

GOSPO DARKA WODNA



Nr 6
1956

MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM
GOSPODARKI WÓDNEJ I BUDOWNICTWA WODNEGO

WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

T R E Ś Ć

DZIAŁ I — PLANOWANIE, ORGANIZACJA

<i>Inż. Józef Gluszek</i> — O właściwą organizację biur projektowych gospodarki wodnej	223
<i>Inż. Franciszek Stryjewski</i> — Roboty wodno-melioracyjne w sadach i ogrodach	224
O szeroką dyskusję nad planami wydawniczymi i oceną pozycji wydawniczych — <i>Inż. Marian Cypel</i>	227

DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

<i>Inż. Karol Raczyński</i> — Regulacja biologiczna górskich cieków	230
<i>Inż. Adam Widomski i inż. Kazimierz Ujda</i> — Badania laboratoryjne nad zabezpieczeniem grody przed podmyciem	233
<i>Inż. Jerzy Lichodziejewski</i> — Elektryfikacja napędu głównego w żegludze śródlądowej	234
<i>Inż. Dariusz Bogucki</i> — Obliczenie mocy napędu urządzenia kubłowego pogłębiarek	241

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

<i>Inż. Franciszek Cieciora</i> — Program zabudowy Wisły w świetle potrzeb terenów przymorskich	244
<i>Prof. dr inż. Kazimierz Dębski</i> — Gdzie leży bezpieczeństwo m. Gdańska i delty Wisły (w odpowiedzi mgr inż. F. Cieciorze)	249
PRZEGŁĄD WYDAWNICTW	253
WSPOMNIENIA POŚMIERTNE	259
KRONIKA	261
LISTY DO REDAKCJI	262
<i>Prof. inż. Tadeusz Tillinger</i> — Podręczne słownictwo w zakresie dróg wodnych (materiały do słownika w 5 językach)	wkładka
BIULETYN INSTYTUTU MELIORACJI I UŻYTKÓW ZIELONYCH	263

СОДЕРЖАНИЕ

- К надлежащей организации проектных бюро по водному хозяйству.
- Водно-мелиорационные работы в садах и огородах.
- К широкой дискуссии по издательским планам и оценке издательских статей.
- Биологическая регуляция горных водотоков.
- Лабораторные исследования по обеспечении перемычки от размыва.
- Электрификация главного привода во внутреннем судоходстве.
- Расчет мощности привода ковшевого устройства землечерпалки.
- Программа застройки р. Вислы с точки зрения требований приморских территорий.
- Где находится безопасность г. Гданьска и дельты р. Вислы.
- Обзор технических издательства.
- Посмертное воспоминание.
- Письма в редакцию.
- Настольная лексика в области водных путей (материалы для словаря на 5 языках).
- Бюллетень Института Мелиорации и Зеленых Угодий.

SOMMAIRE

- Pour une juste organisation des bureaux de projection dans le domaine de l'Aménagement Hydraulique
- Travaux d'Hydraulique Agricole dans les jardins fruitiers et potagers
- Pour une vaste discussion sur les plans des publications techniques et sur l'appréciation des positions d'éditions
- Regularisation biologique des cours d'eau de montagne
- Recherches de laboratoire sur l'assurance des batardeaux, contre l'afouissement
- Electrification de la commande générale dans la navigation intérieure
- Calcul de la puissance de la commande d'un arrangement à benne de dragues
- Programme de l'aménagement de la Vistule au point de vue des besoins des terrains maritimes
- Où se trouve la sécurité de la ville Gdansk et de l'estuaire de la Vistule
- Revue des publications techniques
- Souvenirs posthumes
- Lettres à la Rédaction
- Lexicologie courante relative aux voies de navigation intérieure (matériaux pour le Dictionnaire en 5 langues)
- Bulletin de l'Institut d'Amélioration Agricole de la Culture des Prés et des Pâturages

CONTENTS

- For a proper organization of designing office in the sphere of Water Management
- Water engineering works in orchards and kitchen gardens
- For a wide discussion on publishing schemes and on valuation of publishing positions
- Biological regulation of mountainous water courses
- Laboratory researches on the insurance of coffer dams against washing away
- Electrification of the main drive in inland navigation
- Calculation of the drive power of a bucket settlement of dredgers
- Programme of the river Vistula management from the point of view of maritime necessities
- Where is lying the security of Gdansk and of Vistula estuary
- Review of technical publications
- Posthumous commemorations
- Letters to the Editor
- Current Lexicology concerning the inland waterways (materials for a Dictionary in 5 languages)
- Bulletin of the Agricultural Meliorations and Graslands Institute

GOSPODARKA WODNA

M I E S I Ę C Z N I K

POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI WODNEJ I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XVI

WARSZAWA, CZERWIEC 1956 R.

