. nr 2/51 oraz prof. A. Potyrała „Jeszcze w sprawie nowoczesnych holowników rzecznych” G. W. nr 12/51 r. (przyp. Red.).

⁶⁾ Pomiar szybkości przeprowadzono na krótkim odcinku u ujścia Bugu do Wisły.

Napęd dwuśrubowy o mocy $2 \cdot 250 \text{ KM} = 500 \text{ KM}$. $0,88 = 440 \text{ KMe}$ przy 305 obrotach na minutę, śruby pracujące w dyszach Korta czteroskrzydłowe o średnicy 1250 mm, obracające się do wewnątrz, 4 stery po bokach dysz.

Po wybudowaniu holowników przeprowadzone były różnorodne próby odbiorcze, zwłaszcza holownika „Jarowid”, mające na celu sprawdzenie dotrzymania warunków umowy, przy czym sprawa uciążu przy różnych szybkościach — z natury rzeczy — wysuwała się na plan pierwszy. Spośród wielu prób zostaną omówione tutaj jedynie te, które łączą się z tematem, a mianowicie próby szybkości holownika bez holu, dające się porównać z próbami modelu w basenie instytutu.

Pomiary na holowniku przeprowadzone zostały w marcu 1949 r. w Holandii, przez zespół techniczny Instytutu Badań Okrętowych w Wageningen, przy czym zastosowane zostały następujące przyrządy pomiarowe: anemometr dla określenia szybkości i kierunku wiatru; samorejestrujące elektryczne obrotomierze wałów śrubowych; samorejestrujący dynamometr hydrauliczny dla określenia uciążu; szybkość określano przy pomocy sekundomierzy. Interesujące nas pomiary przeprowadzone były na trasie 3,75 km na jeziorze IJsselmeer, pomiędzy Nuiden i Hoeck van Het IJ, na głębokościach 1,6 m i 2,4 m; wyniki pomiarów podane są na wykresie (rys. 2).



Rys. 2. Badania statku „Jarowid”

Zaznaczyć tutaj należy dla ścisłości, że holownik „Jarowid” podczas prób jak wyżej był zanurzony dziobem 0,91 m, rufą 1,04 m, a więc jego wyporność i jej rozkład, a oczywiście w konsekwencji również układ zjawisk hydrodynamicznych były nieco odmiennie, aniżeli w czasie badania modelu.

Porównanie wyników i wnioski

Krzywe potrzebnej mocy statków rzeczywistych, zarówno dla dużych głębokości, jak i głębokości minimalnych, mają przebieg albo prawie ten sam albo podobny do przebiegu krzywych uzyskanych z odpowiednimi modelami. Krzywe dla głębokości w granicach 2,5 — 8,0 m dla statku „Nieuchwytny” wykazują przy tym przebieg płynny, a różnice w osiągniętych szybkościach przy analogicznej mocy są stosunkowo nieznaczne; inaczej dla głębokości 1,5 — 1,7 m, odnośnie krzywe są nieregularne i wykazują znaczniejsze różnice w stosunku do wyników modelowych.

Jest zupełnie zrozumiałe, że badania przeprowadzone zarówno ze statkiem „Nieuchwytny”, jak „Jarowid” obarczone były niedokładnościami, wynikającymi z natury badań w terenie i nie mogą wykazać tej ścisłości, jaka jest osiągalna w basenie instytutu hydrodynamiki okrętowej, a więc w warunkach laboratoryjnych. Toteż, ani dla statku „Nieuchwytny” ani dla statku „Jarowid” nie można stosować miernika laboratoryjnego, lecz słuszny jest jedynie miernik inżynierskiego porównania rzędów wielkości, tym więcej, że — w warunkach rzeczywistych — nie udało się ani autorowi ani Holendrom dobrać warunków całkowicie współmiernych. W świetle wyżej omówionych badań, współmierność warunków powinna się charakteryzować następująco:

a) Te same głębokości wody, zarówno w sensie podłużnym, jak poprzecznym trasy, na której dokonywano pomiarów modelowych i statku rzeczywistego.

b) Ta sama równość dna na trasie, jak dno w basenie instytutu.

c) Ta sama jakość dna: w basenie instytutu mieliśmy do czynienia w obu przypadkach z dnem drewnianym, ustalonym na wymaganej głębokości, które pokryte było cienką warstwą osadów z zanieczyszczeń wody, natomiast w rzeczywistości, w czasie prób statku „Nieuchwytny” na Prypeci, mieliśmy dno o różnej jakości, a na Jeziorze Horodyskim — piasek stwardniały; w przypadku statku „Jarowid” Holendrzy nie badali w ogóle jakości dna.

Jakość dna ma niewątpliwie wpływ na opory statku, gdyż dla ich wielkości, zależnej przecież od interferencji względnie rezonansu fal, nie może być obojętne, na jakim gruncie następuje odbicie fali dennej. Grunt mulisty ma wpływ tłumiący i osłabiający odbijanie się fal, a przez to raczej interferujący, podczas gdy grunt twardy, gliniasty lub piaszczysty będzie raczej czynnikiem powodującym rezonans fal, a więc niekorzystnym. Sprawa ta wymaga oczywiście gruntownych badań zarówno w basenach instytutów badawczych, jak w terenie.

d) Ta sama lepkość wody w basenie i w warunkach rzeczywistych: w tym względzie pomiary autora były wykonane stosunkowo dokładnie, natomiast Holendrzy w badaniach terenowych całkowicie pominęli czynnik lepkości wody.

e) Ta sama względna gładkość (szorstkość) modelu i statku: pod tym względem uznać należy zarówno badania statku „Nieuchwytny”, jak statku „Jarowid” jako współmierne, gdyż oba te statki w czasie prób miały kadłuby stosunkowo niedawno konserwowane.

f) Ta sama sprawność napędu: przypuszczać należy, że sprawność śrub napędowych badanych statków była analogiczna jak podczas prób modelowych, gdyż śruby były wykonane dokładnie wg konstrukcji ustalonych na modelach: oczywiście uwzględnić tutaj należy dokładność wykonania śrub dla statków, lecz tę można w obu przypadkach przyjąć jako praktycznie bez zarzutu, gdyż dostarczone były przez firmy wyspecjalizowane.

g) Ta sama moc napędu: w tym względzie istniały niewątpliwie niedokładności pomiarów na statkach rzeczywistych. Na statku „Nieuchwytny” określaliśmy moc na podstawie wykresu hamowni fabryki „Beardmore”, który podawał ją jako funkcję obrotów. Podobnie postępowali Holendrzy przy pomiarach na statku „Jarowid”, opierając się na danych zakładów „de Schelde”, które budowały maszyny napędowe „Jarowida”, oraz na indykowaniu maszyn parowych podczas prób. Jednakże mogły tu być nieścisłości, gdyż w czasie badań na statkach należało uwzględnić poprawkę na potrzebne momenty obrotowe dla śrub napędowych, albo mierzyć moc na wałach śrubowych torsionometrami, których nie było w przypadku „Nieuchwytnego”, względnie których nie zastosowano przy „Jarowidzie”.

Analizując przebieg wykresów sporządzonych dla statku „Nieuchwytny” i to zarówno na podstawie badań na rzece, jak na jeziorze, zresztą podobnie również dla statku „Jarowid”, możemy stwierdzić generalnie, że: charakter przebiegu wykresów mocy statku rzeczywistego jest zgodny z wykresami mocy dla jego modelu i że współmierność wyników jest zachowana. Zarysowujące się odchylenia na poszczególnych odcinkach wykresów mogą mieć przyczynę zarówno w niewspółmierności warunków badań, jak niedokładności, i przeto nie przeczą współmiernemu charakterowi. Rozbieżność wyników pomiarów rozpatrywana dla poszczególnych odcinków wykresu, a wykazująca w niektórych przypadkach dość znaczne wielkości, nie będzie tak rażąca, jeśli uwzględnimy, że krzywe potrzebnej mocy, sporządzone na podstawie prób modelowych dla wody nieograniczonej, zgodnie z doświadczeniem instytutów badawczych, dla rzeczywistych statków otrzymują z reguły przeciętnie 15% poprawkę na zjawiska wtórne, które w czasie badań w basenie nie mogą być uchwycone. Cóż więc mówić o zjawiskach wtórnych na wodzie o głębokości ograniczonej; jest oczywiste, że poprawka dla nich powinna być uwzględniana przez instytuty badawcze w znacznie szerszych granicach, a ponieważ tego się dotychczas nie stosuje, zrozumiałe więc jest, że odchylenia jak wyżej omówione są w pełni usprawiedliwione i wcale nie podważają współmierności wyników badań modelowych i statków rzeczywistych.

Poza tym, należy wziąć pod uwagę, że modele zarówno statku „Nieuchwytny”, jak „Jarowid” były badane w basenach wyposażonych w dna ruchome, ustawiane na głębokościach każdorazowo wymaganych; ta metoda, jakkolwiek

nadal na ogół stosowana, daje wyniki mniej ścisłe, aniżeli metoda badań modelu w basenie z regulowanym poziomem wody, co bardziej pokrywa się z rzeczywistymi warunkami pracy statku.

Omówione badania i doświadczenia wskazują dowodnie, że próby modelowe mają pełne uzasadnienie techniczne i ekonomiczne. Mając bardzo ograniczone możliwości teoretycznego określenia potrzebnej mocy napędu statku, w określonych warunkach żeglugowych na wodach śródlądowych, konstruktor z konieczności szedłby pó omacku, co byłoby związane ze zbyt dużym ryzykiem wysiłków technicznych i nakładów gospodarczych. Z tego względu we wszystkich przypadkach nowych projektów, zwłaszcza nowych typów statków, szczególnie zaś w przypadkach przewidywanej serijnej budowy, celowe jest i konieczne przeprowadzenie wyczerpujących badań modelowych. Dla celów porównawczych i naukowych powinny być poza tym prowadzone wyczerpujące badania wybudowanego prototypu. W obecnym stanie nauki i doświadczeń jedynie tę drogę należy uznać za właściwą.

INŻ. JERZY OSTROWSKI

Zmiany klimatyczne i zmiany fauny a „stepowienie“

Podajemy artykuł inż. Ostrowskiego jako dalszy ciąg dyskusji na temat stepowienia na III Krajowym Naukowo-Technicznym Zjeździe Wodno-Melioracyjnym. Autor przez analizę zmian ilości opadu w okresie wegetacyjnym oraz zmian temperatury i parowania dochodzi do wniosku (znanego z pracy prof. Romera i innych prac w literaturze polskiej) o oceanizacji naszego klimatu. Potwierdza to, że stepowienie nie jest spowodowane zmianą klimatu. Na podstawie fauny uzasadnia, że jej zmiany nie są dowodem stepowienia.

Na III Krajowym Naukowo-Technicznym Zjeździe Wodno-Melioracyjnym omawiano „stepowienie“, które jakoby stwierdzone zostało w Wielkopolsce oraz w województwach warszawskim i bydgoskim. Podkreślona została zarówno przez referenta, jak i dyskutantów, opinia, że klimat w Polsce nie zmienia się. Jednakże porównanie średnich rocznych temperatur oraz opadów, podanych dla szeregu miast i okresów lat 1851—1900, względnie 1891—1910 w Małym Roczniku Statystycznym z 1939 r., z temperaturami i opadami tych samych stacji dla okresu 1881—1930, względnie 1891—1930, ogłoszonych w Roczniku Statystycznym z 1949 r. wykazuje pewne stałe systematyczne zmiany, nadające się do analizy. Ponieważ omawiane okresy porównawcze 1851—1900 i 1881—1930 dla temperatur, względnie 1891—1910 i 1891—1930 dla opadów zachodzą na siebie wspólnymi latami, przeto trudno ustalić w jakich latach zmiany te zaszły. Stwierdziwszy jednak, że zmiany te istnieją lub też pogłębiają się w latach 1931—1952, możemy mówić o różnicach temperatur i opadów drugiej połowy XIX wieku i pierwszej połowy wieku XX.

Dla celów porównawczych wybrano notowanie temperatur i opadów w Poznaniu i w Warszawie, jako centrów obszaru zagrożonego „stepowieniem“ i leżących w strefie niskich opadów, w Tarnowie, Krakowie i Cieszynie, jako stacji leżących w strefie wysokich opadów i w Zakopanem, jako stacji o bardzo dużych opadach, leżącej w górach. Tablica I podaje średnie temperatury dla tych miejscowości w okresach 1851—1900, 1881—1930 oraz 1931—1952.

Tablica I

Stacja	Średnie temperatury w °C w okresach			Różnice
	1851—1900	1881—1930	1931—1952	
Poznań	8,18	8,54	8,54	+ 0,36
Warszawa	7,64	7,75	8,09	+ 0,45
Kraków	7,85	8,24	8,79	+ 0,94
Tarnów	8,56	8,82	8,58	+ 0,02
Cieszyn	7,93	8,42	8,55	+ 0,62
Zakopane	4,64	4,97	4,99	+ 0,35

Jak z cyfr podanych w tablicy wynika, w okresie 1931—1952 w porównaniu do pięćdziesięciolecia 1851—1900 nastąpiło wyraźne ocieplenie, od 0,36°C w Poznaniu do 0,94°C w Krakowie, z wyjątkiem Tarnowa, gdzie średnia roczna temperatura nie uległa zmianie (minimalna zwykła + 0,02°C).

Pozostaje jeszcze do omówienia zagadnienie możliwości znalezienia metody rachunkowej, umożliwiającej określenie potrzebnej mocy, jako funkcji szybkości statku i głębokości wody. W tym względzie bardzo wymowny jest wykres na rys. 1, z którego jednoznacznie wynika, że na krzywych dla głębokości 2,5 — 3,8 m można znaleźć odcinki wykazujące pewną regularność, natomiast na krzywych dla głębokości mniejszych doszukiwanie się tego rodzaju regularności jest iluzoryczne. Wniosek stał się oczywisty, że ustalenie reguł rachunkowych, które by z góry pozwalały przewidywać potrzebną moc napędu statku, jako funkcję: a) szybkości statku, b) głębokości wody, c) stosunku zanurzenia statku

do głębokości wody, a więc: $N = f(v, h, \frac{T}{h})$ ma znikome

szanse powodzenia, tym więcej, że w powyższej zależności występują również inne wielkości, więc: D, Lw, B, δ oraz szereg wzajemnych stosunków, jak np. $B:T, L:B, \beta, \alpha$ itd., gdzie β — pełnotliwość owręza, α — pełnotliwość wodnicy.

Rozkład powyższych ociepleń na poszczególne pory roku ilustruje tablica II, w której podane są średnie temperatury jesieni (miesiące IX, X, XI), zimy (miesiące XII, I, II), wiosny (miesiące III, IV, V) i lata (miesiące VI, VII, VIII), dla okresów 1851—1900 i 1931—1952.

W tablicy II w nawiasach podane są ilości lat, z których wyliczono średnie temperatury. Jak wynika z tablicy II, stałe ocieplenia następują dla jesieni, zimy i wiosny. Ocieplenia tych trzech pór roku są na ogół większe niż wykazują średnie roczne, gdyż następują one kosztem lata, w którym temperatura ulega obniżeniu (Poznań, Tarnów, Zakopane), bądź pozostaje bez zmiany (Cieszyn), bądź ulega tylko mniejszej podwyżce (Warszawa, Kraków). Na wszystkich badanych stacjach różnica pomiędzy średnimi temperaturami lata i zimy ulega zmniejszeniu, od 0,26°C dla Warszawy do 1,25°C dla Cieszyna.

W klimacie stepowym naszej szerokości geograficznej, lata są gorące, zimy surowe, zimne, a różnice pomiędzy temperaturami lata i zimy są duże. Omówiony wyżej fakt ociepleń zimy, oziębień lata i wszędzie zmniejszenie różnicy temperatur lata i zimy wskazuje na zmiany, co prawda niewielkie, lecz robiące wrażenie stałych i charakterystycznych dla przesunięcia raczej w kierunku klimatu morskiego.

Rozważania na temat temperatur o ociepleniu jesieni, zimy i wiosny, częściowo kosztem lata nie oparte są nie tylko na porównaniu ostatecznych średnich temperatur, lecz również na częstotliwości tego zjawiska. Duża większość zbadanych na sześciu wyżej wymienionych stacjach okresów jesiennych, zimowych i wiosennych miała temperatury wyższe od średnich temperatur z pięćdziesięciolecia 1851—1900, co ilustruje tablica III.

Opady, o ile chodzi o ich średnie roczne wielkości w obrębie okresów podanych w rocznikach statystycznych, tj. w latach 1891—1910 i 1891—1930, nie uległy prawie żadnym zmianom. Jednakże opad w miesiącach wegetacyjnych ma dla rolnictwa zgoła inną wagę, niż opad w miesiącach pozawegetacyjnych. Dlatego też rozpatrywanie opadów tylko w skali rocznej jest mało celowe.

W tablicy IV podane zostały opady: 1) średnie roczne, 2) średnie wegetacyjne, tj. opady w miesiącach od kwietnia do września włącznie, 3) opady pozawegetacyjne, tj. opady od października do marca włącznie, wszystko dla okresów 1891—1910, 1891—1930 i 1931—1952, przy czym opady w dwóch pierwszych okresach wzięte zostały z roczników statystycznych, a opady w okresie 1931—1952 oparto na danych PIHM.

T a b l i c a II

Stacje	Okres	Średnie temperatury w °C d'a				Średnia roczna temperatura	Różnice temperatur lata i zimy
		jesieni IX — X — XI	zimy XII — I — II	wiosny III — IV — V	lata VI — VII — VIII		
Poznań	1851—1900	+ 8,43	— 1,23	+ 7,53	+ 17,97	+ 8,18	19,20
	1931—1952	+ 8,88 (20)	— 0,89 (19)	+ 8,23 (20)	+ 17,83 (21)	+ 8,54 (19)	18,87 (19)
	ocieplenie	+ 0,45	+ 0,34	+ 0,70	— 0,12	+ 0,36	zmniejszenie — 0,33
	oziębienie						
Warszawa	1851—1900	+ 7,83	— 2,81	+ 7,37	+ 18,17	+ 7,64	20,97
	1931—1952	+ 8,45 (21)	— 2,38 (21)	+ 7,95 (21)	+ 18,33 (21)	+ 8,09 (21)	20,71 (21)
	ocieplenie	+ 0,62	+ 0,42	+ 0,58	+ 0,16	+ 0,45	zmniejszenie — 0,26
	oziębienie						
Kraków	1851—1900	+ 8,37	— 2,50	+ 7,73	+ 17,80	+ 7,85	20,30
	1931—1952	+ 9,03 (13)	+ 1,41 (12)	+ 9,09 (13)	+ 18,54 (14)	+ 8,79 (12)	19,99 (12)
	ocieplenie	+ 0,66	+ 1,09	+ 1,36	+ 0,74	+ 0,94	zmniejszenie — 0,31
	oziębienie						
Tarnów	1851—1900	+ 9,10	— 1,80	+ 8,43	+ 18,50	+ 8,56	20,30
	1931—1952	+ 9,35 (20)	— 1,51 (19)	+ 8,48 (20)	+ 18,00 (19)	+ 8,58 (18)	19,62 (18)
	ocieplenie	+ 0,25	+ 0,29	+ 0,05	— 0,50	+ 0,02	zmniejszenie — 0,68
	oziębienie						
Cieszyn	1851—1900	+ 8,70	— 2,10	+ 7,60	+ 17,50	+ 7,93	19,60
	1931—1952	+ 9,28 (18)	— 0,78 (18)	+ 8,13 (19)	+ 17,50 (19)	+ 8,55 (17)	18,37 (17)
	ocieplenie	+ 0,58	+ 1,32	+ 0,53	0,00	+ 0,62	zmniejszenie — 1,23
	oziębienie						
Zakopane	1851—1900	+ 5,17	— 4,87	+ 3,93	+ 14,33	+ 4,64	19,20
	1931—1952	+ 5,67 (22)	— 4,44 (22)	+ 4,76 (22)	+ 13,98 (21)	+ 4,99 (21)	18,39 (21)
	ocieplenie	+ 0,50	+ 0,43	+ 0,83	— 0,35	+ 0,35	zmniejszenie — 0,81
	oziębienie						

T a b l i c a III

Pora roku	Ilość okresów posiadających w porównaniu do średniej temperatury lat 1851 — 1900 temperaturę:			Razem zbadanych okresów	Procent okresów o temperaturze większej od średniej za okres 1851 — 1900
	wyższą	równą	niższą		
jesień	81	2	31	114	71%
zima	81	—	30	111	73%
wiosna	65	1	49	115	57%
lato	48	3	64	115	42%

Zmiany, jakie zaszły w opadach Poznania i Warszawy, leżących w strefie niskich opadów, narażonej jakoby na „stepowanie“, mają zgoła inny kierunek, niż zmiany w opadach stacji podgórskich Cieszyna, Krakowa i Tarnowa, leżących w strefie wysokich opadów. W Poznaniu i w Warszawie średni roczny opad w trzech wymienionych okresach waha się bardzo mało, w obie strony, natomiast opady w okresie wegetacyjnym, niezależnie od zmian w opadach rocznych, mają stałą tendencję do wzrostu, zaś opady pozawegetacyjne maleją. Jak wiadomo, w klimacie stepowym, opady wegetacyjne są bardzo małe, w przeciwstawieniu do opadów pozawegetacyjnych (zimowych), zmiany zatem jakie zaszły w opadach w Poznaniu i w Warszawie, aczkolwiek niewielkie, wskazują jednak kierunek wprost odwrotny niż „stepowanie“. Natomiast w Krakowie, w Cieszynie i w Tarnowie uwidacznia się dość duży spadek opadów rocznych i stały spadek opadów wegetacyjnych, podczas gdy opady pozawegetacyjne mają tendencję wzrostową, pomimo spadku opadów rocznych. A więc tutaj właśnie zmiany idą w kierunku układu opadów charakterystycznego dla stepu. Jednak zmiany jakie zaszły w opadach Cieszyna, Krakowa i Tarnowa można uznać za dodatnie dla rolnictwa (o ile

T a b l i c a IV

Stacja	Okres	Średni opad roczny mm	Średni opad wegetacyjny od IV do IX mm	Średni opad pozawegetacyjny od X do III mm
Poznań	1891—1910	502	314	188
	1891—1930	522	322	200
	1931—1952	511(18)	323(20)	184(18)
Warszawa	1891—1910	540	342	198
	1891—1930	530	313	187
	1931—1952	558(20)	356(20)	202(20)
Kraków	1891—1910	732	512	220
	1891—1930	721	492	229
	1931—1952	634(12)	417(14)	227(12)
Tarnów	1891—1910	730	500	230
	1891—1930	739	494	245
	1931—1952	718(18)	463(19)	245(18)
Cieszyn	1891—1910	1019	699	320
	1891—1930	—	—	—
	1931—1952	915(17)	596(18)	336(17)
Zakopane	1891—1910	1101	774	327
	1891—1930	—	—	—
	1931—1952	1162(21)	785(21)	370(22)

zmiany te okazały się rzeczywiście trwałymi, a nie czasowo-okresowymi). Województwa krakowskie i rzeszowskie oraz Śląsk Cieszyński posiadają ziemie dużo lepsze, zwieźlejsze

niż województwo poznańskie, lecz zbiory z 1 ha mają o 50% mniejsze w zbożu i o 35% mniejsze w okopowych niż Wielkopolska. Jednymi z przyczyn powyższego stanu rzeczy są:

- 1) zbyt duży opad, szczególnie okresu wegetacyjnego w województwach południowych dla tamtejszych zwięzłych gleb.
- 2) bardzo mały procent gruntów zdrenowanych w województwach południowych, w przeciwieństwie do Wielkopolski, gdzie większość gruntów wymagających tego zabiegu jest zdrenowana. Ziemię zwięzłą, gliny, o ile są niedrenowane, są bez porównania więcej wrażliwe na nadmiar wilgoci niż na jej brak, w przeciwstawieniu do ziem lekkich i średnio-zwzięzłych. Ze względu zatem na większą ilość gruntów zwięzłych w województwach południowych, w olbrzymiej większości niezdrrenowanych, dla których tamtejsze opady są zbyt wysokie, zaobserwowane na stacjach w Tarnowie, Krakowie i Cieszynie zmniejszenie się opadów szczególnie w okresie wegetacyjnym uznać należy dla tamtejszego rolnictwa za zjawisko dodatnie. Wreszcie zmiany na stacji górskiej w Zakopanem: zwiększył się tutaj zarówno średni opad roczny, jak i opad wegetacyjny, oraz opad pozawegetacyjny. Ten ostatni zwiększył się w stopniu większym, niż opad wegetacyjny.