Nr 6 (115)

DZIAŁ I – PLANOWANIE, ORGANIZACJA

INŻ. JÓZEF GŁUSZAK

O właściwą organizację biur projektowych gospodarki wodnej

(artykuł dyskusyjny)

Na temat organizacji gospodarki wodnej w Polsce, obejmującej poszczególne fazy działania — planowanie, studia i badania naukowe, projektowanie, wykonawstwo i eksploatacja — czasopismo nasze zamieszczało wiele artykułów, reprezentujących nieraz różne poglądy. W roku 1956 znaczny wysiłek w przygotowaniu podstaw reorganizacji gospodarki wodnej w Polsce wzięła na siebie Główna Komisja Gospodarki Wodnej NOT.

Uznając dalszą dyskusję na ten temat jako b. wskazaną, Redakcja zamieszcza poniższy artykuł, dotyczący zagadnienia powołania biur projektów kompleksowej gospodarki wodnej.

Już w tytule artykułu, przez użycie wyrażenia „gospodarki wodnej” zamiast „budownictwa wodnego”, chciałbym podkreślić konieczność zmiany nastawienia biur projektowych zajmujących się zagadnieniami wodnymi, z obecnie przyjętej płaszczyzny budownictwa wodnego na właściwą i kompleksową gospodarkę wodną. Chodzi tu o odstępianie od rozwiązywania zagadnień wodnych w sposób dorywczy i jednostronny, a przejście na projektowanie o charakterze planowej i kompleksowej gospodarki wodnej w rejonie.

Dotychczas opracowywaniem zagadnień wodnych dla różnych inwestycji, czy to istniejących — z tytułu rozbudowy, czy to projektowanych do budowy, zajmują się biura projektowe różnych resortów, opracowując je przeważnie w sposób wycinkowy w dostosowaniu do własnych potrzeb inwestycyjnych. Opracowywaniem o szerszym wachlarzu ujęcia zagadnień wodnych zajmuje się jedynie „Hydroprojekt”. Biuro to jednak nie obejmuje zasięgiem swej pracy całokształtu zagadnień wodnych, a przede wszystkim tych, które są związane z rozbudową przemysłu czy rolnictwa i gospodarki komunalnej. A przecież inwestycje tych resortów niejednokrotnie po zrealizowaniu wywierają decydujący wpływ na stosunki wodne zlewni czy rejonu, powodując często szkodliwe skutki, będące przeważnie wynikiem niewłaściwej lokalizacji obiektu, ujęcia wody lub jej zrzutu.

Oddziłą grupę tworzą zagadnienia wodne w rolnictwie, opracowywane przez Biuro Projektów Wodno-Melioracyjnych; zagadnienia te są ściśle związane z režimem wszystkich rzek i zasobów wodnych Polski.

Przykładem wycinkowego opracowywania zagadnień wodnych jest zagadnienie ferolowe wody pitnej dla Krakowa, zanieczyszczenie ponad granice dopuszczalne niektórych odcinków rzek (Wisła, Odra czy Noteć), koncentracja zakładów przemysłowych w rejonie Konina i Inowrocławia, gdzie występuje poważny deficyt wody itd. Niesposób też pominąć tzw. martwych inwestycji, jak kanał Warta — Gopło, czy nie zawsze uzasadniona w swej lokalizacji regulacja rz. Wisły. We wszystkich tych przypadkach decydowało jednokierunkowe ujęcie zagadnienia i brak czynnika koordynującego pociągnięcia inwestycyjne i spodziewane efekty gospodarce dla państwa. Mając na uwadze, że zasoby wodne Polski stanowią w socjalistycznej gospodarce państwowej bogactwo narodowe możliwe do eksploatacji, przyjąć trzeba, że eksploatować je należy planowo. Dotychczasowy system eksploatacji tego bogactwa nie zdał egzaminu.