Parowanie. W związku z omówionym wzrostem temperatury nastąpić musiała zwyżka parowania. Sprawę tę omawia w piśmie „Wasserwirtschaft“ nr 5/53 dr Reichel. Na zasadzie obserwacji 10 stacji dr Reichel stwierdza zwiększenie średniej rocznej temperatury lat powojennych w porównaniu ze średnią z wielolecia 1891 — 1930 od 0,7° C do 1,1° C, przy czym wzrost o 1° C powoduje tam wzrost parowania o 25 — 30 mm. Dr Reichel po przeanalizowaniu wszystkich przyczyn, którym opinia przypisuje zmniejszenie zasobów wodnych, stwierdza, że wszystkie te przyczyny są mało ważne w porównaniu ze wzrostem parowania.

Ażeby sobie zdać sprawę jakiego rzędu wielkością jest 30 mm, trzeba sobie uprzytomnić, że całoroczny spływ w dorzeczu Bugu wynosi ok. 120 mm.

Dla obliczenia wzrostu parowania w Polsce posługiwano się w niniejszej pracy metodą radzieckiego uczonego Kuzina. (Recepta dr Reichela, że wzrost temperatury rocznej o 1° C powoduje wzrost parowania o 30 mm, nie jest dokładna, gdyż wzrost temperatury o 1° w styczniu spowoduje kilkakrotnie mniejszy wzrost parowania, niż w miesiącu lipcu). Obliczenie metodą Kuzina daje możliwość ustalenia wzrostu parowania według miesięcy. Aczkolwiek

Tablica V

Stacja		m i e s i a c e												Rok
		I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	
Poznań	Okres 1851—1900													
	temperatura w °C	—1,9	—1,0	2,0	7,7	12,9	17,2	18,8	17,9	14,0	8,6	2,7	0,8	8,2
	parowanie w mm	13,25	15,50	25,00	41,95	66,90	79,10	75,00	69,50	45,00	25,50	12,70	7,70	475,10
	Okres 1947—1952													
	temperatura parowanie	—1,4	—1,0	1,7	9,8	14,4	17,1	18,3	18,2	14,8	7,8	4,5	+1,1	8,8
Różnica w parowaniu:		14,50	15,50	22,40	50,50	75,10	78,05	71,50	71,00	49,00	23,00	16,00	10,20	496,55
496,55 — 475,10 = 21,45														
Warszawa	Okres 1851—1900													
	temperatura w °C	—3,6	—2,5	1,1	7,6	13,4	17,7	18,9	17,9	13,7	8,0	1,8	—2,3	7,6
	parowanie w mm	10,80	12,50	21,20	41,60	69,50	84,35	76,00	69,50	43,50	23,50	11,60	6,70	470,75
	Okres 1946—1952													
	temperatura parowanie	—2,6	—2,2	0,8	9,9	14,9	17,4	19,2	18,4	14,6	7,1	3,5	—0,1	8,4
Różnica w parowaniu:		12,40	12,80	20,40	50,65	78,35	81,20	78,00	72,00	48,00	21,50	14,00	8,40	497,70
497,70 — 470,75 = 26,95 mm														
Kraków	Okres 1851—1900													
	temperatura w °C	—5,3	—2,0	2,0	7,9	13,3	17,0	18,7	17,7	13,9	8,8	2,4	—2,2	7,8
	parowanie w mm	11,40	12,00	23,00	42,65	69,00	77,00	74,00	68,00	44,50	26,50	12,40	6,80	468,25
	Okres 1945—1952													
	temperatura parowanie	—2,4	—0,6	2,5	10,2	15,0	17,6	19,5	19,0	15,0	7,7	4,4	0,0	9,0
Różnica w parowaniu:		12,60	16,50	24,50	51,00	79,00	83,30	81,00	77,00	50,00	22,50	15,75	8,50	522,65
522,65 — 468,25 = 54,40 mm														
Cieszyn	Okres 1851—1900													
	temperatura w °C	2,9	—1,7	2,2	7,7	12,9	16,5	18,4	17,6	14,0	9,3	2,8	—1,7	7,9
	parowanie w mm	12,10	13,75	23,60	41,95	66,90	73,50	72,00	67,00	45,00	27,50	12,80	7,15	463,25
	Okres 1947—1952													
	temperatura parowanie	—1,5	—1,1	2,1	10,0	14,0	16,5	18,2	17,8	14,7	7,8	5,1	+0,7	8,7
Różnica w parowaniu:		14,25	15,25	25,50	51,00	72,50	75,50	71,00	69,00	48,50	25,00	16,50	9,60	487,40
487,40 — 463,25 = 24,15 mm														
Tarnów	Okres 1851—1900													
	temperatura w °C	—2,8	—1,2	2,8	8,5	14,0	17,8	19,2	18,5	—14,7	9,7	2,9	—1,4	8,6
	parowanie w mm	12,20	15,00	25,40	43,25	72,50	85,40	78,00	72,00	—48,50	28,50	12,90	7,30	502,95
	Okres 1946—1952													
	temperatura parowanie	—1,8	—1,2	2,0	10,4	14,3	16,9	18,8	18,5	—14,9	7,4	4,8	+0,1	8,8
Różnica w parowaniu:		13,50	15,00	23,00	53,00	74,45	76,30	75,00	72,00	—49,50	22,00	16,50	8,70	498,95
498,95 — 502,95 = —4,00 mm														
Zakopane	Okres 1851—1900													
	temperatura w °C	—5,6	—4,8	—1,4	4,3	8,9	13,2	15,3	14,5	—10,4	5,9	—0,8	—4,2	4,6
	parowanie w mm	7,40	8,40	14,50	29,35	47,05	52,20	51,50	47,50	—30,50	18,50	7,70	4,80	319,40
	Okres 1947—1952													
	temperatura parowanie	—4,4	—3,8	—1,5	6,3	10,5	12,7	14,5	14,5	—	—	—	—	—
Różnica w parowaniu:		9,20	10,40	14,25	36,25	52,50	49,50	47,50	46,50	—	—	—	—	—
330,95 — 319,40 = 11,55 mm														

roczne parowanie w Poznaniu i w Warszawie obliczone metodą Kuzina, wydaje się trochę za duże, lecz tą metodą wyznaczono różnicę w parowaniu, spowodowane wzrostem temperatury, będą prawdziwe i jednakowe.

Wyniki tych obliczeń podane są w tablicy V, z której wynika, że zwyżki parowania na skutek wzrostu temperatury nie są proporcjonalne do wzrostu średnich rocznych temperatur. Tak np. w Tarnowie, pomimo wzrostu średniej rocznej temperatury o 0,2° C, nastąpiła nawet nie zwyżka, ale niewielka (4 mm) zniżka parowania. W Poznaniu przy zwyżce średniej rocznej temperatury o 0,6° C zwyżka parowania jest 21 mm, podczas gdy w Krakowie przy zwyżce temperatury o 1,2° C, czyli dwa razy większej niż w Poznaniu, zwyżka parowania wynosi 54 mm, czyli nie dwa razy, lecz dwa i pół razy większa.

Dziwnymi wydają się przy porównaniu otrzymane wyniki dla Krakowa i dla, leżącego w odległości 75 km (w prostej linii) na wschód, Tarnowa. Dla sprawdzenia możliwości tak dalece posuniętych zmian w Krakowie, przeprowadzono obliczenie zmian temperatur i parowania dla Przemyśla, stacji jeszcze bardziej niż Tarnów wysuniętej na wschód. Obliczenie to wykonane dla okresu porównawczego 1881 — 1930 (danych co do okresu 1851 — 1900 dla Przemyśla nie posiadamy), wykazały jednak taki sam silny wzrost parowania, jaki wynikał dla Krakowa w porównaniu z tym okresem.

Obraz nie byłby zupełny, gdyby zmian, jakie nastąpiły w latach powojennych w parowaniu, nie uzupełnić zmianami jakie nastąpiły w tym okresie w opadach. Powyższe ilustruje tablica VI. Co do opadów, nie posiadamy da-

nia Wielkopolski i województwa warszawskiego. Natomiast na podgórzu, w strefie dużych opadów, tj. w Krakowie, w Cieszyńsku i w Tarnowie powstały w latach powojennych duże niedosyły wilgotności, po sto kilkadziesiąt mm rocznie, na które składają się zwiększenie parowania i zmniejszenie opadów.

Zmian w zasobach wodnych poszukiwać należy przede wszystkim w zmianach opadów i temperatur. Wszystkie inne czynniki, aczkolwiek nie są bez znaczenia, mają jednak tutaj znaczenie daleko mniejsze niż opady i temperatury.

F a u n a. Jako dowód omawianego na zjeździe stepowienia, podawano: „stwierdza się ubytek gatunków ptaków błotnych, a coraz liczniej pojawiają się: skowronek polny przybyły z niziny węgierskiej, trzeseń, no i typowy ptak stepowy — kuropatwa. Innym znów gatunkiem typowym dla biocenozy stepowej jest drop, który szczególnie w Wielkopolsce ma najwięcej skupień, a częściowo także i na Kujawach”. W tekście wydrukowanym w „Gospodarkę Wodnej” kuropatwa została pominięta, pozostał jednak węgierski skowronek i liczne skupiska dropi, „ptaków typowych dla biocenozy stepowej” w Wielkopolsce i na Kujawach. Pozostawiając na razie na uboczu węgierskie pochodzenie naszego skowronka, zatrzymamy się na dropiu. Podczas dyskusji na Zjeździe autor niniejszego artykułu mówił, że dropia na Kujawach nie ma już od bardzo dawna, to zaś nieliczne okazy jakie ocalały w Wielkopolsce (kuka sztuk) to są smutne pozostałości licznych stad dropi, rozsielonych ongiś po całej Polsce, aczkolwiek dawna Polska była raczej leśną puszcza niż stepem. Stąd też, nieliczna zresztą bardzo, obecność dropia w teraźniejszej Polsce nie może być wysuwana jako dowód stepowienia. (Najwięcej artykułów i wzmianek o dropiu znaleźć można w piśmie „Łowiec Polski”. Jest to zrozumiałe, gdyż „Łowiec Polski” był i jest organem Polskiego Związku Łowieckiego, organizacji powołanej i kompetentnej do wykonywania ochrony dropia w Polsce. Wymieniamy odnośnie numery „Łowcu Polskiego”: 1/36, 22/36, 29/38, 30/38, 7/39).

Rodzina dropi (Otididae) najbliższą jest spokrewnioną z rodziną żorawi (Gruidae) i należy do rzędu Gruiformes. Domaniewski wyodrębnił dropie w osobny rząd Otidiformes. Dawniej dropie były rozsielone znacznie szerzej niż obecnie: ongiś były jako ptaki lęgowe przez cały rok na wyspach brytyjskich, przylatywały na lato do południowej Skandynawii. Przed ostatnią wojną jako ptaki lęgowe były na równinach północnych i środkowych Niemiec (Saksonia, Brandenburgia), w Danii, w równinnych dorzeczu Dunaju (Węgry wschodnie), na Półwyspie Bałkańskim (Rumunia), we Włoszech i w Hiszpanii. Kubicki w „Łowcu Polskim” z 1900 r. podaje, że dropie występowały wówczas na Kujawach, w Łowickim, w Kaliskim i na Podlasiu. W 1908 r. Biesiekierski zaznacza, że na Kujawach dropie trafiają się jeszcze w okolicach Radziejowa, oraz że są w Hrubieszowskim. Przed 1939 r. dropie (kilka sztuk) były w Poznańskim (między Poznaniem i Leszmem), oraz w okolicach Brzeźcia (J. Domaniewski).

Jak wynika z obecności dropia w Niemczech, ptak ten w zupełności przystosował się do zmienionych warunków. Jak podaje Haacke, dropie najchętniej przebywają na wielkich polach buraczanych, ziemniaczanych, uprawach rzepaku, kapusty i brukwi, w konicyźnie itp. W Rosji, w miarę posuwania się na północ, drop stał się stu procentowym mieszkańcem pól uprawnych, a ulubionym jego żerowiskiem są pola rzepaku.

Jak informuje Polski Związek Łowiecki, w chwili obecnej w Polsce są 3 siedliska dropi, po kilka sztuk każde: 1) w Wielkopolsce pod Leszmem, 2) w województwie śląskim w pow. Pyrzyce, 3) na Podlasiu pod Międzyrzeczem. Wszystkie na polach PGR.

W faunie polskiej zaszły liczne zmiany, w większości przypadków nie przemawiają one jednak za stepowieniem. Zginął chomik, który właśnie w warunkach stepowienia powinien się czuć dobrze, z dropia zostały same resztki, pojawiły się, względnie rozmnożyły tak wybitnie leśne zwierzęta jak dzik i wilk, którego w Polsce już od stu lat nie było, zjawił się pizmowiec, którego siedliskiem jest woda. Wyginięcie żółwia błotnego, który dawniej był u nas mieszkańcem błot i bagien (a nie wód), jak również zmniejszenie się ilości gadów i płazów, jest spowodowane melioracją bagien, co nie jest jednak równoznaczne ze stepowieniem.

Tablica VI

Stacja	Okres	Parowania		Zmiana	Opady		Zmiana	Razem zmian. Rubryki 3 + 6
		w mm			w mm			
		1	2	3	4	5	6	7
Poznań	1851 — 1900	475,10						
	1947 — 1952		496,55	-21,45				
	1891 — 1910				502			
	1947 — 1952					518 + 16		5 mm
Warszawa	1851 — 1900	470,75						
	1946 — 1952		497,70	-26,95				
	1891 — 1910				540			
	1946 — 1952					566 + 26		1 mm
Kraków	1851 — 1900	468,25						
	1945 — 1952		522,65	-54,40				
	1891 — 1910				732			
	1946 — 1952					650 - 82		136 mm
Cieszyń	1851 — 1900	463,25						
	1947 — 1952		487,40	-24,15				
	1891 — 1910				1019			
	1946 — 1952					934 - 85		109 mm
Tarnów	1851 — 1900	502,95						
	1946 — 1952		498,95	+ 4,00				
	1891 — 1910				730			
	1946 — 1952					600 - 130		126 mm
Zakopane	1851 — 1900	319,40						
	1947 — 1952		330,95	-11,55				
	1891 — 1910				1101			
	1946 — 1952					1127 + 26		+ 14 mm

nych z okresu 1851 — 1900, który jest tu okresem porównawczym dla parowania. Z konieczności zastosować trzeba dla opadów okres porównawczy 1891 — 1910. Na skutek powyższego, zsumowane (w tablicy VI) zmiany w parowaniu i opadach są tylko orientacyjne, dają jednak przypuszczalne rezultaty dostatecznie dokładne, gdyż opady w okresach wieloletnich zmieniały się mało.

Jak wynika z tablicy VI, zwiększone parowanie w latach powojennych nie mogło wywołać żadnych lub prawie żadnych zmian w zasobach wodnych w Poznaniu, w Warszawie, w Zakopanem, a to dzięki zwiększonym opadom. Jest to jeszcze jeden dowód więcej przeciwko teorii stepowie-

PROF. DR STANISŁAW TOŁPA

Stan bazy paszowej na obszarze zlewni rzeki Łęby

(dokończenie)

IV. Problem torfów zlewni rzeki Łęby

Proces zatorfień. Korzystne warunki opadowe oraz obecność obszernych terenów depresyjnych o wysokim poziomie wody gruntowej stały się motorem rozległych procesów torfotwórczych w zlewni rzeki Łęby. Na ogólną powierzchnię zlewni, wynoszącą około 1800 km², występuje tutaj około 280 km² terenów pokrytych utworami torfowymi. Najlepsze warunki do rowoju torfowisk, jak to już poprzednio podkreślono, istniały w samej dolinie Łęby, zwłaszcza w jej środkowym i dolnym odcinku. Tutaj też rozwinęły się najgłębsze i najobszerniejsze złoża torfowe. Górny natomiast odcinek Łęby na wschód od Lęborka, ze względu na mniejszy przekrój poprzeczny rynny dolinnej, bardziej wyrównany przebieg koryta rzeki oraz większy jej spadek, nie miał na ogół warunków do tworzenia się torfowisk. Podczas okresowych spiętrzeń wód w rzece, wody zalewające tę część doliny spływały z niej szybko, pozostawiając na powierzchni cięższe namuły zdarte z brzeżnych wysoczyzn morenowych. W ten sposób w górnym odcinku doliny Łęby rozwinęły się twory madowe, a tylko miejscami w obszerniejszych wklęsłościach dna doliny występują nieznaczne zatorfienia.

Niewielkie partie torfowisk, znajdujące się poza obrębem doliny na wysoczyźnie zlewni, tworzyły się już to w wąskich pasach dolin dopływów Łęby lub na powierzchni zamulanych i zarastających lodowcowych jezior rynnowych. Większy natomiast kompleks torfowy, rozciągający się koło Jez. Sarbskiego, zawdzięcza swoje powstanie rozległej depresji przyjeziornej.

Badania stratygraficzne pokładów torfowych w dolinie Łęby wykazały, że nawarstwienia torfowe leżą w wielu miejscach na osadach gitii jeziornej, przy czym grubość warst gitii wynosi w niektórych profilach ponad 10 m. Częściej spotyka się w spodzie płytsze nawarstwienia gitii, wynoszące od 1 do 5 m. Z tego wynika, że w historii rozwoju doliny Łęby brały również udział jeziora, dziś już nie istniejące. Jedne z nich głębokie, o grubych pokładach gitii, stanowiły pozostałość wód polodowcowych. Inne, liczniejsze i płytsze, powstawały w okresie późniejszym, biorąc początek z wytworzonych zakoli i pętli rz. Łęby.

Z badań stratygraficznych wynika, że we wczesnym okresie aluwialnym nie było w dolinie Łęby warunków do powstania torfowisk. Przypuszczalnie dolina wypełniona była wówczas wielką ilością wód o silnym spadku, które osadzały na jej powierzchni grubszy materiał spławialny. W istniejących wtedy na dnie doliny jeziorach odbywał się proces sedymentacji gitii. Z chwilą wydatnego zmniejszenia się ilości wód przepływowych w dolinie i osłabienia ich spadku zaczęła się rozprzyskać roślinność błotna, dostarczając materiału do tworzenia się torfów.

W dolinie Łęby czynne były dwa główne ośrodki torfotwórcze: jeden związany z ruchami wód rz. Łęby i drugi pozostający w związku z działalnością wód jez. Łebsko. Jezioro to znajduje się w stanie regresji. Procesy prowadzące do zmniejszenia się jego powierzchni można dość dokładnie prześledzić na jego brzegach południowych i południowo-wschodnich. Pod wpływem stałych, okresowych wiatrów zachodnich i północno-zachodnich odbywa się tutaj systematyczne osadzanie materiałów piaszczystych, wskutek czego brzeżne jego partie ulegają stałemu spłycaaniu. Spływający pas przybrzeżny porasta zwykle trzcina, która w dalszym etapie rozwojowym przechodzi w torfowisko nizinne. Torfowiska okalające wschodnie i południowe brzegi jez. Łebsko powstały na tej drodze i kosztem zmniejszającej się powierzchni jeziora. W dzisiejszych warunkach, kiedy proces narastania torfu w dolinie rzeki wskutek zabiegów melioracyjnych dawno już został zahamowany, partie torfowisk wieńczące jez. Łebsko wykazują w dalszym ciągu żywy proces torfotwórczy.

Wyróżnione typy torfowisk. W zlewni rzeki Łęby spotykamy się z trzema typami torfowisk: z torfowiskami nizinnymi, przejściowymi i wysokimi. Największy obszar zajmują tutaj torfowiska nizinne, następnie wysokie, mało natomiast jest torfowisk przejściowych. Na ogólną powierzchnię wszystkich torfowisk w zlewni wynoszącą około 280 km², na torfowiska nizinne przypada powierzchnia 236,9 km². Torfowiska wysokie zajmują obszar 41,7 km², przejściowe zaś około 1,5 km². Większość torfowisk skupiona jest w rozległej dolinie Łęby. Torfowiska niskie występują tutaj na przestrzeni 162,4 km², wysokie pokrywają powierzchnię 26,8 km², przejściowe — 1,2 km². Z tego wynika, że na wysoczyznach zlewni mamy ogółem tylko 89,5 km² torfowisk, podczas gdy w dolinie Łęby koncentruje się obszar torfowy o powierzchni 190,4 km².

Większość torfowisk nizinnych występuje w jednolitej masie w dolinie rz. Łęby. Przedstawiają one dzisiaj typ utworów martwych na skutek przeprowadzonych zabiegów melioracyjnych i gospodarczych. Ustąpiła z nich pierwotna roślinność o charakterze turzycowo-mszystym. Zmieniła się struktura torfów, ich stopień rozkładu oraz właściwości chemiczne. Zmiany te odnoszą się do powierzchniowych warstw torfu, do głębokości około 50 cm, podczas gdy pokłady głębiej leżące takich zmian nie wykazują. Pokłady torfu nizinnego zbudowane są w głównej swej masie z turzyc i mchów brunatnych. Nierzadko pojawiają się wkładki ze szczątkami drewna. Dolne warstwy torfu nizinnego, leżące na osadach gitii lub piaszczystym dnie doliny, wykazują często nawarstwienie torfu trzcinowego. Dowodzi to, że zespół trzciny wodnej był tutaj głównym zespołem wyjściowym w procesie zatorfienia, o typie nizinnym.

Wszystkie torfowiska wysokie i przejściowe, mieszczące się zarówno w dolinie Łęby, jak i na wysoczyźnie zlewni podścielone są pokładami torfu nizinnego. Dopiero na nawarstwiach torfu nizinnego spoczywają warstwy torfu przejściowego i wysokiego. Jeżeli torfowisko rozwijało się w obniżeniu terenu, które nie miało przepływu, a w takich warunkach spotykamy przeważnie torfowiska wysokie, to początkowy jego rozwój kształtował się pod wpływem chemizmu wód gruntowych. Analiza chemiczna wykazała, że tutejsze wody są żyzne, gdyż zawierają dość duży procent składników mineralnych oraz wykazują odczyn obojętny lub słabo alkaliczny. W tych warunkach narastające torfowisko miało charakter torfowiska nizinnego. W miarę jednak wzrostu ponad powierzchnię i pogłębiającej się wskutek tego izolacji od wód gruntowych, jego rozwój odchyłał się stopniowo w kierunku typu przejściowego, a później wysokiego. Torfowisko wysokie założone w niecce bezodpływowej nie korzystało więc w dalszej swej fazie rozwojowej z zasobnych wód gruntowych, lecz uzupełniało braki wodne wyłącznie z jałowych wód opadowych. To zjawisko zadecydowało o jego dalszym typie rozwojowym.

Torfowiska wysokie spotykamy również w dolinie rz. Łęby. Wykazują one podobny obraz stratygraficzny, to znaczy mają w spodzie grube pokłady torfu nizinnego, na nich leżą nawarstwienia torfu przejściowego, grubości 50 — 100 cm i są przykryte z wierzchu warstwami torfu wysokiego, miąższości od 50 do 150 cm. U podstaw powstawania torfowisk wysokich w dolinie kryje się zmiana, jaka zaszła w stosunkach hydrologicznych rynny dolinnej, w trakcie wypełniania jej dna pokładami torfu nizinnego. W czasie wzrostu torfowisk nizinnych w dolinie, były one zasilane wodami zalewowymi Łęby. Ale w miarę narastania torfowisk wzwyż, wody te nie docierały wszędzie. Powstawały partie torfowisk nizinnych wyeliminowane od wpływów żyznych wód rzecznych, a skazane na korzystanie wyłącznie z wód opadowych. Te partie zaczęły przechodzić w rozwoju, początkowo w torfowiska przejściowe, a później w wysokie. Tego rodzaju zjawiska rozegrały się w środkowym odcinku Łęby, gdzie torfowiska wysokie leżą w obwodowych partiach doliny.

Nieco inny układ stosunków zaistniał w dolnym odcinku Łęby, gdzie mamy większy kompleks torfowisk wysokich,

położonych w środku odnogi dolinnej. I tutaj, o powstającym typie torfowiska zadecydowały warunki hydrologiczne. Jak długo odnoga doliny posiadała przepływ, rozwijało się tutaj torfowisko o typie nizinnym. Z chwilą wycofania się i zamarcia tego przepływu torfowisko nizinne zaczęło przeobrażać się w utwór przejściowy, a później wysoki. Wyniki badań stratygraficznych wskazują na to, że proces tworzenia się torfowisk wysokich i przejściowych zaczął się na tym odcinku doliny w niezbyt dawnej przeszłości. Ponadto prace melioracyjne prowadzone pod kątem obniżenia poziomu wody gruntowej przyczyniły się w wydatnym stopniu do powiększenia arealu torfowisk wysokich, kosztem przejściowych. Pod koniec ubiegłego stulecia obszar torfowisk przejściowych w dolinie Łeby wynosił około 20 km², obecnie mamy ich zaledwie 1,2 km².

Zakładanie się torfowisk wysokich w dolinach rzecznych jest zjawiskiem rzadkim i nie spotykamy w innych częściach Polski. Do przejścia bowiem w rozwój torfowiska nizinnego w wysokie, potrzebne jest nie tylko wyeliminowanie się z zasięgu wód przepływowych, lecz istnieć musi korzystny bilans wód opadowych, który by umożliwił prowadzenie przez torfowisko gospodarki ombrofilnej. Takie właśnie warunki istnieją w strefie klimatycznej badanego obszaru.

Miażdżość i odczyn badanych utworów torfowych. Na podstawie przeprowadzonych wierceń stwierdzono, że największe złoża torfowe mieszczą się w środkowym i dolnym odcinku doliny. Przeciętną głębokość torfu na tym obszarze można określić na 400 cm. Dość znaczne połacie torfowisk, przebiegające środkiem doliny, wykazują 500 cm głębokości. Miejscami miażdżość pokładów wynosi 700 cm. Torfowiska położone na płaskowyżu doliny są znacznie płytsze i ich grubość nie przekracza zwykle 300 cm. Górny odcinek doliny, na wschód od Łęborka nie zawiera praktycznie większych zatorfowień.

Przeciętny stan kwasowości dla tutejszych torfowisk nizinnych można określić na 6,0 pH. Przeciętna zaś wartość odczynu torfowisk wysokich wynosi 4,0 pH. Odczyn utworów madowych waha się w granicach 6,5 pH. Rozpatrując sprawę odczynu tutejszych utworów glebowych, należy mieć na uwadze, że znaczne obszary znajdowały się od dziesiętków lat w zasięgu różnorodnych zabiegów gospodarczych, a zwłaszcza podlegały intensywnemu nawożeniu. Niektóre obszary torfowisk wysokich były silnie wapnowane, co przyczyniło się do przesunięcia ich odczynu z kwaśnego na obojętny. Ogólnie można powiedzieć, że obecny stan odczynu utworów torfowych i madowych w zlewni, wyłączając torfowiska wysokie, przedstawia się korzystnie dla celów gospodarki użytkowej.

Stopień rozkładu torfów. Ogromna większość występujących tutaj torfów odznacza się wysokim stopniem rozkładu masy torfowej. Odnosi się to do powierzchniowej warstwy, do głębokości około 50 cm. Silny rozkład wykazują przede wszystkim torfy nizinne, których stan określony jest na H₈ według 10-stopniowej skali. Spotyka się również pewne partie torfów o wyższym rozkładzie, tj. do H₉. Rozkład torfów wysokich utrzymuje się na poziomie niższym i wynosił przeciętnie H₆. Torfy nizinne słabo rozłożone, o strukturze gąbczastej, występują tylko wąskim pasem wzdłuż południowych i południowo-wschodnich brzegów jez. Łebsko. Na tak wysoki stopień rozkładu tutejszych torfowisk złożyły się głównie czynniki natury gospodarczej. Torfowiska tutejsze były od dawna zmeliorowane i zagospodarowane. Wydatne obniżenie poziomu wodnego wskutek melioracji wydziwnięło powierzchni torfowisk i wystawiło ją na działanie czynników atmosferycznych, które uruchomiły procesy rozkładowe masy torfowej. Ponadto do tak znacznego rozkładu powierzchniowych warstw torfowisk przyczyniło się stosowanie dawnej Rimpawskiej metody uprawy torfów. Metoda ta polegała na pokryciu około 15 cm warstwą piasku powierzchni zmeliorowanych torfowisk, w którą wsiewano uprawne rośliny. Jakkolwiek ten sposób uprawy został już dawno zarzucony, to jednak większość tutejszych torfowisk została dzięki temu silnie spiaszczona. Wskutek późniejszych upraw, piasek został przemieszany

z torfem, dzięki czemu została spotęgowana aeracja, a w konsekwencji wzmożło się tempo procesów rozkładowych.

Mimo silnego rozkładu badanych torfowisk i prawie bezstrukturalnej budowy ich wierzchnich warstw, torfy te, rzecz charakterystyczna, wykazują dość dużą chłonność wodną i posiadają dostateczną wilgotność. Przypuszczam, że ujemnemu następstwu silnego rozkładu tutejszych torfów przeciwdziałają takie czynniki jak znaczna wilgotność powietrza oraz wysoka ilość opadów atmosferycznych na tym terenie. W innych warunkach klimatycznych np. na północy lub wschodzie Polski taki stan strukturalny torfów budziłby poważne zastrzeżenia co do celowości ich użytkowania pod względem rolniczym — tutaj jednak tego rodzaju niebezpieczeństwo w obecnym stanie zdaje się nie istnieć.

Zagadnienie żyzności tutejszych utworów torfowych i madowych. W celu zorientowania się, jakie wartości pokarmowe zawierają tutejsze torfy i mady poddano je analizie chemicznej. Analizę wykonała mgr Szkolnicka-Roszykowska w Zakładzie Chemii Rolnej Wyższej Szkoły Rolniczej we Wrocławiu. Badano oddzielnie warstwę powierzchniową od 0 do 20 cm oraz głębiej położoną, od 20 do 40 cm. Analiza dotyczyła zawartości takich składników jak: wapń, fosfor, potas, azot (ogólny).

Tutejsze torfowiska nizinne zawierają w powierzchniowych warstwach przeciętnie około 20 000 kg wapnia na ha. Mady w porównaniu z torfami posiadają tego składnika mniej, tj. około 15 000 kg na ha. Ilość wapnia na torfowiskach wysokich wynosi przeciętnie około 2000 kg na ha. Zawartość fosforu układa się w torfach nizinnych w granicach 1000 kg na ha. Mady zawierają fosforu na ogół o połowę więcej aniżeli torfy nizinne. Torfowiska wysokie wykazują ten składnik w wysokości około 250 kg na ha. Poza tym w torfowiskach nizinnych stwierdzono różne nasilenie w występowaniu fosforu dla poszczególnych płatów, co stoi prawdopodobnie w związku z nierównomiernym przebiegiem żył wiwianitu. Analiza wykazała natomiast nieznaczną zawartość potasu w torfach. Tego składnika w torfach nizinnych jest około 250 kg na ha, w wysokich około 50 kg na ha. Mady natomiast są bardziej zasobne w potas od torfów.

Przy porównaniu ilości badanych składników w górnej warstwie torfu (od 0 do 20 cm) w zestawieniu z warstwą dolną (od 20 do 40 cm), uderza ciekawe zjawisko. Oto powierzchniowe warstwy torfowisk zawierają prawie o połowę więcej wapnia, fosforu i potasu aniżeli badane poziomy dolne. Zachodzi wyraźna akumulacja wspomnianych składników w warstwach powierzchniowych. Wapń osadzony był z wód zalewowych, które zawierają dość dużo tego składnika. Fosfor i potas stosowany był w dość dużych dawkach w nawozach mineralnych. Część tych składników była zużytkowana przez roślinność, a reszta przechodziła w formę związków nierozpuszczalnych, które nie podlegały wymywaniu. Stwierdzenie zjawiska kumulacji pewnych składników pokarmowych w powierzchniowych warstwach torfu wysuwa potrzebę poddania rewizji dotychczasowych sposobów nawożenia torfowisk.

Ciekawie przedstawiają się stosunki pod względem zawartości azotu ogólnego w badanych utworach. Torfowiska wysokie zawierają go około 2 500 kg na ha, nizinne około 12 000 kg na ha, mady około 15 000 kg na ha. Większe ilości azotu w torfach nizinnych i madach mają swą przyczynę w odmiennej jakości tych utworów oraz w akumulatywnym działaniu wody Łeby, powodującym osadzanie w torfach nizinnych i madach zawiesin organicznych obfitujących w azot.

Przebadano również tutejsze torfowiska na zawartość składników popielnych. Torfy wysokie należą do utworów niskopopielnych, gdyż zawierają przeciętnie około 5% masy popielnej, bogatsze są w popiół torfowiska nizinne o 10% zawartości popiołu. Bardziej popielne są partie torfowisk położone blisko stoków doliny oraz torfowiska nizinne mieszczące się na płaskowyżu zlewni.

Wyniki analizy chemicznej dały możność ogólnego zorientowania się w zasobach pokarmowych badanych utworów. Na tej podstawie można zaliczyć torfowiska nizinne i mady w zlewni rz. Łeby do przeciętnie żyznych utworów glebowych. Zawierają one wielkie rezerwy azotu, dostateczną ilość związków wapniowych oraz pewne zasoby fosforu.

Mają one jednak, jeśli chodzi o torfy nizinne, a tym bardziej wysokie, duży niedostatek potasu.

V. Stosunki florystyczne na badanym obszarze

Obecny stan stosunków florystycznych na badanych terenach nie jest odzwierciedleniem pierwotnych stosunków naturalnych, lecz wynikiem wpływów różnorodnych czynników, wśród których najważniejszą rolę odegrały przeprowadzone zabiegi melioracyjne i gospodarcze. Nie ma tutaj jakichś wyodrębnionych i utrwalonych zespołów roślinnych, gdyż szata roślinna, zwłaszcza na torfowiskach nizinnych, znajduje się w ustawicznej zmianie. Zmiana ta idzie w obecnych warunkach w kierunku degradacji porostu roślinnego pod względem wartości paszowej.

Znaczne partie torfowisk, szczególnie w dolinie Łeby, pokryte są przez zbiorowiska leśne i krzewiaste. Lasy i zarośla, występujące na torfach i madach w dolinie Łeby zajmują powierzchnię około 41,7 km², reszta zaś obszaru tj. 197,2 km² pokryta jest przez roślinność zielną. W skład lasów porastających tutejsze torfowiska wchodzi głównie sosna z domieszką brzozy w mniejszym zaś stopniu olchy. Lasy te wykazują dobry przyrost oraz mają dobry wygląd. Z tego wynika, że zmeliorowane tutejsze torfowiska nizinne przedstawiają korzystne warunki dla rozwoju zespołów leśnych. Powierzchnie torfowisk wysokich porasta luźno sosna karłowata, brzoza omszona i brodawkowata oraz w niektórych miejscach obficie woskownica europejska, charakterystyczny krzew dla wybrzeży Bałtyku.

Pozostałe obszary torfowisk nizinnych i mad zajmuje roślinność zielna, będąca dzisiaj pozostałością po założonych i pielęgnowanych kiedyś łąkach i pastwiskach. W obrazie dzisiejszej szaty roślinnej można wyróżnić kilka charakterystycznych zbiorowisk roślinnych. Do najbardziej rozpoznawalnych należą:

1 — Zbiorowiska kostrzewy czerwonej (*Festuca rubra*) z większą lub mniejszą ilością zachwaszczeń. Porost roślinny stanowią następujące gatunki: Kostrzewa czerwona 4, wiechlina zwyczajna 2, pięciornik gęsi 2, szczaw zwyczajny 2, śmiałek darniowy 2, kłosówka wełnista 1, koniczyna łąkowa 1, dzięgiel leśny 1 itp.

Duże połacie torfowisk nizinnych zajmuje zbiorowisko 2 — trzęślice jednokolankowej (*Molina cerulea*), odznaczające się dużą dynamiką rozwojową i tendencją do szerokiego rozprzestrzenienia się. Charakteryzują je następujące gatunki roślin: trzęślica jednokolankowa 5, siedmiopalecznik błotny 1, gorysz błotny 1, turzycza prosowata 1, trzcinnik lancetowaty +, komonica błotna +, przytulia bąglienna +, wierzba szara i laurowa +, itp.

Wielkie partie torfowisk nizinnych i mad opanowało zbiorowisko 3 — śmiałka darniowego (*Aira caespitosa*), w skład którego wchodzi takie elementy jak: śmiałek darniowy 4, kostrzewa czerwona 2, jaskier rozestany 2, babka lancetowata 2, pięciornik gęsi 2, rzeżucha włochata 1, jaskier ostry 1, wyczyniec kolankowaty +, kupkówka +, mięta austriacka +, krwawnik pospolity +, krwawnik kichawiec + itp.

Dość duże tereny zajmuje zbiorowisko 4 — wiechlina zwyczajnej (*Poa trivialis*) o następującym składzie: wiechlina zwyczajna 4, kostrzewa czerwona 1, owies pastewny 1, kłosówka wełnista 1, pięciornik gęsi 3, babka lancetowata 1, szczaw zwyczajny 1, komonica błotna 1, koniczyna biała 1, brodawnik jesienny 2, dzięgiel leśny +, barszcz zwyczajny + itp.

Wymienione zbiorowiska nie odcinają się zawsze od siebie wyraźnie i bardzo często występują wymieszane ze sobą. Na obszarach od wielu lat nie koszonych przewodnie elementy zbiorowisk zostają zepchnięte na plan drugi przez chwasty, jak ostrożeń warzywny (*Cirsium oleaceum*), dzięgiel leśny (*Angelica silvestris*), osiet kędzierzawy (*Carduus crispus*). Dość często w poroście łąkowym wybija się kłosówka wełnista (*Holcus lanatus*) zwłaszcza na łąkach, założonych na torfowiskach wysokich. Również torfowiska nizinne są terenem coraz większej ekspansji tego gatunku.

Na terenach wypasywanych i wydeptywanych przez bydło pojawia się zbiorowisko 5 — sita rozpięzchłego (*Juncus effusus*). Występuje on na niewielkich skrawkach, zwykle blisko brzegów doliny.

Mniejsze stosunkowo przestrzenie, odznaczające się większą od stanowisk poprzednich wilgotnością zajmuje zbioro-

wisko o przewodzie 6 — turzycy pospolitej (*Carex Goodenoughii*), zawierające takie gatunki jak turzycza pospolita 3, turzycza ciborowata +, turzycza pośrednia +, turzycza siwa +, brzanka pastewna, wyczyniec kolankowaty +, gwiazdmica błotna 1, jaskier plomiennik +, niezapominajka kosmata +, węzówka błotna + itp.

Tereny o znacznej wilgotności oraz podlegające okresowemu zalewom pokrywa zbiorowisko 7 — mozgi trzcinowatej (*Phalaris arundinacea*) o składzie: mozga trzcinowata 4, wyczyniec łąkowy 1, wiechlina błotna 2, manna mielec 1, węzówka błotna 1, jaskier rozestany 1, kosaciec żółty + itp. Większy obszar pokryty moga występuje w pobliżu koryta Łeby koło Gocenowa.

Na podobnych jak poprzednie zbiorowisko stanowiskach pojawia się w niedużych platach zbiorowisko 8 — turzycy zaostrowanej (*Carex gracilis*).

W partiach przybrzeżnych jez. Łebskiego odznaczających się dość wysokim poziomem wody gruntowej i żywym przyrostem masy torfowej, rozsiadli się zespół 9 — turzycy pośredniej (*Carex paradoxa*). W skład zespołu wchodzi następujące gatunki: turzycza pośrednia 3, turzycza obła 2, turzycza dziobkowata 1, turzycza strunowa +, drzeczka średnia +, trzcinnik lancetowaty 1, wiechlina błotna +, trzęślica jednokolankowa +, jaskier wielki +, siedmiopalecznik błotny 1, kruszczyk błotny + itp.

Na ogólną powierzchnię otwartych torfowisk i mad w dolinie Łeby, wynoszącą około 197,2 km² pierwsze 4 z wymienionych zbiorowisk tj. zbiorowisko kostrzewy czerwonej, trzęślice jednokolankowej, śmiałka darniowego i wiechlina zwyczajnej zajmują powierzchnię około 146,2 km². Pozostałe zaś zbiorowiska występują na obszarze o łącznej powierzchni 51 km², z czego na powierzchnię zbiorowiska sita rozpięzchłego przypada około 8 km², turzycy pospolitej około 20 km², mozgi trzcinowatej około 6 km², turzycy zaostrowanej około 5 km², turzycy pośredniej około 12 km².