Aby wejść na tory planowej gospodarki wodnej, już w etapie studiów i projektowania, proponuję utworzyć — Zjednoczenie Biur Projektowych Gospodarki Wodnej, z siedzibą w Warszawie i podporządkowane w przyszłości Centralnemu Urzędowi Gospodarki Wodnej. Do Zjednoczenia tego wchodziłyby:

- Rejonowe Biuro Studiów i Projektów Gospodarki Wodnej w Warszawie, obejmujące swym zasięgiem działania rejon zlewni rz. Wisły bez dopływów górskich.
- Rejonowe Biuro Studiów i Projektów Gospodarki Wodnej w Krakowie, obejmujące swym zasięgiem zlewnię górskich dopływów rz. Wisły.
- Rejonowe Biuro Studiów i Projektów Gospodarki Wodnej we Wrocławiu, obejmujące swym zasięgiem zlewnię rz. Odry bez zlewni rz. Warty.
- Rejonowe Biuro Studiów i Projektów Gospodarki Wodnej w Poznaniu, obejmujące swym zasięgiem zlewnię rz. Warty i rzek Przymorza.
- Biuro Studiów i Projektów Budownictwa Morskiego w Gdańsku, obejmujące zagadnienia budowy, rozbudowy portów i utrzymania brzegów morskich.

Każde z tych biur projektowych mogłoby stosownie do potrzeb posiadać oddziały lub pracownie terenowe, o różnej, względnie jednokierunkowej specjalności.

Szkielet organizacyjny Zjednoczenia i Biur Projektowych w Warszawie, Krakowie, Wrocławiu, Poznaniu i Gdańsku stanowiąc mogą istniejące: C.B.S. i P.B.W. „Hydroprojekt” w Warszawie ze swymi oddziałami, Biuro Projektów Budownictwa Morskiego w Gdańsku, Biuro Projektów Wodno-Melioracyjnych, Biuro Projektów Eksploatacji Kruszywa oraz Biuro Projektów Siłowni Wodnych. Ponadto Zjednoczenie to, poprzez biura rejonowe, wchłonęłoby istniejące, przy poszczególnych resortowych biurach projektów, pracownie o specjalności hydrotechnicznej. Rejonowe Biura Studiów i Projektów Gospodarki Wodnej współpracowałyby ściśle z Instytutami Naukowymi jak: P.I.H.M. Morski Instytut Techniczny, Instytut Melioracji i Użytków Zielonych oraz Instytut Gospodarki Komunalnej.

Korzyści z proponowanej struktury organizacyjnej Zjednoczenia i Biur Projektowych Gospodarki Wodnej byłyby następujące:

- Zjednoczenie Biur Projektowych w Warszawie współpracowałoby ściśle w poczynaniach inwestycyjnych, poprzez Centralny Urząd Gospodarki Wodnej, z Państwową Komisją Planowania Gospodarczego, rozdziałając te zagadnienia terenowo do rejonowych biur projektów.
- W rejonowych biurach projektów gospodarki wodnej byłyby scentralizowane wszystkie zagadnienia wodne jednego rejonu. Pozwoliłoby to na kompleksowe i wyczerpujące ujęcie zagadnień, wykluczając równocześnie możliwość dublowania pracy, przy opracowywaniu np. dwóch zagadnień w tym samym profilu hydrologicznym (co często w obecnym układzie biur projektowych występuje).

- Rejonowe biura projektów współpracowałyby ściśle z wojewódzkimi komisjami planowania gospodarczego, dając im właściwą opinię zagadnień wodnych rejonu.
- Scentralizowanie zagadnień o podobnej specyfice hydrotechnicznej w rejonowych biurach projektowych pozwoliłoby na stosowanie projektów typowych, w ilości dużo poważniejszej niż to ma miejsce obecnie.
- Scentralizowanie zagadnień podobnych do siebie hydrotechnicznie uprościłoby sposób opracowania, stwarzając jednakowe wzory opracowania.
- Podporządkowanie w rejonie wszystkich pracowni hydrotechnicznych jednemu biur rejonowemu (albo Zjednoczeniu) zapobiegłoby płynności kadr hydrotechników, stwarzając równocześnie możliwość najwłaściwszego ustawienia personelu i fachowców, w zależności od kwalifikacji, specjalności i doświadczenia. Stan taki zapewniłby maksymalnie osiągalny poziom techniczny dokumentacji.
- Zjednoczenie Biur Projektowych pozwoliłoby na centralizację działów administracyjnych, pozostawiając w oddziałach terenowych jedynie pionierzy produkcyjne, dając tym samym poważne oszczędności w etatach administracyjnych i stwarzając możliwości odprowadzenia dodatkowych kadr do produkcji.