Podczas analizy pokrywy roślinnej poczyniono obserwacje nad zachowaniem się niektórych składników roślinnych, mających znaczenie przy doborze roślin dla obsiewu tutejszych terenów. Chodzi o wartościowe gatunki paszowe, które mimo kilkuletnich zaniedbań pielęgnacyjnych potrafiły utrzymać się w dostatecznej ilości w obecnych zbiorowiskach. Do takich należy przede wszystkim komonica błotna (*Lotus uliginosus*), której nie brak prawie w żadnym zbiorowisku. Miejscami tworzy ona zwarte kożuchy w poroście łąkowym. Dobrze również utrzymała się kostrzewa czerwona (*Festuca rubra*), ale wskutek braku zabiegów pielęgnacyjnych rozprzestrzeniła się jej forma o wąskich i sztywnych liściach, podczas gdy odmiana korzystniejsza, o liściach szerszych i miększych wyginęła. Nadspodziewanie dobrze zachowała się w wielu miejscach kupkówka (*Dactylis glomerata*). Trwałością odznacza się również wiechlina zwyczajna (*Poa trivialis*). Natomiast gatunki roślin pastewnych jak wyczyniec łąkowy (*Alopecurus pratensis*), wyczyniec kolankowy (*Alopecurus geniculatus*), brzanka pastewna (*Phleum pratense*), konietlica złota (*Trisetum flavescens*), owies pastewny (*Avena elatior*), wiechlina łąkowa (*Poa pratensis*), kostrzewa łąkowa (*Festuca pratensis*), rajgras angielski (*Lolium perenne*) oraz koniczyzny łąkowe (*Trifolium pratense*), którymi obsiane były tutejsze łąki i pastwiska, zachowały się obecnie tylko w szczątkowych ilościach.

Z chwilą przystępowania do racjonalnej gospodarki na tutejszych terenach jest rzeczą nieodzowną wszcząć walkę z chwastami, a zwłaszcza z tymi gatunkami, który wykazują tendencję do ekspansji jak: trzęślica jednokolankowa, śmiałek darniowy, sita, turzycza pospolita, kłosówka wełnista, ostrożeń warzywny, węzówka błotna, dzięgiel leśny, ostry. Rozwój niektórych z nich będzie mógł być ograniczony przez proste zabiegi jak: systematyczne koszenie, nawożenie, oczyszczanie rowów i wylotów drenowych itp.

VI. Stan zagospodarowania badanych terenów do czasu drugiej wojny światowej i ich stan obecny

A. Do czasu drugiej wojny światowej prawie wszystkie niezalesione powierzchnie mad, torfowisk nizinnych, częściowo także torfowisk wysokich były racjonalnie zagospodarowane. W początkowej fazie, oprócz kultur łąkowych i pa-

stwiskowych prowadzono również na torfowiskach uprawy rolne. Uprawiano na torfach ziemniaki, buraki pastewne, brukiew, z kłosowych żyto ozime, jare, owies, dalej rzepak, rzepik, konopie, mieszkanki z żyta jarego i owsa, żyto jare z peluszką itp. Wszystkich wymienionych upraw, z wyjątkiem ziemniaków częściowo żyta i owsa w ostatnich czasach zupełnie zaniedbano. Przyczyną tego było silne zachwaszczenie upraw oraz stały spadek plonów. Dobre zbiory utrzymywały się jedynie przy uprawie ziemniaków, częściowo żyta i owsa. Odpowiednio dobrane odmiany ziemniaków przynosiły przeciętnie 300 q z ha. Ponadto ziemniaki z gleb torfowych poszukiwane były jako doskonałe sadzeniaki na gleby mineralne, ze względu na ich wysoką plenność.

W ostatnich latach eksploatację gospodarczą tych terenów przedstawiono całkowicie na prowadzenie trwałych użytków zielonych, gdyż przekonano się, że uprawy rolne niszczą strukturę torfów, wskutek częstej mechanicznej obróbki są przyczyną spadku plonowania. Prowadzenie użytków zielonych natomiast przeciwdziała tym procesom.

Użytki zielone na torfach zakładano przez wyorywanie wierzchnicy torfowej i obsiew odpowiednimi mieszkankami. Dobrą wydajność łąk i pastwisk osiągnęto przez: odpowiednią regulację poziomu wodnego, nawożenie mineralne i organiczne (kompost, obornik), stosowanie wałowania i innych środków pielęgnacyjnych. Wydajność łąk wynosiła 80—100 q dobrego siana z ha. Dobre pastwisko przynosiło w przeciągu 160 dni pasienia 3600—5000 kg mleka z ha. Jeden hektar pastwiska wystarczał do wyżywienia dwu dojnych krów. Przyrost wagi młodziży wynosił od 3,5 do 5 q z ha.

Na terenach torfowych doliny Łeby czynna była Torfowa Stacja Doświadczalna, założona w 1901 r. w Poraju, mająca w swym posiadaniu około 95 ha torfowiska nizinne. Ponadto prowadziła poletka doświadczalne koło Izbicy na torfowisku wysokim. Prace doświadczalne stacji dawały wytyczne co do kierunku i sposobu zagospodarowania torfowisk w zlewni rz. Łeby.

Użytkowaniem gospodarczym objęto nie tylko powierzchnie torfowisk nizinnych, ale także częściowo i wysokich. Zagospodarowano około 200 ha torfowisk wysokich koło Izbicy, wprowadzając na nie już to uprawy polowe (ziemniaki, owies, żyto) już to zamieniając je na łąki. Pewne partie torfowisk wysokich eksploatowano na opał. Oprócz wykopów ręcznych prowadzono także wykopywanie torfu za pomocą maszyn.

B. Po wojnie mineralne gleby w zlewni zostały całkowicie zagospodarowane. Natomiast stan zagospodarowania użytków zielonych zarówno w dolinie jak i na płaskowyżu zlewni przedstawia się ujemnie. Obszary torfowe w środkowym i dolnym odcinku Łeby posiadają urządzenia melioracyjne w zaniedbaniu. Nie czyści się systematycznie wszystkich rowów odwodniających. Większość wylotów drenowych została zamulona. Znaczna część obszarów łąkowych w dolinie jest od kilku lat wcale nie koszona. Powierzchnia łąk niekoszonych wynosi około 50 km². Butwiejący porost na łąkach niekoszonych hamuje odrastanie roślin szlachetnych, stwarzając doskonałe warunki do rozwoju chwastów. Łąki niekoszone zostają stopniowo opanowywane przez łożę i siewki brzozy. W niedługim czasie otwarte przestrzenie łąkowe mogą się przemienić w obszerne skupiska krzewiaste. Oczyszczenie powierzchni z krzewów nie będzie już rzeczą łatwą.

Od wielu lat prawie zupełnie nie stosuje się na łąkach i pastwiskach nawożenia mineralnego. Nie dziwnego, że w poroście roślinnym utrzymały się głównie gatunki, mające małe wymagania pod względem składników pokarmowych, do których należą w przeważającej ilości chwasty. Nie prowadzi się wałowania powierzchni torfowisk wskutek czego pod wpływem działania mrozów ginie wartościowy porost, a na gołych miejscach powierzchni torfowej osiedlają się chwasty.

Łąki, założone przed wielu laty na torfowiskach wysokich koło Izbicy, dające dobre zbiory siana zostały z braku nawożenia i racjonalnej opieki opanowane przez kłósówkę wełnistą i inne chwasty wskutek czego nie przedstawiają większej wartości paszowej. Dość dobrze natomiast przedstawiają się uprawy polowe ziemniaków i żyta jarego na torfowisku wysokim koło Izbicy i Lisiej Góry. Stosunkowo dobry stan tych roślin jest wynikiem stosowania nawożenia naturalnego. Torfy wysokie koło Izbicy są eksploatowane także przez miejscową ludność na opał.

Istnieje Torfowa Stacja Doświadczalna podlegająca IUNG-owi. Stacja nie prowadzi żadnych prac badawczych z braku potrzebnych urządzeń, które podczas wojny uległy zniszczeniu, z braku dostatecznej ilości fachowego personelu oraz środków finansowych. Pozytywnym rezultatem działalności Stacji — to prowadzenie doświadczeń na poletkach łąkowych i pastwiskowych, wyniki których będą mogły mieć zastosowanie przy podjęciu prac nad uaktywnieniem tego terenu.

VII. Sposoby uruchomienia naturalnej bazy paszowej w zlewni rz. Łeby

Wyniki przeprowadzonej ekspertyzy w zlewni rz. Łeby wykazały, że tereny położone w depresyjnych partiach zlewni posiadają na ogół korzystne warunki przyrodnicze, zarówno klimatyczne jak i glebowe, dla uruchomienia produkcji paszowej. Uaktywnienia obszarów użytków zielonych można tutaj dokonać przy pomocy stosunkowo niewielkich wkładów.

Drogi i sposoby jakie do tego celu prowadzą są następujące:

- Powstanie stałej Komisji, która będzie prowadzić zarząd obszarem depresyjnym zlewni i będzie odpowiedzialna za realizowanie projektów, mających na celu uproduktowanie tego obszaru.
- Opanowanie techniczne reżimu wodnego w zlewni. Przebudowa urządzeń melioracyjnych dla stworzenia technicznych możliwości przeprowadzenia systematycznych zalewów wiosennych i letnich w celu użyczenia i regeneracji utworów glebowych. Znalezienie rozwiązania technicznego dla usunięcia żywiołowych zalewów letnich oraz przeciwdziałania cofce wód z jez. Łebsko.
- Odbudowanie i uruchomienie małych zakładów przemysłowych nad dopływami Łeby dla ograniczenia i zahamowania zjawisk erozji.
- Poprawienie warunków mikroklimatu doliny przez dokonanie nasadzeń zgrupowań drzewnych u jej wylotu, w celu przeciwdziałania wpływom wiatrów zachodnich.
- Ożywienie działalności Torfowej Stacji Doświadczalnej przez dobrane i powiększenie fachowego personelu, postawienie do rozpracowania zagadnień związanych z zagospodarowaniem tego obszaru i przez odpowiednie wyposażenie pracowni.

Kierownictwo Stacji Torfowej powinno stanowić organ fachowo-doradczy dla Komisji kierującej sprawami zagospodarowania terenów depresyjnych w zlewni. W pierwszym etapie prace Stacji powinny iść w kierunku wytypowania obszarów łąkowych, których wydajność może być zwiększona przy pomocy prostych zabiegów uprawowych i pielęgnacyjnych (wałowanie, nawożenie, podsiew itp.). Tereny doświadczalne Stacji powinny być wykorzystane dla reprodukcji nasion roślin łąkowych i pastwiskowych. Do reprodukcji należy użyć materiału zebranego z roślinności miejscowej. Dalszym ważnym zadaniem Stacji to opracowanie sposobów zwalczania chwastów, występujących masowo na tutejszych użytkach zielonych. Stacja powinna zaspokajać pod względem fachowego doradztwa potrzeby wszystkich gospodarstw, eksploatujących tereny dolinowe zlewni.

Kolejność przeprowadzanych prac powinna przebiegać następująco:

- przede wszystkim muszą ulec likwidacji wielkie nieużytki łąkowe od wielu lat niekoszone;
- dokonać przebudowy i renowacji urządzeń wodno-melioracyjnych;
- przystąpić jak najrychlej do ożywienia Torfowej Stacji Doświadczalnej w Poraju pod kątem potrzeb zagospodarowania tych terenów;
- po wykonaniu tych podstawowych prac będzie można dopiero rozpocząć akcję intensyfikacji upraw zielonych w oparciu o sprawne funkcjonowanie urządzeń melioracyjnych, nawożenie, wyprodukowany materiał nasienne itp.

Pelne uruchomienie tutejszej bazy paszowej może zapewnić wyżywienie dla 36 tys. sztuk dorosłego bydła.

Duże przestrzenie torfowisk wysokich jak np. kompleks „Wielkie Bagno“ powinien być wykorzystany dla celów opałowych i przemysłowych.

DZIAŁ III – PROJEKTOWANIE

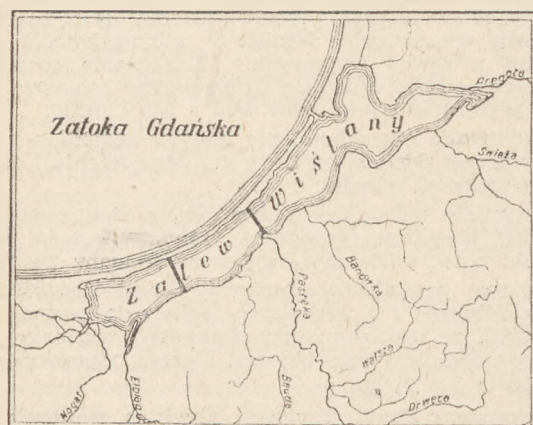
MIECZYŚŁAW MYSŁOWSKI

Przyszłość Zalewu Wiślanego

Stanowisko defensywne wobec problemu Zalewu Wiślanego

Pod koniec 1945 r. sytuacja w delcie Wisły, wywołana zniszczeniem wałów ochronnych przez hitlerowców cofających się pod ciosami Czerwonej Armii, przypominała obraz sprzed wieków, kiedy, praktycznie biorąc, wody nie osuszonego Zalewu sięgały niemal bram Gdańska.

Wiele pokoleń ludzkich współdziałało z siłami przyrody, aby wyrzucić ziemię morzu i osuszyć ją najpierw przy pomocy prymitywnych sposobów, z czasem udoskonalonych przez użycie wiatraków, maszyn parowych i wreszcie silników elektrycznych do pompowania nadmiarów wody. Wszystko to zostało zniszczone, za jednym zamachem przez faszyzowskiego barbarzyńcę, który dzieła swego dokonał w przekonaniu, że znowu pokolenia miną, zanim w rękach nowych gospodarzy oddana morzu żyzna gleba wróci pod uprawę i kulturę rolną.



Rvs. 1.

Jest rzeczą zrozumiałą, że w tych warunkach w pierwszych latach powojennych główny wysiłek rządu, partii, klasy robotniczej i kadr technicznych skierowany był przede wszystkim ku zahamowaniu procesu postępującego zalewania depresyjnych terenów żuławskich, a następnie ku odzruceniu wód poza granicę uprzednio osuszonych terenów.

W warunkach ustrojowych odrodzonej Polski Ludowej, jeszcze nawet przed pełnym zastosowaniem metod socjalistycznej gospodarki planowej — zadanie to zostało przez polskiego robotnika i inżyniera wypełnione, wbrew sączącym się z zachodu przewidywaniom i wróżbom.

Wykonanie tej wielkiej pracy może być uznane za drogowskaz, wytyczający kierunek przyszłego postępowania w odniesieniu do Zalewu.

Odzyskanie granicy dotychczasowego zasięgu łąd w Zalewie Wiślanym, z pewną nadwyżką arealu uprawnego, skłoniło nasze ośrodki naukowe i techniczne, będące pod wrażeniem katastrofalnego charakteru niedawnego zalewu, do poszukiwania sposobów i środków dla zabezpieczenia się na przyszłość przed powtórzeniem tego rodzaju katastrofy.

Ta nieco defensywna postawa wiązała nasze zainteresowanie się Zalewem z tkwiącymi w nim potencjalnie przyczynami powodzi zagrażających sąsiednim depresjom żuławskim, z takim trudem odzyskanym dla gospodarki narodowej. Potwierdzeniem tej postawy była sytuacja wytworzona w lutym 1949 r., kiedy silny sztorm, sięgający 10⁰ skali Beauforta z kierunku NE, spowodował spiętrzenie wód w zachodniej części Zalewu; następnie wody te przerwały koronę wałów buforowych, powodując ponowne zalanie kilkuset hektarów ziemi. Tylko energiczna akcja, podjęta wówczas

przez władze terenowe i służbę wodno-melioracyjną, zapobiegła przeistoczeniu się tej powodzi w klęskę żywiołową.

Przeprowadzona analiza czynników powodujących niebezpieczeństwo doprowadziła do postawienia zasadniczego dylematu, polegającego na wyborze jednego z dwu środków przeciwdziałania. Pierwszy z nich sprowadzał się do zabezpieczenia odzyskanych terenów depresyjnych wewnątrz samego kompleksu, drogą umocnienia i podwyższenia istniejącego systemu obwałowań o długości kilkuset kilometrów. Drugi sposób przewidywał przeciwdziałanie niebezpieczeństwu na przedpolu terenów osuszonych, tj. na samym Zalewie, przez budowę w rejonie Tolkmicko—Krynica Morska wału buforowego o długości ok. 7 km, który ograniczałby możliwość spiętrzenia wody na skutek sztormu — w stopniu umożliwiającym pozostawienie istniejącego systemu obwałowań na dotychczasowej rzędnej.

W dyskusji i próbach uzasadnienia obu alternatyw wziął udział szereg ośrodków technicznych i badawczo-naukowych, jak Politechnika Gdańska, Instytut Bałtycki, Wydział Wodno-Melioracyjny U. W., Dyrekcja Dróg Wodnych itp. W czasopiśmie naukowych i technicznych, ukazały się artykuły i rozprawy inż. Riedla, Kisielewskiego, Czernika, mgra Nierody i wielu innych.

W końcu 1949 r. Urząd Planowania szczebla wojewódzkiego wypowiedział się zasadniczo za drugą koncepcją, składając w PKPG elaborat uzasadniający propozycję budowy wału ochronnego na Zalewie Wiślanym, w powiązaniu z przyszłym, chociaż nie sprecyzowanym, projektem osuszenia nowych terenów.

Na przełomie lat 1950/1951 do sprawy tej powraca Główny Komitet Przeciwpowodziowy przy Prezydium Rady Ministrów, a Wojewódzka Komisja Planowania Gospodarczego mobilizuje pewne środki finansowe na dalsze studia w tym kierunku.

Na tym zamyka się faza poszukiwań teoretycznych koncepcji okiełznanania sił Zalewu Wiślanego stanowiących stałe zagrożenie sąsiadujących od zachodu depresji lądowych, oddanych już pod gospodarke rolną.

Wstępne stadium osuszania i zagospodarowywania Zalewu Wiślanego

Ogólna koncepcja

Zapoczątkowaniem nowej fazy jest jeszcze nie opublikowana i nie poddana rzeczowej ocenie oraz koniecznej krytyce praca wykonana na zlecenie Wojewódzkiej Komisji Planowania Gospodarczego w Gdańsku na przełomie lat 1951/1952, pod zbiorową redakcją inż. Kisielewskiego i Biskupskiego oraz mgr Gajzlerowej, Zubka i Buszkiewiczza.

Praca ta pomyślana jako studium wstępne nad osuszeniem i zagospodarowaniem Zalewu Wiślanego, traktuje o jego przyszluszy pod kątem odwodnienia, osuszenia i zagospodarowania obszaru zalewowego w granicach naszego kraju, z drobną, niemal teoretyczną korektą na jego północno-wschodnim odcinku, dyktowana warunkami technicznymi.

W odróżnieniu od lansowanych dotychczas założeń, główną zasadą realizacji zawartych w tym opracowaniu też jest uzyskanie dla celów gospodarki rolnej obszaru ok. 30 000 ha, ze wskazaniem kierunkowości zamierzonej produkcji rolnej i gospodarki rybnej oraz układu komunikacyjnego. Propozowaną kierunkowość produkcji bazuje się na właściwościach osuszonej gleby, warunkach biologicznych i klimatycznych oraz na obecnym i przyszłym etapie uposażenia produkcji rolnej.

Konsekwencją tego projektu, jak gdyby wtórnym i automatycznym jego efektem, ma być pełna stabilizacja warunków hydrograficznych na sąsiadujących od zachodu, ostatnio odzyskanych i uprawianych terenach. W ten sposób zabezpieczenie Żuław stało się momentem wynikowym, nie zaś naczelnym omawianego problemu.

Ze zrozumiałych względów techniczne opracowanie projektu zapożycza szereg założeń z dawnego projektu niemieckiego inż. Dromitry i Jauera (z r. 1932)¹⁾, wnosząc jednocześnie oryginalne koncepcje, dostosowane do warunków i potrzeb wynikających z naszej rzeczywistości.

W interpretacji studium wstępnego osuszenie części Zalewu położonej w granicach terytorialnych Polski stanowi samodzielną koncepcję techniczną, możliwą do zrealizowania w formie wyodrębnionej, ale równocześnie pomyślane jest jako część szerszego rozwiązania, w przypadku przyjęcia podobnych założeń przez Związek Radziecki. W tym drugim przypadku dorobek autorów mógłby być traktowany jako fragment opracowania problemu osuszenia całości terenów zalewowych, posiadających jednorodne i wspólne cechy.

Rozwiązanie techniczne

Rozwiązanie techniczne przewiduje utworzenie na osuszonym obszarze Zalewu systemu dróg wodnych, kanałów i urządzeń hydrotechnicznych, umożliwiających zachowanie komunikacji wodnej, regulację poziomu lustra wody na uzyskanych terenach uprawnych oraz konieczny odpływ zlewiska wodnego z terenów sąsiadujących od zachodu i południa (o powierzchni 6.857 km²).

W tym celu autorzy przewidują budowę kanału Elbląg — Krynica Morska wraz z przekopem Mierzei Wiślanej w rejonie Krynicy, co stanowiłoby osiowy element układu hydrograficznego całego projektu.

O przyjęciu tej zasady, poza frapującą perspektywą stworzenia połączenia morskiego dla Elbląga, zdecydował argument, że jedynie możliwe inne rozwiązanie, mianowicie skierowanie całego zlewiska kanałem przybrzeżnym na północ — wschód, poza trudnościami technicznymi z zachowaniem głębokości i szerokości kanału powodowałoby podwyższenie lustra wody na obszarach sąsiadujących, zmuszając w konsekwencji do podniesienia rzędnej wałów żuławskich o ok. 0,60 m na długości ok. 280 km, istniejącego systemu obwałowań. Pociągałoby to za sobą konieczność zwiększenia robót ziemnych o ok. 700.000 m³ nie dając równocześnie maksymalnej gwarancji ustabilizowania sytuacji wodnej na tym obszarze.

Projektowany kanał Elbląg — Krynica Morska o długości ok. 26 km rozpoczynałby się przy ujściu rzeki Elbląki i, biegnąc w kierunku obecnej latarni, kończyłby się na Mierzei w Krynicy. Szerokość dna jego profilu poprzecznego w osi przeznaczonej dla komunikacji okrętowej wynosi wg projektu 60 m, a głębokość 6 m. Obustronne boczne pasy kanału o szerokościach 25 m i głębokościach 2,50 m, przeznaczone były dla statków o mniejszym zanurzeniu.

Ten dwudzielny przekrój poprzeczny pomyślany jest również pod kątem akumulacji i przepustu wielkiej wody.

Powstanie takiego kanału stworzyłoby dla Elbląga perspektywę powtórnego odegrania roli, która już raz w dziejach była jego udziałem i która powinna być przedmiotem odrębnego studium.

Na drugim końcu kanału, w rejonie przekopu Mierzei, projektowane jest utworzenie portu rybackiego, jako bazy obsługi łowisk Głębi Gdańskiej oraz terenów taklowego i pławicowego połowu łosia. Poza tym rola tego portu polegałaby na równoważeniu przez odłowy morskie ubytku masy rybnej z racji osuszenia terenów zalewowych. Pod warunkiem doprowadzenia linii kolejowej i usprawnienia komunikacji drogowej port rybacki w Krynicy mógłby odegrać w przyszłości dla Elbląga taką rolę, jaką Świnoujście i Piława spełniają dla Szczecina i Kaliningradu.

Równocześnie port ten spełniałby zadania dużego ośrodka turystyczno-żeglarskiego.

W projektowanym systemie wodno-komunikacyjnym utrzymano koncepcję utworzenia wzdłuż istniejącego zarysu lądu, kanału przystosowanego do żeglugi śródlądowej i równocześnie spełniającego rolę zbiornika dla zlewiska wód Wyżyny Tolkmickiej, odprowadzającego nadmiar wody zarówno do kanału głównego w Krynicy, jak i do wschodniej części Zalewu, poprzez projektowaną śluzę w rejonie Pasłęki. Głębokość tego kanału, przewidziana na 2,5 m, przy szerokości żeglownej ok. 30 m, pozwoliłaby na zachowanie śródlądowego szlaku komunikacyjnego, łączącego

zającego system wodno-komunikacyjny dorzecza Wisły z podobnym systemem ujścia Niemna w rejonie Kłajpedy.

Uzupełnieniem systemu wodnego w projekcie jest kanał lokalny biegnący od ujścia Wisły Królewieckiej w kierunku południowym i skręcający następnie w rejonie Marzęcina ku wschodowi, aż do połączenia się z głównym Kanałem Elbląsko-Krynickim.

W środkowej partii osuszanych terenów przewidziane jest utworzenie głównego kanału odwadniającego, który przechodzi niemal równoległe do istniejącego zarysu Mierzei Wiślanej oraz lądu stałego. Do tego kanału wpadają prostopadle główne rowy odwadniające, dzieląc osuszone tereny na symetryczne figury.

Ten system odwadniający uzupełniony jest w projekcie budową trzech stacji pomp, zdolnych do przepompowywania 24 m³/sek. wody i zapewniających zarówno jednorazowe odwodnienie terenu, jak i stałe utrzymanie lustra wody na osuszonym terenie w poziomie odpowiadającym projektowanemu potrzebom gospodarki rolnej.

Całość projektowanych urządzeń hydrotechnicznych obejmuje budowę dwukomorowej śluzy w rejonie Nowej Pasłęki na kanale żeglugi śródlądowej, umożliwiającej właściwą regulację poziomu wód Zalewu sąsiadujących od wschodu, w stosunku do lustra wody gruntowej na odwodnionych terenach, przy równoczesnym zachowaniu przelotowości żeglownej na kanale. Usytuowanie tej śluzy na zachód od ujścia Pasłęki i pewna przebudowa delty tej rzeki umożliwiają skierowanie jej wód do wschodniej części Zalewu, nie objętej w projekcie procesem osuszenia, bez obciążania pracą stacji pomp.

Projekt techniczny przewiduje powstanie w wyniku tak pomyślnego systemu odwodniającego trzech wielkich polderów, których powierzchnie byłyby uwarunkowane z jednej strony istniejącym układem hypsometrycznym, a z drugiej lokalizacją i kierunkami zamierzonych budowli hydrotechnicznych.

Licząc od zachodu, powierzchnia brutto pierwszego polderu wynosiłaby:

w tym jego depresja do 1,0 m	11 500 ha
1,0 — 2,0 m	1 290 "
2,0 — 2,5 m	3 180 "
ponad 2,5 m	4 170 "
	2 860 "

Powierzchnia brutto drugiego polderu

w tym jego depresja do 1,0 m	11 800 "
1,0 — 2,0 m	1 100 "
2,0 — 2,5 m	900 "
ponad 2,5 m	2 120 "
	2 820 "

Powierzchnia brutto trzeciego polderu

w tym jego depresja do 1,0 m	6 800 "
1,0 — 2,0 m	150 "
2,0 — 2,5 m	920 "
2,5 — 3,0 m	910 "
3,0 — 3,5 m	1 970 "
3,5 — 4,0 m	2 190 "
ponad 4,0 m	460 "
	200 "

Takie zróżnicowanie poziomu powierzchni osuszonych depresyj wywierałoby istotny wpływ na kierunkowość przyszłego użytkowania tych terenów. Jednakże głównym czynnikiem, który mógłby decydować o sposobie użytkowania całego obszaru, jest jakość gleby wyłonięj z dna morskiego. Posiadane w tym względzie materiały i informacje pozwalają na wysnucie optymistycznych wniosków.

Nie ulega wątpliwości słaby stopień zasolenia wód zalewowych, który pozwoliłby uniknąć tych kłopotów, z jakimi musieliby borykać się Holendrzy po osuszeniu Zuidersee.

Sprawdzenie dokonanych już badań charakterystyki przyszłych powierzchniowych warstw gleb uprawnych na Zalewie byłoby proste i nie nastroczałoby większych trudności. Już obecnie można stwierdzić, że górne warstwy dna zachodniej części Zalewu stanowią pokłady madowo-ileaste z dużą domieszką osadów pochodzenia organicznego, przeważnie planktonowego — roślinnego i zwierzęcego. Prawdopodobnie są również nieznaczne przewarstwienia piaskowe, zwiększające się w kierunku wschodnim. W sumie daje to obraz podobny do gleb dominujących na użytkowanych już terenach Żuławskich, których wysoka wartość znalazła potwierdzenie zarówno w opinii rzeczoznawców, jak i w uzyskiwanych plonach.

W tym świetle wysuwane przez niektórych niemieckich teoretyków (Wickdorffa, Paula, Prätje) obiekcje co do przypuszczalnej wartości nawożących gleb pozalewowych wydają się całkowicie nie uzasadnione.

¹⁾ „Denkschrift über die Trockenlegung die Frischen Haffs und Durch stick durch die Frische Nehmung bei Kahlberg“.

Potwierdzają to zresztą opinie szeregu innych niemieckich i polskich badaczy.

Niemalą wpływ na wartość użytkową ewentualnie uzyskanej gleby ma również okoliczność, że wyjątkowo małe spadki terenu na tym obszarze powodują bardzo powolny spływ powierzchniowy i podziemny wód opadowych, sprządzając do minimum wylugowywanie naturalnych i nawozowych zasobów ziemi i stwarzając dostatecznie długi okres czasu na pobranie pokarmów przez rośliny.

Zaprojektowane przez inż. K i s i e l e w s k i e g o w omawianym studium wstępnym budowle i urządzenia hydrotechniczne pomyślane są w granicach całkowitej realności wykonawczej. Przyjęcie doświadczeń radzieckich uzyskanych przy wykonywaniu wielkich budowli socjalizmu mogłoby w decydujący sposób wpłynąć na ich przyspieszenie i zrationalizowanie ewentualnych prac na zalewie, jak również na potaniecie ich kosztów.

W wyniku projektowanego osuszenia powstałyby trzy wielkie poldery, przedzielone podłużnym kanałem i poprzecznymi rowami odwadniającymi, tworzącymi szereg dość regularnych figur o stałej szerokości ok. 1800 m i zmiennej długości, dającej średnio 700-hektarowe powierzchnie, odpowiednie do usytuowania samodzielnych gospodarstw.

Rowy poprzeczne z kolei wiązałyby się z systemem wpadających do nich rowów osuszających, rozmieszczonych co 200 m; dawałyby to w wyniku ok. 40-hektarowe działki, przydatne i dostatecznie ekonomiczne dla stosowania mechanicznej uprawy.

W przypadkach konieczności ten system rowów mógłby być uzupełniony tzw. drenowaniem krecim, nie krępującym swobody ruchów sprzętu mechanicznego podczas uprawy.

Korzyści gospodarcze projektu

W omawianym studium wstępnym dla celów gospodarki rolnej przeznaczone są zasadniczo dwa pierwsze poldery i część trzeciego, licząc od zachodu. Pozostała część polde-ru trzeciego, o powierzchni ok. 5000 ha, byłaby przeznaczona na założenie potężnego ośrodka intensywnej gospodarki stawowo-rybnej. Celowi temu najbardziej sprzyja 3—4-metrowa depresja wschodniej części tego polderu, umożliwia-jąca właściwą lokalizację powierzchni stawów, dyktowaną zasadami racjonalnej gospodarki rybnej, przewidującej sek-tory tarliskowe, hodowlane, eksploatacyjne i zimochowy.

Pomyślane w ten sposób gospodarstwo rybne, w skali do-tychczas u nas nie stosowanej, zapewniłoby ilościowe zrów-noważenie ubytku połowów, wynikłego z osuszenia Zalewu. Natomiast wartość ryby odławianej w nowych warunkach odpowiadałaby wielokrotnej wartości obecnych połowów na Zalewie.

Z uwagi na warunki glebowe i klimatyczne powstałe na ewent. nowoosuszonych terenach, produkcja powinna wg opracowania inż. B i s k u p s k i e g o, posiadać zasad-niczny kierunek hodowlany, a całość upraw powinna być za-planowana z myślą o stworzeniu należytej bazy paszowej dla zamierzonej gospodarki hodowlanej. Uprawy zbożowe odgrywałyby tu rolę marginesową, jako uzupełnienie użyt-ków zielonych i okopowych, przeznaczonych na spasanie.

Według szacunkowej analizy dokonanej przez autorów wstępnego stadium zagospodarowania Zalewu, roczny wpływ brutto z tego terenu wyniosłby od 70 do 80 mln. złotych.

Na sumę tę złożyłyby się wpływy uzyskane ze sprzedaży produktów hodowlanych (mleko, mięso, wełna, żywe sztuki itd.), rolnych, odłowy rybne, wpływ ze wzmożonej produkcji trzcinolitu, wikliny oraz ze wzmożonej turystyki i innych ubocznych źródeł, wynikających z ogólnej aktywizacji re-gionu.

W stosunku do obecnych korzyści czerpanych z eksploa-tacji Zalewu Wiślanego w postaci odłowów niskogatunkowej ryby, stanowiących wartość nieco ponad 3 mln. zł rocznie, przytoczony wpływ brutto z ewent. osuszonego terenu, sta-nowiłby wartość ponad 20-krotnie wyższą.

Nakłady niezbędne dla osuszenia i zagospodarowania Za-lewu byłyby znaczne, według przewidywanych obliczeń wy-nosiłyby bowiem ok. 470 mln. zł w stosunku do całości obiektów i urządzeń hydrotechnicznych, obwałowań, kana-łów, stacji pomp, śluz, przepokup mierzeli oraz odpompo-wania ok. 750 mln. m³ wody. Kosztem tym objęte byłyby również urządzenia komunikacyjne, zagospodarowanie rolne i rybne, pasy wiatrochronne itp.

Przyjmując dochód netto w wysokości odpowiadającej 20% przewidywanych rocznych wpływów z osuszonego Za-lewu, pełną amortyzację nakładów można by osiągnąć w ciągu mniej niż 30 lat.

Powyższa kalkulacja ma oczywiście wszelkie cechy po-wierzchności i szacunkowego przybliżenia, określającego za-ledwie rząd wielkości spraw w etapie wstępnej dyskusji. Wskazane i celowe jest aby sformułowany w głównych za-rzysach problem przyszłości Zalewu Wiślanego poddany zo-stał bardziej wszechstronnej analizie i rzeczowej krytyce, celem stworzenia konkretnego obrazu myśli polskiej w od-niesieniu do tego ważnego problemu.

Stopień przygotowania, krytycznego przeanalizowania i spopularyzowania przyszłości Zalewu Wiślanego w dru-giej połowie planu 6-letniego może zadecydować o tym, czy problem ten w hierarchii przyszłych naszych budowli socja-lizmu uzyska należne mu miejsce, czy też, z braku konkret-nych sformułowań i przekonujących uzasadnień, zostanie odsunięty na plan dalszy.

DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO

INŻ. KAZIMIERZ SIEMASZKIEWICZ

Wynalazczość pracownicza w dziale wodnych melioracji

Nauka socjalistyczna, oparta na marksizmie-leninizmie, udowodniła na szeregu przykładów, że w ustroju socjali-stycznym nie ma granic dla rozwoju dóbr gospodarczych i podniesienia dobrobytu ludzkości, że nowy człowiek uzbro-jony w postępową wiedzę, może przeobrazić przyrodę i wy-korzystać olbrzymie naturalne skarby dotychczas nie naru-szone.

Zagadnienie rozwoju ekonomicznego — stałego podnosze-nia gospodarki radzieckiej na coraz wyższy poziom — stało się w ZSRR przedmiotem troski szerokich mas robotniczych, a ich niewyczerpane siły twórcze stworzyły potężny ruch współzawodnictwa pracy, racjonalizatorstwa i nowatorstwa. Ogromna armia nowatorów radzieckich daje swej socjali-stycznej ojczyźnie co rok setki tysięcy wniosków racjonaliza-torskich i wynalazków, które przynoszą gospodarce na-rodowej ZSRR miliona rubli oszczędności. Wynalazcy i ra-cjonalizatorzy pracują nad skonstruowaniem nowych pro-cesów technologicznych, nad mechanizacją ciężkich i pra-cochłonnych prac, nad wynajdywaniem dodatkowych źró-deł oszczędności surowców i materiałów.

W Związku Radzieckim przesłanki stworzone dla roz-woju wynalazczości pracowniczej przez Rewolucję Paździer-nikową scharakteryzował Stalin, stwierdzając, że w ustroju socjalistycznym robotnik uważa fabrykę na swój własny warsztat pracy, bliski i drogi, którego rozwojem jest żywo zainteresowany.

Stalinowskie plany melioracyjne przeobrażenia przyrody, zmiany klimatu, zmiany dotychczasowych stepowych nie-użytków na urodzajne pola w wielu dziesiątkach milionów hektarów nie mają precedensu w historii, stanowiąc do-wód wspaniałych osiągnięć socjalistycznego ustroju na od-cinku gospodarczym.

Również w Polsce postęp wynalazczości pracowniczej znajduje swój wyraz w szybkim i znacznym wzroście armii wynalazców i racjonalizatorów, których liczba sięga już dziesiątków tysięcy. Ruch wynalazczości rozwija się we wszystkich gałęziach naszej gospodarki — w przemyśle, rolnictwie, handlu, transporcie itp. Wszędzie już mamy lic-znych wynalazców i racjonalizatorów, których myśl twór-cza stanowi nieocenioną pomoc w rozwiązywaniu często naj-

trudniejszych problemów, w pomyślnym wykonywaniu i przekraczaniu planów produkcyjnych.

Hasło upowszechnienia racjonalizacji powinno być naszym naczelnym zadaniem przy realizacji 6-letniego planu gospodarczego i jego przedterminowym wykonaniu i przekroczeniu. Już w rezolucji Krajowej Rady pracowników naukowych, techników, inżynierów i racjonalizatorów we Wrocławiu w 1951 r. ustalono, że węzłowym problemem na obecnym etapie wynalazczości pracowniczej jest kierowanie jej planowym rozwojem. Pomocy i opieki w tym zakresie racjonalizatorom i nowatorom w produkcji powinna udzielać administracja zakładów pracy, a w szczególności jej techniczne kierownictwo, w drodze wskazywania tematyki obejmującej najistotniejsze zagadnienia produkcji, a prowadzące do wzrostu wydajności pracy, obniżenia kosztów własnych, podwyższenia jakości, polepszenia warunków bezpieczeństwa i higieny pracy. Administracja zakładów pracy, wspólnie z radą zakładową, powinna zwiększyć troskę o jak najsprawniejsze rozpatrywanie pomysłów racjonalizatorskich, o najszybsze wprowadzenie do produkcji przyjętych wniosków racjonalizatorskich, o sprawne i masowe ich rozpowszechnianie.

* * *

Początek wynalazczości w dziale wodnych melioracji datuje się od roku 1950, dając w efekcie zgłoszenie w 1952 r. 56 projektów racjonalizatorskich, z których przyjęto do produkcji 30 projektów.

Umasowienie ruchu wynalazczego — oto zadanie jakie stoi przed ogniwami związkowymi i organami administracji służby wodno-melioracyjnej. Umasowienie ruchu wynalazczego będzie polegało w pierwszym rzędzie na wciągnięciu maksymalnej ilości robotników, techników i inżynierów, nadzorców brygadzystów do walki o pełną realizację zadań w dziedzinie rozwoju techniki melioracyjnej.

Jednym z powodów, dla których racjonalizatorzy nie zgłaszają niekiedy cennych pomysłów usprawniających, są błędne, fałszywe poglądy na istotę wniosku racjonalizatorskiego, na to, co kwalifikuje się jako wniosek racjonalizatorski i jakim warunkom wniosek ten powinien odpowiadać.

Pomysł racjonalizatorski bowiem nie musi być czymś bezwzględnie nowym, oryginalnym, nigdzie nie znanym. Może to być pomysł zapożyczony z praktyki innych krajów, innych placówek gospodarczych, może być czymś zaczerpniętym z literatury. Pomysł ten traktowany jest jako nowy, jeżeli dotąd nie był stosowany tam, gdzie jego realizacja jest przez autora pomysłu proponowana, oraz jeżeli mobilizuje ona ukryte rezerwy zakładu pracy, stwarza oszczędności i daje korzyści organizacyjne. Nie jest przeszkodą do uznania pomysłu za racjonalizatorski jego prostota, wręcz przeciwnie, nieskomplikowany charakter proponowanych środków usprawniających, o ile tylko dają one korzystny wynik, jest zawsze zaletą pomysłu. Powinny o tym pamiętać komisje oceny wniosków racjonalizatorskich, powinni o tym wiedzieć sami autorzy pomysłów i nie rezygnować ze zgłoszenia wniosków dlatego jedynie, że są one proste.

Nie należy również rezygnować ze zgłoszenia wniosku racjonalizatorskiego w tych przypadkach, gdy autor pomysłu nie może opracować go technicznie, w szczególności z powodu braku potrzebnych wiadomości technicznych i wykształcenia. Wówczas należy zwrócić się do kierownictwa technicznego zakładu, w którym pracuje autor pomysłu, w celu udzielenia mu odpowiedniej pomocy. Nawet wniosek technicznie nie opracowany, bez rysunków, bez szkiców i bez obliczeń pozostaje wnioskiem racjonalizatorskim, a autor — racjonalizatorem.

Praktyka rozwoju ruchu racjonalizatorskiego wskazuje, że ze stanowiska bezpośredniego wykonawcy robotnika wiele rzeczy, wiele cennych możliwości, wiele rezerw ukrytych widzi się często o wiele lepiej, niż ze stanowiska kierowniczego.

Trzeba pamiętać o słowach Stalina, który powiedział, że „nowe drogi nauki i techniki wytyczają niekiedy nie ludzie znani powszechnie w nauce, lecz ludzie nieznani zupełnie w świecie naukowym, prości ludzie, praktycy, nowatorzy w swej dziedzinie“.

Ogromne znaczenie w umasowieniu ruchu wynalazczego posiada tematyka usprawnień, której celem jest skierowanie wysiłków racjonalizatorów na projekty, których rozwiązanie przyspieszy wykonanie planu produkcyjnego. Kierowana wynalazczość staje się w tej chwili podstawową formą pracy z racjonalizatorami i wynalazcami. Na zagadnie-

nie to zwrócił szczególną uwagę minister Szyr w swoim przemówieniu na V Plenum KC PZPR: „Planowanie postępu technicznego wymaga pokierowania ruchem racjonalizatorskim w swych zakładach pracy. Trzeba stawiać przed masami pracującymi węzłowe zagadnienia, trzeba popularyzować pożądaną tematykę usprawnień wśród szerokich rzesz robotników i techników, trzeba wychowywać w klasie robotniczej wiarę w niespożyte siły duchowe, które wyzwala socjalistyczny stosunek do pracy, trzeba walczyć o to, aby jak najszybciej powstała armia racjonalizatorów produkcji, ludzi nowego typu, ludzi godnych stalinowskiej epoki, w której żyjemy“.

Tematyką w dziale wodnych melioracji, jak zresztą i w innych techniki, powinna być w pierwszym rzędzie objęta mechanizacja najbardziej pracochłonnych robót. Można bowiem stwierdzić, że mechanizacja w pracach melioracyjnych stanie się jednym z decydujących ogniw w realizacji zadań na odcinku zmniejszenia zapotrzebowania sił roboczych, obniżenia kosztów własnych i skrócenia czasu wykonania. Podkreślić należy jednak raz jeszcze, że mechanizacja zmieni oblicze placów budów i pracę robotników melioracyjnych tylko w tym przypadku, jeżeli nasz aktyw techniczny będzie z całą energią usprawniał dotychczasowe metody pracy, korzystając z doświadczeń przodujących robotników, mechaników i nadzorców.

Mówiąc o mechanizacji i małej mechanizacji pracochłonnych robót nasuwają się konkretne zadania racjonalizatorskie:

- Dotychczas konserwację i renowację rowów melioracyjnych przeprowadza się sposobem ręcznym; próby stosowania pługów tylko w pewnych przypadkach dają pozytywne rezultaty i tym samym umasowiają robotę, ale np. do konserwacji rowów, prowadzących stale wodę, nie posiadamy właściwie żadnych urządzeń. Należy usprawnić ten dział robót przez zaprojektowanie odpowiedniej maszyny.
 - Opracować i skonstruować przyrząd do odmulania rowów trójkątnych i trapezowych.
 - Opracować wydajny przyrząd do koszenia wodorostów.
 - Opracować agregat wiertniczy lekkiej konstrukcji, który ze względu na bezpieczeństwo byłby dostatecznie umocowany w czasie wiercenia i wydobywania rur płaszczowych.
 - Przystosować niezdatny sprzęt wiertniczy będący w posiadaniu innych przedsiębiorstw tak, aby można było wykonywać wiercenia w naszym resorcie (zmniejszenie wymiarów, skrócenie i zaostrenie wiertła, zmiana uchwytów itp.).
 - Opracować przyrząd do wydobywania ziemi w studniach kopanych.
 - Opracować osprzęt do wyjmowania urwanych części z przewodu studni w czasie wiercenia.
 - Opracować przyrząd do prostowania studzien i zabezpieczenia przed zejściem z pionu.
- Powyższe tematy nie wyczerpują zagadnienia. Dla usprawnienia wykonawstwa wodno-melioracyjnego, jako również najpilniejsze zadanie należy:
- Opracować projekty z prefabrykatów (betonowych i żelbetowych) dla najczęściej spotykanych budowli wodno-melioracyjnych, jak zastawki, stopnie, mnichy, wyloty, dążąc do ograniczenia betonowania na miejscu. Typy powinny być proste, nieskomplikowane, łatwe do przełożenia.
 - Opracować nową metodę drenowania łąk i typy najprostszyc wylotów.
 - Opracować przyrząd do oczyszczania dren, celem zmniejszenia ilości odkrywek (renowacja drenowań).
 - Opracować projekt dający możliwość zastąpienia ścianki szczelnej innymi sposobami dla zapobieżenia filtracji.
 - Opracować tańszy i szybszy sposób umocnień podnóża skarp, zamiast obecnie stosowanych płotków i kieszek faszynowych.
 - Opracować sposób usuwania kamieni przy wykonywaniu studni kopanych i wierconych.
 - Opracować prosty sposób wymiany filtra.
 - Opracować prosty sposób wymiany pękniętego kręgu.
 - Opracować poszerzacz do kół żelaznych z kołcami do ciągnika Ursus do wykonywania orki łąk i pastwisk.
 - Opracować metody podsiewu, bowiem stosowane dotychczas podsiewy nie dają dobrych rezultatów.
 - Opracować skład trwałych mieszanek traw, ażeby po pierwszym roku nie występowały monokultury łąk.

- Opracować metody ustalania obszarów nie wymagających nawożenia fosforowego w pierwszych latach po przeprowadzeniu melioracji.
- Opracować metody uprawy mechanicznej łąk i pastwisk, dające optymalne warunki do kiełkowania zasiewów łąkowo-pastwiskowych i oszczędności nasion przy wysiewie.
- Opracować metody ekonomicznego stosowania środków transportowych przy robotach wodno-melioracyjnych.
- Usprawnić transport międzyoperacyjny w warsztatach remontowych.

Racjonalizator podejmujący do opracowania jeden z tematów powinien podać sposób i metodę rozwiązania danego zagadnienia w formie projektu oraz zgłosić pomysł kierownikowi komórki wynalazczości swego zakładu pracy. Komórka wynalazczości ze swej strony ma za zadanie udzielać wszelkiej pomocy zgłaszającym się racjonalizatorom. Kierownik komórki wynalazczości musi pamiętać, że do zakresu jego działania należy:

- planowe kierowanie ruchem wynalazczości pracownicz — drogą planowego opracowywania i aktualizowania tematów wynalazczości pracownicz, organizowanie konkursów na rozwiązywanie ważniejszych zadań z zakresu wynalazczości pracownicz, wymiany doświadczeń, odczytów itp.,
- sprawowanie stałej opieki nad rozwojem wynalazczości pracownicz i propagowanie tej wynalazczości na terenie działania służby wodno-melioracyjnej,
- przyjmowanie zgłoszeń pracowniczych wynalazków, udoskonalień technicznych i usprawnień,
- wykonywanie czynności przygotowawczych przed zgłoszeniem projektu do oceny przez komisję wynalazczości i przedkładanie projektów pod obrady komisji,
- współpraca z właściwymi komórkami organizacyjnymi przy opracowywaniu planów przeprowadzenia prób i planów, wykorzystania projektów oraz kontrola wykonania tych planów,
- zawiadamianie instytucji nadrzędnej o przyjętych do wykorzystania projektów na swym terenie,
- współpraca z klubami techniki i racjonalizacji w dążeniu do umasowienia ruchu wynalazczości pracownicz,
- prowadzenie sprawozdawczości w zakresie wynalazczości pracownicz według ustalonych wzorów.

Wyższą formą ruchu wynalazczego są brygady robotniczo-inżynierskie, połączenie twórczej inicjatywy i doświadczenia robotników (przodowników pracy) z wiadomościami i doświadczeniem techników i inżynierów. W Związku Radzieckim, już od dłuższego czasu istnieją zespołowe brygady racjonalizatorskie, stanowiąc nową, doskonalszą formę współpracy między robotnikami i pracownikami inżyniersko-technicznymi w dziedzinie rozwiązywania zagadnień technicznych. Przyczyniają się one w sposób istotny do rozwoju wynalazczości pracownicz i postępu technicznego, również przez wciąganie w swoje szeregi nowych kadr wynalazców i racjonalizatorów.

Znaczenie brygad inżyniersko-robotniczych i wyższości tej formy ruchu wynalazczego uwypukla porównanie ich z dotychczas istniejącą u nas formą wynalazczości pracownicz inywidualnej. Indywidualne racjonalizatorstwo nie zawsze może podołać zadaniom, jakie Partia i Rząd stawiają przed ruchem racjonalizatorskim, inywidualny bowiem racjonalizator usprawnia dotychczas przeważnie czynności wykonywane na odcinku związanym bezpośrednio z jego pracą. Natomiast zadania postawione przed brygadami inżyniersko-robotniczymi przekraczają zakres wynalazczości drobnej, wycinkowej, a polegają przede wszystkim na usuwaniu wąskich przekrojów w wykonawstwie, decydujących w produkcji całości przedsiębiorstwa. Brygada ma przed sobą poważne cele, których pomyślna realizacja wpływa zasadniczo na wykonanie planu robót.

Drugą, niezwykle ważną cechą brygady inżyniersko-robotniczej jest jej skład osobowy. Do brygady wchodzi, obok produkujących robotników, inżynierowie, konstruktorzy, majstrowie, a także naukowcy, wybitni specjaliści itd. Tak zorganizowana brygada ma możność rozwiązywania najbardziej skomplikowanych zagadnień technicznych. Prócz tego jej skład osobowy pozwala na ściślejszą i bardziej bezpośrednią współpracę inteligencji technicznej z robotnikami, na złączenie w jedną całość i całkowite wykorzystanie wiedzy fachowej i teoretycznej inżyniera i naukowca oraz wieloletniej praktyki i doświadczenia robotnika, nadzorcy czy kierownika budowy.

Fakt, że inżyniersko-robotnicze brygady racjonalizatorskie opracowują przede wszystkim zagadnienia z tematyki zieczonej przez kierownictwo zakładu daje możność planowania prac racjonalizatorskich oraz szybkiej i planowej likwidacji wielu mankamentów i utrudnień. Jednakże zlecenie tematyki brygadzie przez zakład pracy w niczym nie powinno hamować własnej inicjatywy wynalazczej członków brygady. Każdy własny pomysł czy też uzupełnienie przez nią tematu podanego przez kierownictwo jest bardzo pożądane.

Wszystkie czynności i prace związane z tematem wykonywane są całkowicie przez członków brygady. Brygada zespołowa omawia i dokładnie opracowuje otrzymany temat, dalsze zaś prace, jak i przygotowania teoretyczne, opracowania rysunków, obliczenia techniczne, wykonanie w praktyce urządzeń, członkowie brygady wykonują samodzielnie, każdy według swej specjalności.

Ważne jest także, aby brygada po zakończeniu opracowania jednego zagadnienia nie uległa rozwiązaniu, lecz przystępowała do następnego tematu. Oczywiście mogą zajść pewne zmiany w składzie osobowym, brygada jednak jako taka nie jest zespołem zorganizowanym dla wykonania jednego zadania, lecz posiada charakter stały. Dlatego też kierownictwo, jak również zakładowe organizacje partyjne, rady zakładowe, kluby techniki i racjonalizacji i branżowe stowarzyszenia techniczne powinny rozwinąć jak najszerszą propagandę dla spopularyzowania tej formy ruchu racjonalizatorskiego.

DZIAŁ V — EKSPLOATACJA

INŻ. ZYGMUNT TOMASZEWICZ

Współpraca elektrowni wodnych w systemie energetycznym

(siłownie zbiornikowe i pompowe)

W zeszycie specjalnym „Gospodarki Wodnej” poświęconym energetyce wodnej (nr 11/52 ukazały się 2 artykuły: jeden pt. „Dyspozycja mocy i racjonalna gospodarka wodna w elektrowniach wodnych systemu energetycznego”, drugi pt. „Racjonalna współpraca elektrowni wodnych i ciepłych w systemie energetycznym”, które naświetliły zagadnienia te z punktu widzenia korzyści ekonomicznych oraz podały wskaźniki, na których powinna opierać się praca rozdzielcy mocy.

Niniejszy artykuł o podobnie brzmiącym tytule jest zapoczątkowaniem dyskusji na tym polu. Autor naświetla zagadnienie współpracy hydroenergetyki z energetyką cieplną, z punktu widzenia budowy nowych siłowni wodnych i powiązania ich z siłowniami cieplnymi w planie perspektywicznym. Autor podkreśla przy tym, że za lat 50 siłownie przepływowe stracą całkowicie na znaczeniu, natomiast zasadniczym typem siłowni wodnej w systemie będzie elektrownia zbiornikowo-pompowa.

Siłownia zbiornikowo-pompowa jest — zdaniem Autora — korzystniejsza od przepływowej, szczególnie w przypadku dużych spadów, gdyż przy pokrywaniu szczytów zapotrzebowania mocy nie powoduje większych zmian na odpływach, które z punktu widzenia ogólnych potrzeb gospodarki wodnej powinny być jak najbardziej wyrównane.

W chwili obecnej stoi przed nami — poza zorganizowaniem współpracy już zbudowanych siłowni — jeszcze inne ogromne zadanie: zbudowanie właściwie od podstaw pol-

skiej hydroenergetyki i powiązanie jej z energetyką cieplną w sposób jak najbardziej racjonalny. Należy zapewnić każdej z tych dziedzin najbardziej odpowiednie dla niej

miejsce, aby uzyskać jak najbardziej ekonomiczną produkcję energii. Wskazówki idące w tym kierunku, pomimo że nie mogą być tak ściśle sprecyzowane jak wskazówki dla dyspozytorów mocy, należy uznać za niemniej ważne.

1. Najważniejszą rzeczą jest stwierdzenie, że warunki ekonomiczne i socjalne ulegają z czasem zmianie i że siłownie wodne, których żywotność należy obliczać na minimum 50 lat, za kilkadziesiąt lat znajdują się w warunkach innych niż obecne. Jeśli dzisiejsze zużycie energii elektrycznej wynosi w Polsce okragło 400 kWh/mieszk. rocznie, to za 50 przyjęcie liczby 3000 kWh/mieszk. na pewno nie będzie przesadą. Ilość mieszkańców kraju również ulegnie zwiększeniu i z dzisiejszych 23 milionów — osiągnie około 40 milionów. Zużycie zatem energii przez kraj zwiększy się ogromnie: z 9 — 10 milionów MWh rocznie do rzędu 120 milionów MWh. O ile jednak zużycie energii w ogóle ulega tak żywiołowemu wzrostowi, to możliwość produkcji energii przy pomocy sił wodnych jest ograniczona, a co stąd wynika udział jej w ogólnej produkcji staje się coraz mniejszy. Jeśli założyć, że na 1 km² powierzchni Polski można normalnie otrzymać około 40 MWh rocznie, to z całego jej terytorium wyniesie to około 12,5 milionów MWh (polskie źródła podają możliwości te na taką właśnie liczbę brutto, zmniejszając ją do 8,2 — 9,5 milionów MWh netto, przy czym nie uwzględniają mniejszych rzeczek)¹⁾. W chwili obecnej wynosi to 125% rocznego zapotrzebowania energii przez cały kraj, ale za 50 lat będzie stanowiło wielkość rzędu zaledwie około 10%. Jakże inaczej trzeba traktować zasoby hydroenergetyczne w jednym i w drugim przypadku.

Jeśli dziś można rozważać z całym spokojem możliwość zrzucenia pewnej, często znacznej części wód przez przelew, to za 50 lat tego rodzaju tendencje będą uważane za szkodliwe, a siłownię zmuszoną do dokonywania tej czynności za złe zaprojektowaną.

2. Różnica pomiędzy siłownią ciepłą a wodną z punktu widzenia energetyki polega przede wszystkim na tym, że siłownia ciepła ma określoną moc, a ilość wyprodukowanej przez nią energii zależy od umieszczenia jej na krzywej obciążenia. Inaczej jest z siłownią wodną. Przyroda dostarcza do niej pewną ilość energii, a od umieszczenia jej na krzywej obciążenia zależy wielkość mocy, która powinna być w niej zainstalowana. Są to bardzo istotne różnice. Akumulując wodę w zbiorniku, siłownia wodna osiąga to, czego nie można osiągnąć nigdzie indziej w podobnie prosty sposób akumulację energii w olbrzymich ilościach. Rozwiązuje się przez to ogromnie ważne zagadnienie: uzyskanie możliwości użytkowania potencjalnie nagromadzonej energii w pożądanym czasie i przy potrzebnej mocy. Jest to tak duże osiągnięcie, że kwalifikować ono powinno z reguły siłownie wodne na siłownie akumulacyjne, których działanie zabezpiecza energetykę przed skutkami awarii, nagłych skoków obciążenia (i to zarówno w dół, jak w górę) itp.

3. Od czasu wprowadzenia siłowni wodnych do produkcji na wielką skalę, tzn. od 1890 r., zaszły stopniowo duże zmiany w wykonywaniu przez nie funkcji gospodarczych. Początkowo siłownia wodna była jedynym źródłem mocy dla danej grupy społecznej. Skutkiem tego — budowa jej była oparta z konieczności na najmniejszym przepływie. Z czasem dodatkowo zaopatrzone siłownie w zbiornik, przez co zwiększono minimalny przepływ i umożliwiono zainstalowanie dodatkowej mocy. Następnie, ponieważ przrost kosztów inwestycyjnych był znikomy, dodano jeszcze pewną ilość mocy, chociaż nadmiaru wody wystarczało tylko na 6 — 7 „mokrych“ miesięcy użytkowania tej dodatkowej mocy; przez resztę czasu była ona dublowana przez siłownię parową. Wreszcie, siłownia wodna stała się częścią wielkiego systemu połączonych między sobą ciepłych i wodnych elektrowni. Wskutek wzrostu sprawności zakładów ciepłych — elektrownie wodne już nie mogą konkurować z nimi w przypadku, gdy są oparte na zasadzie rów-

nomiernego przepływu wody. Tu wydatnia się rola zbiornika, pozwalającego na powiększenie zainstalowanej mocy i sprowadzającego hydroelektrownię do poziomu konkurencyjności z zakładem ciepłym; pozwala on na lepsze wykorzystanie zasobów energetycznych wody, przepływającej przez zakład.

4. Budowa zbiornika pozwala na okresowe, stosunkowo krótkie uruchamianie mocy znacznie większych niż odpowiadające gwarantowanym minimalnym, a nawet średnim przepływom. Wynika stąd, że im większą moc zainstaluje się w elektrowni zbiornikowej, tym tańszą ona będzie zarówno w eksploatacji (na wprowadzoną MWh), jak i podczas budowy (na zainstalowaną MWh), byleby tylko zbiornik był odpowiedniej wielkości. Stąd wynika teza: konkurencyjność siłowni wodnych w stosunku do ciepłych jest największa przy niskich czasach użytkowania.

5. Z rozważań powyższych wynika, że — projektując współpracę siłowni wodnych i ciepłych — największych korzyści należy spodziewać się, gdy zakłady ciepłe pracować będą na pokrycie podstaw obciążenia, pozostawionych niepokrytymi przez siłownie wodne kryjące szczyty, i w miarę swych możliwości energetycznych schodzące jak najmniej po krzywej przebiegu obciążenia. Należy tu zaznaczyć, że wobec zmniejszania się udziału siłowni wodnych w pełnej produkcji krajowej, to schodzenie w dół od coraz wyżej wznoszącego się wierzchołka krzywej obciążenia musi kończyć się też coraz wyżej; siłownie wodne siłą rzeczy muszą zajmować coraz bardziej szczytowe stanowisko na tej krzywej.

6. Ze względu na to „podwyższanie się“ siłowni wodnych, czas trwania pracy zainstalowanej w nich mocy staje się coraz krótszy, a zatem akumulacja energii wody musi być dostatecznie duża. Tak więc, jeśli trudno już dziś jest wyobrazić sobie uzasadnienie potrzeby i możliwości budowy czysto przepływowego zakładu, to dążyć należy do budowy zakładów zbiornikowych i to o jak największych zbiornikach.

7. Siłownie ciepłe posiadają mniej więcej wyrównaną wysokość kosztów budowy i eksploatacji (mowa oczywiście tu tylko o współcześnie budowanych zakładach.) Natomiast koszty budowy siłowni wodnych zależą od danych naturalnych i często różnią się znacznie między sobą, co stwarza później różnice w kosztach eksploatacji. Nie można dlatego traktować siłowni wodnych jako ściśle indywidualnych, pracujących niezależnie jedna od drugiej. Wprost przeciwnie, tworzą one jeden zwarty zespół ściśle współpracujący i wspólnie kryjący przypadające na nie obciążenie. Wynika stąd, że cała rzeka musi być traktowana jako jedna całość, a jej ujarzmienie musi obejmować nie tylko komplet wszystkich zagadnień wodnych związanych z wodą, tj. energetyczne jej wyzyskanie, komunikację, meliorację, bezpieczeństwo powodziowe i inne, ale musi wprowadzić taki ruch jej wód, aby nie wytwarzać na pewnych odcinkach sytuacji szkodliwych.

Jeśli powiązać to z poprzednimi punktami, to istnieje tylko jedna droga do rozwiązania zagadnienia: rzekę należy zestopniować od ujścia aż prawie do jej źródeł i to tak, aby cofka każdego stopnia dochodziła do górnej zapory tego stopnia, powodując potrzebne tam podwyższenie poziomu zwierciadła wody. Ekonomia takiego rozwiązania powinna wynikać z rozpatrywania całej rzeki jako jednego organizmu i jednej inwestycji. Jeśli część siłowni umieszczonych na pewnych stopniach rzeki będzie pracować drogo, to zniewolone to zostanie przez wpływ innych pracujących tanio. Całość musi produkować taniej, niż elektrownie ciepłe o tej samej mocy i tym samym stopniu jej wykorzystania, i to dopiero powinno stanowić kryterium dla ekonomicznego rozważenia sprawy i wydania decyzji budowy.

8. Zestopniowana (skanalizowana) rzeka — to właściwie szereg jezior mających coraz to niższy poziom zwierciadła wody. Jeziora są oddzielone od siebie przez zapory, przy których mieszczą się: zakład elektryczny, śluzy, przepławka dla ryb, odejścia do kanałów irygacyjnych itp. Każde jezioro ma główny dopływ wód przez swą górną zaporę i odpływ przez dolną. Prócz tego ma ono swoją własną zlewnię, która dostarcza mu pewnej ilości wody niezależnie od głównego dopływu oraz ponosi straty wskutek parowania, przesączania się itp., niezależnie od odpływu przez dolną zaporę.

Ponieważ straty po doprowadzeniu ich do minimum są pewnym złem koniecznym i mało zależnym już dalej od wpływu człowieka, a odbiorcy na irygację, przemysł, wodociągi itp. niewątpliwie mają pierwszeństwo przed energetyką, ta ostatnia zaspakaja swe potrzeby nadwyżką zasobów po zagwarantowaniu poprzednich zapotrzebowań. Energetyce zależy, by nadwyżki te były jak największe. Należy

¹⁾ Zgodnie z danymi zamieszczonymi przez prof. Gubina w „Gidroenergetičeskije stanciji“ zasoby Związku Radzieckiego wynoszą przeciętnie około 112 MWh na km², przy 50% gwarancji, z czego ponad 22 MWh/km² mają 95% zagwarantowaną moc. Zgodnie z H. K. Barrowsem — 95% zagwarantowana moc może wyprodukować w Europie 44,8 MWh, w Afryce 56,0 MWh, w Ameryce Połd. 25,6 MWh, w Azji 20,8 MWh, w Ameryce Półn. 19,55 MWh i w Australii 13,5 MWh/km². Polskę Barrows oszacowuje na 22 MWh/km². Znaczyliby to, że stosunki w Polsce są zbliżone do radzieckich. Podwojenie liczby Barrowsa nie jest więc przesadą. Ostatnio przeprowadzony szacunek wodnych zasobów energetycznych Czechosłowacji opiewa na około 75 MWh/km².

zwrócić uwagę na ogromne znaczenie układu jezior na ustopniowanej rzece dla komunikacji wodnej, które dają znaczne zasoby wody, mogące kompletnie niezależnie się w tym przypadku od stanu wód na rzekach.

Praca rzeki może i powinna odbywać się jednym rytmem. W tych samych godzinach funkcjonować mogą wszystkie dopływy, a co stąd wynika i wszystkie odpływy energetyczne. Daje to możliwość utrzymania ilości wody na każdym stopniu na stałym poziomie podczas całej pracy obu siłowni: górnej i dolnej. W tym czasie poziom zwierciadła górnego będzie się obniżał, a dolnego wzrastał, powodując w jeziorze przepływ fali dobowej. Jeśli zbiornik jest dostatecznie duży, to wahania poziomu zwierciadła spowodowane pracą siłowni nie powinny być wielkie.

Nawet w nizinnej części biegu naszych rzek, gdzie opady nie są duże, a spływ nie jest bardzo gwałtowny, nie wszędzie da się zbudować zbiorniki odpowiedniej wielkości, tendencja jednak powinna iść w kierunku budowy możliwie największych zbiorników, licząc się z potrzebą zatopienia odpowiednio dużej powierzchni kraju. Nie należy bez poważnego uzasadnienia ekonomicznego rezygnować z wytworzenia dostatecznie dużej różnicy poziomów wody na zaporach, tak aby wytworzyć zbiornik międzystopniowy o odpowiedniej wielkości, zdolny wchłoniąć możliwie wszystkie dopływające do niego wody, nawet powodziowe z własnej zlewni zbiornika.

W górach, gdzie wielkość rocznych opadów dochodzi do 2000 mm i przebieg ich jest gwałtowniejszy niż w nizinach, gdzie spływ jest znacznie większy — stosunki mogą ulec zmianie i łatwiej zająć może potrzeba utraty pewnej ilości wody przez przelew. I tu jednak należy starać się o budowę możliwie dużych zbiorników, gdyż udział wody w ogólnej produkcji energii jest zbyt mały i cenny, aby zmniejszać go jeszcze przez straty na wodzie jałowej. W każdym przypadku stracona na przelewie któregoś stopnia woda powinna zostać zatrzymana na możliwie najbliższym stopniu i wykorzystana tam do celów energetycznych.

9. W wyniku wyżej przytoczonych rozumowań, energia wyprodukowana przez wodę, a stanowiąca 10% całości produkcji, powinna z zasady kryć szczytowe partie krzywych obciążenia. Z wielu przeprowadzonych rozważań i badań można przyjąć, że czas rocznego użytkowania mocy dla takiej szczytowej produkcji wynosić może od 1200 do 2000 godzin rocznie, zaś czas użytkowania mocy dla produkcji całkowitej wyniesie od 4000 do 4400 godzin rocznie. W tych

warunkach udział mocy obciążenia, krytego przez siłownię wodną, wyniesie (rys. 1):

Czas użytkowania mocy szczytowej	Czas użytkowania mocy całkowitej	
	4 000	4 400
1 200	33,3%	36,7%
1 600	25,0%	27,5%
2 000	20,0%	22,0%

Odpowiednia moc obciążenia dla pozostałych siłowni posiadałaby bardzo dużą ilość godzin rocznego użytkowania:

Czas użytkowania mocy szczytowej	Czas użytkowania mocy całkowitej	
	4 000	4 400
1 200	66,7% 5 400	63,3% 6 250
1 600	75,0% 4 800	72,5% 5 460
2 000	80,0% 4 500	78,0% 5 070

Dla większości krzywych obciążenia minimalne obciążenie wynosi zimą od 22% do 30% — średnio 26% (rys. 1) szczytu rocznego, a latem od 18% do 22% — średnio 20% tegoż szczytu. Jeśli dalej zważyć, że elektrownie ciepłe z kotłami na pył węglowy pracują bez komplikacji, o ile obciążenie nie spada niżej 40% — 50% ich nominalnej wydajności, to można powiedzieć, że elektrownie ciepłe, kryjące podstawowe obciążenie, mogą pracować bez utrudnień, o ile moc ich obciążenia nie przekroczy zimą 44% — 60% całkowitego szczytowego rocznego obciążenia, a latem — 36% do 44%. Na moc szczytową wodną przypada zatem 56% do 40% tego obciążenia, co na ogół jest nieco więcej niż to wynika z poprzednio podanych zestawień (20% do 37%), zrobionych dla maksymalnego wykorzystania zasobów wodnych.

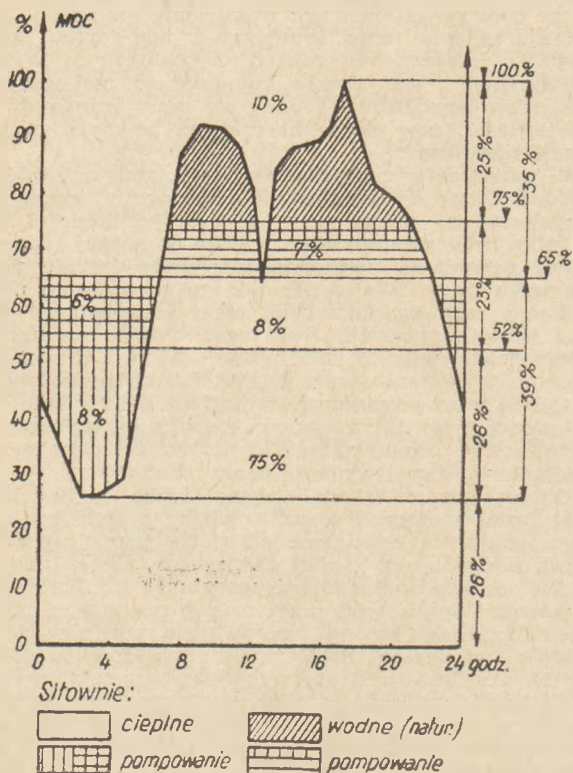
W tych warunkach siłownie podstawowe wyprodukować mogą około 70% — 80% — średnio 75% całej produkcji energii, mając 5,5 do 6,5 tysięcy godzin rocznego użytkowania swego największego obciążenia. Pozostaje niepokryta luka między podstawowymi a szczytowymi siłowniami o mocy obciążenia 15% do 30% i produkcji 10% do 20%, moc więc pracująca na jej pokrycie miałaby od 2 500 do 3 000 godzin rocznego użytkowania.

Tę podszczytową lukę można pokryć albo przez siłownię ciepłą (przez pogorszenie ich pracy lub przez uruchomienie starszych i mniej ekonomicznie pracujących siłowni na czas trwania zwiększonego obciążenia), albo przez siłownię wodną, pracującą na wodzie naturalnej i przez siłownię pompowe.

10. W przebiegu pracy siłowni podstawowych w godzinach nocnych zachodzi głęboka dolina, powodująca jałowy bieg mocy. Zapełnienie tej doliny jest troską wszystkich siłowni, a energia wyprodukowana dla jej zapobieżenia jest tania; na koszt jej składa się właściwie tylko koszt paliwa i niewielkiego wzrostu zużycia smarów i innych dodatkowych materiałów eksploatacyjnych. Sprowadza to koszt produkcji dolinowej energii do 35% — 50% normalnych kosztów, przy czym ważne jest to, że moc obciążenia podstawowych siłowni ciepłych przez zapełnienie doliny poprawia swój czas wykorzystania 5 500 — 6 500 godzin na 6 200 — 7 200 godzin rocznie, co również wpływa na potanień kosztów produkcji, w granicach kilku procentów.

Energia wypełniająca nocne doliny może być skutecznie zużyta na pompowanie wody z dolnych do górnych zbiorników siłowni pompowych. Późniejszy przepływ tej wody przez turbiny tych siłowni pozwala na otrzymanie z powrotem około 50% — 60% energii włożonej w pompowanie, a więc pomijając koszt urządzeń zakładu pompowego — koszt produkcji tej energii wynosi od 55% do 80% kosztów energii wyprodukowanej w zakładach ciepłych (mających 6 500 — 7 000 godzin użytkowania).

Gdyby zamiast siłowni pompowych pobrać nowe siłownię ciepłą, to pracowałaby one w warunkach znacznie mniej korzystnych niż siłownie podstawowe. Roczna ilość godzin użytkowania mocy ich największego obciążenia nie przekroczyłaby 2 500 — 3 000 godzin. Koszty produkcji w tych siłowniach wynoszą 125% — 150% kosztów produkcji w siłowniach o 6 500 — 7 000 godzin użytkowania rocznego. Stąd wynika, że koszt energii włożonej w pompowanie, a obciążający 1 kWh wyprodukowaną w siłowniach pompo-



Rys. 1. Wykres przebiegu obciążenia oraz podział jego na siłownię.

wych wynosi około 40% — 60% tego, co w konkurencyjnej siłowni cieplnej.

Wniosek, jaki należy wyciągnąć z powyższego jest następujący: opłaca się budować siłownie pompowe, o ile koszty, obciążające ich produkcję (tzn. obsługi, materiałów pomocniczych i koszty stałe) nie będą większe, niż 40% do 60% kosztów produkcji w siłowni cieplnej, o 6 500 — 7 000 godzin rocznego użytkowania mocy obciążenia szczytowego.

11. Przeglądając wykresy przebiegu obciążeń dla szeregu dobrze uprzemysłowionych obszarów można zaobserwować, że w dolinach nocnych część ograniczona od góry poziomą, poprowadzoną na wysokości 50% mocy, zawiera od 6% do 10%, średnio 8%, powierzchni całkowitej produkcji, zatem doliny mogą zapewnić produkcję 3% do 6% całkowitej produkcji energii. Jest to jednak tylko mała część potrzebnej ilości. Produkcję drugiej części luki podszczytowej można podzielić pomiędzy siłownię cieplną a pompowe. Moc siłowni cieplnych, podwyższona do pewnej pośredniej wartości, zużyta będzie w nocy na pompowanie dodatkowej ilości wody; dzięki temu pompowaniu można będzie doinstalować potrzebną jeszcze moc w siłowniach pompowych.

Należy zauważyć, że zapełnienie dolin nocnych od razu rozwiązuje zagadnienie pracy kotłów pyłowych przy małych obciążeniach; obciążeń tych w ogóle może nie być.

12. Ażeby podszczytowo wyprodukować 12 do 24 milionów MWh, należy mieć bardzo dużą ilość siłowni pompowych, mogących w ciągu doby wyprodukować w sumie około 40 do 80 milionów kWh. Trzeba by więc zbudować 80 do 160 takich siłowni (jak Herdecke). Jest rzeczą całkowicie jasną, że w naszych warunkach osiągnąć tego się nie da. Poza tym budowa takich siłowni jest stosunkowo kosztowna i łatwo może doprowadzić do przekroczenia wyznaczonej w p. 10 granicy kosztów.

Można jednak znaleźć inne rozwiązanie, znacznie tańsze.

Zasadą, na której bazuje się budowę siłowni pompowych, jest dążenie do otrzymania pewnej ilości energii w zamian za energię zużytą na pompowanie. W zasadzie — możliwe jest wybudowanie siłowni pompowej na niski spad wody, przerabianej w turbinach o dużym przełyku. Wysokie spadki potrzebne są do krycia bardzo ostrych wierzchołków szczytowych, a więc raczej wtedy, gdy ilość wody potrzebnej do wyprodukowania energii jest bardzo mała. W warunkach o których mowa, potrzebna jest produkcja bardzo dużej ilości energii. Zagadnienie rozwiązać można, przebudowując na siłownię pompowe już istniejące siłownie wodne, pozbudowane na stopniach ujęzmiowanej rzeki. Siłownie te powinny mieć duże zbiorniki i to zarówno górne, jak i dolne. Ilości wody, które trzeba przepompować — sądząc z ilości potrzebnej do wyprodukowania energii — są nieco mniejsze lub równe dobowym ilościom wody naturalnej. Razem więc przez zaporę przepływać może na dobę ilość wody równa mniej więcej podwójnej dobowej ilości naturalnego przepływu, a więc o wielkości mniejszej rzędu od 1% rocznego przepływu. Dla odpowiednio dużych zbiorników taka ilość wody nie powinna odgrywać prawie żadnej roli²⁾.

W koncepcji, o której tu jest mowa, ze zbiornika górnego do dolnego przepływałaby przez turbinę na zaporze pewna ilość wody w czasie trwania obciążeń większych od tych, które pokonać mogą podstawowe siłownie cieplne. Byłaby to taka ilość, która równa się nadmiarowi odpływu wody do zbiornika ponad odpływy i straty, a składałaby się na nią 2 składowe: dobowy wyrównany przepływ naturalny oraz woda przepompowana w nocy z dolnego zbiornika.

13. Należy tu zwrócić uwagę na bardzo ważną okoliczność towarzyszącą przepompowywaniu znacznych ilości wody. Oto przy jej pomocy daje się bardzo poważnie zniwelować wpływ lat suchych i mokrych na wielkość produkcji energii. Jeśli przeciętny przepływ w roku suchym wynosi 50% tego, co niesie przeciętny przepływ w roku mokrym (przyjęty za 100%), to po dodaniu do każdej z tych wielkości odpowiednio 50% — 75% — 100% wody przepompowanej, zmieniamy stosunek przeciętnych przepływów z 1:2 na — 1:1,50 — 1:1,40 — 1:1,33. Dalsze wyrównanie przyniosą wytworzone duże zbiorniki międzystopniowe i nie będzie przesady w twierdzeniu, że oba te czynniki (zbiorniki i pompowanie) doprowadzić mogą do pełnego wyrównania przepływów. Zawdzięczając pompowaniu, można też osiągnąć zmniejszenie objętości zbiorników wyrównawczych.

²⁾ Na możliwość (w zasadzie) wykorzystania siłowni, umieszczonych na stopniach rzeki, do nocnego pompowania wody wskazuje prof. F. F. Gubin w swoim dziele „Gidroenergičeskie stancii“.

14. Maszyny w siłowni wodnej, zbudowanej według proponowanej koncepcji, wyglądałyby następująco:

- a) Turbiny do „przełknięcia“ naturalnej wody: moc — 100%. Czas pracy mocy pod pełnym obciążeniem: 6,7 do 4,0 godz./dobę (2 000 do 1 200 godz. rocznie). Produkcja roczna: 100 · 1 200 do 100 · 2 000 jednostek.
- b) Produkcja do „przełknięcia“ wody napompowanej (założmy, że będzie jej tyle samo co naturalnej). Czas pracy pod pełnym obciążeniem na dobę 9,3 do 10,7 godzin (2 800 — 3 200 godz. rocznie). Produkcja — ta sama co poprzednio, zatem moc:

$$\frac{100 (1\,200 + 2\,000)}{2\,800 + 3\,200} = 43\% \text{ do } 62\%$$

mocy poprzedniej. Razem z a): 143% do 162%.

- c) Pompy do przepompowywania wody (ilość wody — ta sama co pod b). Ilość energii zużytej na pompowanie jest

$$\text{większa od dostarczonej w stosunku } \frac{100}{60} = 167\%. \text{ Ilość}$$

godzin pracy pełnej mocy pomp: 6 do 8 w dni powszednie oraz 12 do 18 godzin w niedziele; rocznie 2 600 do

$$3\,600 \text{ godzin. Moc pomp: } \frac{1\,67 \cdot 100 (1\,200 + 2\,000)}{2\,600 + 3\,600} = 70\%$$

do 110%, a więc mniejsza, niż całkowita moc turbogeneratorów, obliczona pod b).

Rozwiązać zagadnienie siłowni pompowych można zatem tylko jednoznacznie, tj. przez dodanie pewnej, stosunkowo niewielkiej mocy do mocy turbozespołów potrzebnych do przerabiania wody naturalnej. Turbozespoły w pewnym odsetku (50% do 70%) mają być instalowane w jednostkach turbina-generator-pompa lub turbina-pompa-generator — zależnie od możliwości (tańsze są zespoły drugiego rodzaju), przy czym z biegiem czasu procentowy udział turbogeneratorów z takiego czy innego rodzaju pompą będzie wzrastał w miarę jak wzrastać będzie ilość energii zużywanej w kraju³⁾.

Pominięcie zasady wykorzystania siłowni wodnych na stopniach rzek do połączenia z nimi siłowni pompowych spowoduje zwiększenie kosztów inwestycyjnych. Siłownie pompowe należałoby budować zupełnie niezależnie od siłowni na stopniach rzeki wraz ze zbiornikami, rurociągami, rozdzielnicami i liniami wysokiego napięcia, zamiast do kompletnych siłowni już zbudowanych i zaopatrzonych w duże zbiorniki i turbozespoły doinstalować dalsze turbo-pompozespoły. Jest rzeczą jasną, że doinstalowanie zespołów jest znacznie oszczędniejsze niż budowa nowej siłowni. Zgodnie ze statystyką, stosunkowo tania budowa nowej siłowni pompowej kosztuje na zainstalowany kW od 2 do 3 razy drożej niż doinstalowanie tejże mocy w już zbudowanej elektrowni wodnej. W rezultacie — koszt pierwszej alternatywy wynosi 50% do 65% kosztu drugiej.

Poza tym — budowa specjalnych siłowni pompowych o dużej różnicy poziomów, przy znalezieniu warunków na zbiorniki górny i dolny, wcale nie jest wykluczona. Ilość takich siłowni może być jednak z natury rzeczy niewielka i nie ma potrzeby specjalnie wyszukiwać możliwości jej zwiększenia. Siłownie te traktować raczej należy jako nadzwyczajną rezerwę na wypadek jakiegoś specjalnie trudnego do opanowania momentu, związanego z potrzebą nagłego podwyższenia mocy, będącej w ruchu.

15. Nocne pompowanie wody prowadzone na wielką skalę nie doprowadzi do wydatnego zwiększenia zużycia węgla przez siłownie cieplne. Bez pompowania bowiem użytkowanie roczne szczytowego obciążenia siłowni cieplnych wyniosłoby od 5 500 do 6 500 godzin, a z pompowaniem — od 6 500 do 7 500 godzin, co spowodowałoby pewną niewielką oszczędność na zużyciu węgla, wynoszącą około 1%. Przy mocy wynoszącej 75% całości w pierwszym przypadku, a 65% w drugim, zużycie węgla wyniosłoby:

$$99 \cdot 65 (6\,500 + 7\,500)$$

$$100 \cdot 75 (5\,500 + 6\,500)$$

co w przybliżeniu równa się 1,015. Zwiększenie zużycia doszłoby do około 1,5%.

16. Nocne pompowanie na wielką skalę pozwala zaoszczędzić potrzebę instalowania dość znacznej ilości mocy w siłowniach cieplnych, bo wynoszącej około 10% całkowitej

³⁾ Zgodnie z danymi zamieszczonymi w literaturze zagranicznej, zbudowano zespoły hydroelektryczne, które zarówno pompują wodę, jak wytwarzają moc, pracując przy tej samej sprawności i różnicy poziomów do 90 m.

mocy obciążenia szczytowego i zastąpić ją przez znacznie tańszą moc turbino-pomp, zainstalowanych przy już gotowych zaporach i zbiornikach. Koszt instalowania tych turbino-pomp wynosi około 55% kosztów instalowania zastępczej mocy cieplnej, natomiast instalowanie turbino-pomp zamiast turbin wodnych zwiększa wydatek o około 15% kosztów mocy cieplnej. Zakładając, że koszt instalowania 1% mocy cieplnej wynosi 100 jednostek, oszczędność na zmniejszeniu jej o 10% równa się $100 \cdot 10 = 1000$ jednostek. Zakładamy, że 60% całej ilości turbin wodnych zostanie przerobionych na turbino-pompy, przy czym 100% mocy turbin wodnych kryje 75% mocy maksymalnego obciążenia, w tym 25% pracuje na wodzie naturalnej. Dostawionych będzie na wodzie naturalnej $0,6 \cdot 35 = 10 = 11\%$ pomp, co zwiększy wydatek o $15 \times 11 = 165$ jednostek.

Poza tym — doinstalowanie specjalne na wodę napompowaną 10% mocy turbino-pomp zwiększa wydatek o $55 \times 10 = 550$ jednostek, razem o 715 jednostek. Oszczędność na zamianie wyniesie $1000 - 715 = 285$ jednostek (równowartość kosztu 2,85% mocy szczytowej, wyrażonej w kosztach instalowania siłowni ciepłych, równa się około 800 — 850 MW).

17. Wreszcie, nocne pompowanie na wielką skalę ogromnie ułatwi pracę rozdzielczych mocy. Siłownie wodne staną się znacznie bardziej ustabilizowane co do swych możliwości produkcyjnych i kierowanie ich pracą nie będzie wymagało drobiazgowego wnikania w prognozy pogody, w możliwości i potrzeby obniżania poziomu górnego zwierciadła wody itp. Wprost przeciwnie, wahania różnicy poziomów wody będą niewielkie i ograniczone tylko do dobowego obniżania się górnego i podwyższania się dolnego zwierciadła, względnie odwrotnie na skutek pracy turbin względnie pomp. Obniżenie się lub podwyższenie poziomu wody w zbiorniku dolnym, zachodzące wskutek jakichś zewnętrznych przyczyn (ulewa, powódź, posucha itp.) będzie związane z takim samym ruchem poziomu wody w zbiorniku górnym. Rzadko kiedy przyczyny zmieniające poziom wody w jednym zbiorniku nie będą działały na drugi. Stąd wynika wyrównanie pracy maszyn (turbin i pomp), trudne do osiągnięcia w innych warunkach.

18. Na zakończenie wypada wyjaśnić dlaczego w Polsce, mającej bardzo słabo wyzyskane wodne zasoby energetyczne, trzeba uciekać się do tak daleko idących metod przy organizowaniu zabudowy rzek, jakich nie stosuje się w żadnym kraju, mającym znaczenie bardziej zaawansowane ich wyzyskanie.

Otóż dzieje się tak dlatego, że w krajach tych na głowę ludności przypadają znacznie większe możliwości produkcji energii w siłowniach wodnych, niż w Polsce.

Weźmy np. przodujący świata Związek Radziecki. Przy zbliżonych do polskich zasobach jednostkowych energii wodnej (około 22 MWh/km² przy 95% gwarancji, a 112 MWh/km² przy 50% gwarancji) i przy gęstości zaludnienia około 10 m/km² wypada tam 2 200 do 11 200 kWh rocznie na mieszkańca, a więc zasadniczo — pełne 100-procentowe zabezpieczenie na długie jeszcze lata, zanim gęstość zaludnienia nie przekroczy 37 m/km², dla założonego zużycia 3 000 kWh/m rocznie.

W Stanach Zjednoczonych, gdzie gospodarka rozwija się chaotycznie, zasoby wodne wynoszą około 26 MWh/km², a gęstość zaludnienia — około 18 m/km², czyli możliwości zaspokajania potrzeb energetycznych ludności przez siłownię wodne dojść mogłyby w chwili obecnej do 1 450 kWh/m; w rzeczywistości siły wodne produkują tam około 40% całości zużywanej energii, przy czym na głowę wynosi to około 800 kWh rocznie. Wynika stąd, że wyzyskano już 55% zasobów wodnych kraju.

Siłownie wodne w Stanach Zjednoczonych budowane były bez jednolitego planu i dlatego zbudowano tam dużo siłowni o niewielkich zbiornikach wyrównawczych, mających

stosunkowo niskie moce zainstalowanych maszyn, ale wysoką ilość godzin rocznego użytkowania. Obecnie stan zabudowy wód ulega tam rewizji i ostrej krytyce, żądającej zwiększenia mocy instalowanej nawet już zbudowanych siłowni i przeniesienia wszelkich siłowni wodnych na wyższe warstwy krzywej obciążenia. Trzeba przyznać, że takie „przerabianie” siłowni wodnych jest z reguły trudniejsze, niż właściwa ich budowa od początku, jest zawsze droższe, a czasem wprost niemożliwe.

W Polsce zasoby wodne są stosunkowo niewielkie — wynoszą około 40 MWh/km², a gęstość zaludnienia jest większa niż w Związku Radzieckim lub w Stanach Zjednoczonych, bo wynosi około 75 m/km², z dość silnie zaznaczoną tendencją do wzrostu. Nawet pełne wyzyskanie już w chwili obecnej wszystkich zasobów energetycznych naszych wód pozwoliłoby na produkcję najwyżej 550 kWh na mieszkańca rocznie, tj. zaledwie 65% przewidzianego w planie 6-letnim zużycia na 1955 r.

Stosunek ten zmniejszać się będzie bardzo szybko z biegiem czasu i przy 3 000 kWh/m rocznie i 130 m/km² wyniesie zaledwie około 10%. Należy zatem już od samego początku nadać właściwy kierunek planowaniu zabudowy i ujarzmienia rzek polskich i nie myśleć o jakichkolwiek siłowniach przepływowych, pracujących jako podstawowe o 60% do 70% wyzyskania mocy zainstalowanej (5 000 do 6 000 godzin rocznie), gdyż za kilkanaście lat zainstalowane w nich moce okażą się za małe, a zbiorniki wyrównawcze zbyt szczupłe. Siłownie takie będą powodować złą pod względem ekonomicznym wyzyskanie zasobów wodnych kraju, gdyż konkurencja ich z siłowniami ciepłymi w kryciu obciążeń podstawowych będzie niewielka, a do krycia wysokich warstw obciążenia trzeba będzie używać równolegle do siłowni wodnych — siłowni ciepłych, nie mogących absolutnie konkurować na tych poziomach z wodnymi.

Należy ogromnie silnie podkreślić ten moment. Moc zainstalowana w siłowniach wodnych musi być liczona na niski współczynnik wyzyskania wody naturalnej (na 20% — 15%, a nawet 10%, to jest na 1 750 — 1 300, a nawet na 900 godzin rocznego użytkowania mocy zainstalowanej). Na przyjęcie takiej mocy powinny być przygotowane zarówno zaporą, jak budynek maszynowy, rozdzielnia i linia wysokiego napięcia łącząca siłownię z siecią państwową lub okręgową. Nie zawsze tak duża moc będzie od razu potrzebna. Na początek zainstalować można mniejszą, odpowiadającą większej ilości godzin rocznego użytkowania. Moc ta w miarę potrzeby musi być jednak powiększana, a zbiornik musi być dostosowany do maksymalnej jej wielkości i do możliwości pompowania na wielką skalę, wielkość którego powinna z czasem wzrastać coraz bardziej.

W tych warunkach racjonalna współpraca siłowni ciepłych z wodnymi musi przynieść największe korzyści. Jednostronne jednak wykorzystanie wody tylko jako środka do produkcji energii jest rzeczą niemożliwą. Należy dodać do tego ułatwiony przez ustąpienie rzek transport dóbr masowych, zabezpieczenia kraju przed powodzią, możliwość wykonania doniosłych robót melioracyjnych, rozwój gospodarki rybnej, zabezpieczenie zaopatrzenia przemysłu w wodę i szereg innych korzyści nieosiągalnych na innej drodze. Powiązanie wszystkich tych zagadnień w jedno — stwarza skomplikowane tło, na którym rozwijać się musi wzajemna współpraca energetycznych siłowni ciepłych i wodnych. Wśród tych ostatnich powinno zabraknąć miejsc na zakłady przepływowe lub z niewielkimi zbiornikami wyrównawczymi; dążyć należy do zaopatrzenia każdej siłowni w jak największy zbiornik. Siłownie pompowe powinny zaniknąć jako niezależny typ, a przynajmniej ulec ograniczeniu do bardzo niewielkiej tylko ilości. Normalna siłownia zbiornikowa powinna sama zająć się nocnym przepompowywaniem wody i połączyć w jednym wszystkie cechy siłowni zbiornikowej i pompowej.

Wydawca: NACZELNA ORGANIZACJA TECHNICZNA

REDAGUJE KOMITET:

REDAKTOR NACZELNY — inż. MARIAN CHUDZYŃSKI

REDAKTORZY DZIAŁOWI: inż. BOLESŁAW CZERNY, inż. ZDZISŁAW MIKULSKI, inż. ANTONI OBUCHOWSKI, inż. KAZIMIERZ PUCZYŃSKI, inż. ADOLF RIEDEL, inż. TADEUSZ SUSZCZEWSKI, inż. JAN WOKROJ

SEKRETARZ REDAKCJI — HALINA MIKULSKA

REDAKTOR TECHNICZNY — JÓZEF IŻYCKI

Redakcja i Administracja: Warszawa, ul. Czackiego 3/5. Tel. 6-74-61 do 65

Konkurs na recenzję książki technicznej

W walce o nową, przyspieszającą postęp książkę techniczną — twórcza krytyka w formie recenzji dopomaga, ułatwia, udoskonala pracę autora i wydawcy oraz zwiększa czytelnictwo piśmiennictwa technicznego.

Zarówno w samej książce, jak w jej ocenie powinny być uwzględnione przede wszystkim: najnowsze zdobycze polskiej myśli technicznej naszych uczonych, racjonalizatorów, wynalazców, nowatorów, olbrzymie osiągnięcia przodującej nauki i techniki radzieckiej rewolucjonizującej metody pracy ludzkiej, dorobek techniczny krajów demokracji ludowej, krytycznie ocenione prace z dziedziny techniki w innych krajach oraz powiązanie treści i ujęcia z praktyką ze szczególnym uwzględnieniem potrzeb czytelnika-robotnika.

Dotychczasowy stan recenzji omawiający krytycznie wydawaną w Polsce książkę techniczną nie jest zadowalający zarówno pod względem ilościowym jak i jakościowym.

Dążąc do pobudzenia ruchu recenzyjnego i wzmocnienia pracy twórczej w tym zakresie Państwowe Wydawnictwa Techniczne (PWT) ogłaszają konkurs na najlepsze recenzje książek technicznych wydanych przez PWT.

WARUNKI KONKURSU

1. Recenzja powinna dotyczyć wydanej przez PWT książki, oryginalnej lub tłumaczonej, z wyłączeniem instrukcji oraz prac badawczych instytutów naukowo-badawczych.
2. Przedmiotem konkursu są podpisane recenzje, opublikowane w czasopismach wydanych za rok 1953, a mianowicie:
 - 2.1. w czasopismach technicznych wydawanych przez Naczelną Organizację Techniczną (NOT) i PWT — wszystkie wydrukowane recenzje, bez specjalnych zgłoszeń,
 - 2.2. w innych czasopismach — po zgłoszeniu do PWT egzemplarza czasopisma z wydrukowaną recenzją, z zaznaczeniem na egzemplarzu: „Konkurs na recenzję“.
3. Przy ocenie recenzji brane będą pod uwagę przede wszystkim następujące kryteria:
 - 3.1. twórcza krytyka i ocena treści recenzowanej książki, a w szczególności następujących jej cech:
 - 3.1.1. walory ideologiczne,
 - 3.1.2. przydatność i aktualność tematu dla potrzeb gospodarki narodowej,
 - 3.1.3. oryginalność ujęcia i opracowania tematu,

3.1.4. poprawność opracowania tematu (zgodność ze współczesną nauką, jasność ujęcia i wy-czerpanie, układ itd.),

3.1.5. dostosowanie ujęcia tematu do poziomu czytelnika, dla którego przeznaczono książkę, ze szczególnym uwzględnieniem potrzeb robotnika,

3.1.6. poprawność słownictwa technicznego,

3.1.7. poprawność językowa,

3.1.8. celowość, trafność i poprawność zilustrowania treści rysunkami, fotografiami, wykresami,

3.2. twórcza krytyka i ocena wykonania edytorskiego recenzowanej książki, a w szczególności następujących elementów:

3.2.1. układ typograficzny,

3.2.2. szata zewnętrzna,

3.2.3. poprawność wykonania technicznego,

3.3. poprawność opracowania recenzji,

3.4. okres czasu, jaki dzieli ukazanie się książki od ogłoszenia recenzji.

4. W skład Sądu Konkursowego wchodzi przedstawiciele:

Naczelnej Organizacji Technicznej,
Centralnego Instytutu Dokumentacji Naukowo-Technicznej,

Państwowych Wydawnictw Technicznych.

5. Wyniki konkursu ogłoszone będą do dnia 30 czerwca 1954 r.

6. Autorom najlepszych recenzji zostaną przyznane następujące nagrody:

— nagroda pierwsza	zł 2 000
— dwie nagrody drugie po	„ 1 500
— trzy nagrody trzecie po	„ 1 000

7. Jeśli na podstawie oceny Sądu Konkursowego zajdzie potrzeba podziału każdej z przewidzianych nagród albo zmniejszenia ogólnej liczby nagród, to Państwowe Wydawnictwa Techniczne zastrzegają sobie prawo dokonania takiej zmiany.

Wszelkich dodatkowych wyjaśnień dotyczących konkursu udziela Dział Informacji i Propagandy PWT, Warszawa, ul. Mazowiecka 2/4, tel. 749-92 do 98.

PAŃSTWOWE WYDAWNICTWA TECHNICZNE

Warszawa, luty 1953 r.

Nakładem Państwowych Wydawnictw Technicznych została wydana i ukazała się w sprzedaży księgarskiej książka opracowana przez Naczelną Organizację Techniczną pt.

GOSPODARKA REMONTOWA

format B5, s. 304, rys. 96, tablice, cena zł 8.—

Książka napisana w oparciu o materiały i rezolucje Pierwszej Krajowej Narady Remontowej oraz doświadczenia techniki radzieckiej, stawia po raz pierwszy w Polsce zagadnienie gospodarki remontowej pod kątem całości rozwiązań organizacyjnych i technicznych. Celem jej jest mobilizacja kadr technicznych do walki o przedłużenie życia maszyn oraz o maksymalne wykorzystanie zdolności produkcyjnej zakładów wytwórczych.

Książka omawia szereg konkretnych tematów z zakresu postępowych metod technologii remontów oraz podaje obszerną bibliografię liczącą ponad 700 pozycji z literatury polskiej i zagranicznej, szczególnie radzieckiej.

„GOSPODARKA REMONTOWA” może być z pożytkiem wykorzystana przez wszystkich pracowników służb produkcyjnych, w szczególności konserwacyjno-remontowych, może również służyć jako lektura pomocnicza w szkołach średnich i wyższych technicznych.

Książkę „Gospodarka Remontowa” można nabywać w księgarniach technicznych Domu Książki oraz zamawiać (do przesyłki pocztą) w następujących ekspozyturach Domu Książki:

Warszawa — ul. Wiejska 16
Bydgoszcz — ul. Parkowa 2
Poznań — Pl. Kolegiacki 17
Łódź Fabr. — ul. Piotrkowska 96
Kielce — ul. M. Buczka 33
Lublin — ul. Dąbrowskiego 8
Białystok — ul. Sienkiewicza 2
Olsztyn — Pl. Wolności 2/3

Gdańsk — ul. Miszewskiego 16
Koszalin — ul. Grunwaldzka 1
Szczecin — Wojska Polskiego 29
Zielona Góra — Rynek Drzewny 1
Wrocław — ul. Rynek 60
Opole Główne — ul. Kropidły 5
Stalinogród — Pl. Wolności 12a
Kraków — ul. Smoleńsk 33
Rzeszów — ul. Asnyka 18.

PAŃSTWOWE WYDAWNICTWA TECHNICZNE

Nowości wydawnicze

- Aleksiejew A. E.:** Konstrukcja maszyn elektrycznych. Tłum. z ros. W. Pełczewski. 1953, s. 374, zł 59,50 (w oprawie)
- Birszenk A.:** Piece mieszkaniowe i trzony kuchenne. Budowa i użytkowanie. 1953, s. 144, zł 7,80
- Blauth T., Dębowski Z.:** Dozór i konserwacja maszyn budowlanych. 1953, s. 133, zł 7,70
- Byszewski S.:** Chłodnie automatyczne w sieci dystrybucyjnej. 1953, s. 148, zł 8,80
- Chwała A.:** Pomocnicze środki chemiczne w przemyśle włókienniczym. Tłum. z ros. J. Gosiewski i L. Żółtowski. 1953, s. 320, zł 41,— (w oprawie)
- Ciborowski J.:** Inżynieria chemiczna. Część 2. 1953, s. 233, zł 27,— (w oprawie)
- Dąbrowski L.:** Ochrona pracy w młynarstwie zbożowym. 1953, s. 183, zł 10,—
- Elastomery i plastomery.** Tom I — Podstawy teoretyczne. Tłum. z ang. zespół. 1953, s. 476, zł 47,— (w oprawie)
- Garliński B.:** Architektura polska 1950—1951. Album. 1953, s. 211, zł 110,— (w oprawie)
- Groszkowski J.:** Technologia wysokiej próżni. 1953, s. 348, zł 36,— (w oprawie)
- Jarosz K., Stein R., Zięborak K.:** Odwadnianie spirytusu. 1953, s. 208, zł 12,50
- Kamler J., Kamler W.:** Pralnie. 1953, s. 162, zł 13,50
- Karpiński P. A.:** Metoda inż. Kowalowa w hutnictwie. Tłum. z ros. Z. Corradini. 1953, s. 26, zł 1,30
- Lech W.:** Pitne soki owocowe. 1953, s. 116, zł 5,90
- Lis. B.:** Liczniki energii elektrycznej. Działanie — Użytkowanie — Instalowanie. 1953, s. 140, zł 7,50
- Magazynowanie produktów spożywczych w zakładach żywienia zbiorowego.** Praca zbiorowa. 1953, s. 168, zł 9,—
- Nowacki W., Dąbrowski R.:** Silosy. Metody obliczeń i konstrukcja. 1953, s. 301, zł 27,50 (w oprawie)
- Oświetlenie zakładów przemysłowych. Stowarzyszenie Elektryków Polskich.** Polski Komitet Oświetleniowy. 1953, s. 336, zł 20,50
- Pozin M. E.:** Technologia soli mineralnych. Tłum. z ros. zespół. 1953, s. 548, zł 46,—
- Szwarczajtajn E.:** Przemysł papierniczy w Planie 6-letnim. 1953, s. 86, zł 4,—
- Troicki Ch. L.:** Eksploatacja i remont maszyn budowlanych. Tłum. z ros. W. Dziuk. 1953, s. 320, zł 18,80 (w oprawie)

Książki wydane poprzednio

- Akimow G. W.:** Podstawy nauki o korozji i ochronie metali. Tłum. z ros. M. Orman. 1952, s. 359, zł 56,—
- Gosztowtt L.:** Usprawnienie obsługi i modernizacja pras hydraulicznych. 1952, s. 88, zł 11,25
- Gosztowtt L.:** Uszczelnienia. 1951, s. 250, zł 22,—
- Kataliza i katalizatory.** Praca zbiorowa. 1952, s. 373, zł 59,—
- Kowalski F.:** Egzamin mechanika motopompy. 1952, s. 166, zł 12,— (w oprawie)
- Kreid F.:** Obrona i sprzęt przeciwpożarowy w pożarnictwie. 1952, s. 121, zł 7,—
- Lipowicz R.:** Urządzenia chłodnicze sprężarkowe. Działanie i obsługa. 1952, s. 92, zł 10,—
- Maślanka K.:** Korozja i ochrona przed korozją magnezu i jego stopów. 1950, s. 63, zł 16,50
- Nowakowski W.:** Metody oczyszczania wody zasilającej kotły parowe. 1951, s. 203, zł 25,—
- Olczakowski W., Ficki Z.:** Woda w zakładach przemysłowych. 1952, s. 252, zł 35,—
- Olczakowski W.:** Zmiękczenie wody w wymiennikach sodyowych. 1953, s. 51, zł 2,60
- Oszczędną gospodarką węglem.** Praca zbiorowa. 1951, s. 338, zł 38,—
- Przychodźki J.:** Straty ciśnienia w armaturze wodociągowej. 1952, s. 25, zł 13,—
- Riedel A.:** Drogi wodne w Planie sześcioletnim. 1952, s. 67, zł 6,—
- Riedl B.:** Urządzenia i ruch gazowni. Tłum. z czeskiego L. Obidowicz i J. Czaplicka. 1952, s. 586, zł 80,—
- Rosner M.:** Kontrola ruchu urządzeń do ulepszania wody. 1950, s. 95, zł 10,—
- Sawaszyński J.:** Przeciwożarowe zaopatrzenie wodne. Wyd. 1, część 1. 1950, s. 152, zł 9,—. Część 2. 1950, s. 338, zł 16,50. Część 3 i 4. 1950, s. 203, zł 12,50.
- Stefanowski B.:** Chłodnictwo. 1952, s. 367, zł 60,—
- Tolloczek B.:** Kotły parowe. Tom. 1. Zeszyt 1. 1951, s. 92, zł 8,—. Zeszyt 2. 1952, s. 51, zł 5,—
- Wołoszyn S.:** Wykaz materiałów stosowanych do wyrobu urządzeń odpornych na korozję. 1952, s. 142, zł 14,—

Do nabycia w księgarniach technicznych Domu Książki.

Technika ochrony pracy służy zachowaniu przy życiu i zdrowiu największego dobra narodu, jakim jest człowiek pracy, zwiększaniu jego wydajności i usprawnieniu produkcji.

Każdy inżynier i technik, pracujący zarówno w terenie, jak i w instytucjach centralnych, powinien znać i stosować przepisy o ochronie pracy, jak również śledzić postęp myśli technicznej, lekarskiej i społecznej w tym zakresie.

Miesięcznik „Ochrona Pracy”

przeznaczony dla inżynierów i techników ruchu

- zawiera wiele pożytecznych informacji i danych z wszelkich dziedzin związanych z ochroną pracy, wskazuje konieczność oparcia metod postępowania w bezpieczeństwie i higienie pracy na podstawach naukowych,
- daje przykłady sposobów, metod, wzorów konstrukcji, rozwiązań, etc. z terenu kraju oraz Związku Radzieckiego i krajów demokracji ludowej,
- porusza nowe problemy techniczno-organizacyjne, wiąże nową technikę z ochroną pracy.

Technicy i inżynierowie ruchu! Jesteście odpowiedzialni za stan bezpieczeństwa i higieny na swoim odcinku pracy.

Czytajcie „Ochronę Pracy”, która Wam niesie pomoc w Waszych codziennych obowiązkach.

Prenumeratę przyjmuje PPK „RUCH” w Warszawie i Oddziałach prowincjonalnych; prenumerata roczna — 48 zł, prenumerata półroczna — 24 zł. Konto PKO I-17400/110.