- Reasumując powyższe, wydaje się, że centralizacja rejonowa zagadnień wodnych pozwoliłaby na:
- obniżenie kosztów dokumentacji,
 - obniżenie kosztów inwestycji,
 - podwyższenie jakości dokumentacji,
 - zwiększenie sprawności i przyspieszenie terminów jej opracowania,
 - pełne zsynchronizowanie działalności inwestycyjnej w zakresie gospodarki wodnej różnych resortów,
 - wykluczenie dublowania podstawowych opracowań hydrotechnicznych dla różnych inwestycji tego samego rejonu.

Realizacja w tworzeniu Zjednoczenia może następować stopniowo, nie burząc nagle istniejącego stanu biur projektowych. Zakres centralizacji przedmiotowych biur projektowych w rejonach powinien stanowić oddzielny temat do dyskusji. Możliwe wydaje się nawet pozostawienie najmniejszych ogniw Zjednoczenia w poszczególnych resortach, z warunkiem jednak ściślejszej współpracy technicznej z biurem rejonowym gospodarki wodnej. Wszystkie zagadnienia hydrotechniczne poszczególnych resortów byłyby kierowane do Zjednoczenia albo do rejonowych biur projektowych, a stąd odśrodkowo kierowane do właściwych pracowni.

INŻ. FRANCISZEK STRYJEWSKI

Roboty wodno-melioracyjne w sadach i ogrodach

W związku z rozwojem sadownictwa w Polsce staje się aktualne zagadnienie melioracji sadów i ogrodów. Autor posiadający w tym kierunku bogate doświadczenia, ujmując w swym artykule pokrótce całokształt zagadnienia, omawiając różne systemy odwodnienia i nawodnienia sadów i ogrodów. Redakcja prosi o nadsyłanie z tej dziedziny, dotychczas bardzo mało omawianej na łamach „Gospodarki Wodnej”, dalszych artykułów z doświadczeń i obserwacji Czytelników nad przeprowadzanymi w Polsce melioracjami w sadach i ogrodach.

Sady. Polska przed wojną posiadała 23 miln. sztuk drzew owocowych, przeważnie drobnych amatorskich. Sadów dużych o charakterze produkcyjnym było b. mało. Większość sadów była źle prowadzona, o wysokich pninach, z których prawie połowa wymarzała w okresie surowej zimy 1939—40 r.

W okresie istnienia 10 lat Polski Ludowej zasadzono ponad 35 miln. sztuk drzew na obszarze ok. 200 tys. ha. W pozycji tej 42% stanowią jabłonie, 20,7% — śliwy, 15,7% — wiśnie, 13,4% — grusze, 6,6% — czereśnie, a 1,6% — różne. Najwięcej sadów posiadają województwa: krakowskie (11,7%) i warszawskie (11%), a najmniej stalinogrodzkie (6,0%) i wrocławskie (4,8%). Roczna produkcja owoców waha się od 300 do 500 tys. ton, tj. 12 — 25 kg na 1 mieszkańca. Dla zapewnienia potrzeb ludności trzeba zwiększyć obszar sadów do 400 tys. ha, o ilości 60 do 80 miln. sztuk drzew, oraz tak uintensyfikować produkcję, aby średnio utrzymać plon 60 do 80 q, zamiast 25 q z ha (rocznie). Zwiększenie produktywności sadownictwa w znacznym stopniu jest uzależnione od stosunków wilgotnościowych gleby.

System korzeniowy drzew jest zależny od gatunku, rodzaju gleby i uprawy. Orzech włoski, grusza i czereśnia mają korzenie palowe, pozostałe drzewa — korzenie rozgałęzione. Na glebach głębokich korzenie drzew dorosłych dochodzą do 9, a nawet 14 m. Na glebach piaszczystych korzenie drzew sięgają głębiej, zajmując obszar o średnicy 2 — 3 razy większej od korony, o ciężar ich jest równy ciężarowi części nadziemnej. Na glebach gliniastych system korzeniowy jest płytszy i zajmuje mniejszy obszar, o ciężarze 2 razy mniejszym od ciężaru drzewa. Korzenie cienkie o średnicy poniżej 1 mm, czerpiące wodę i pokarmy, znajdują się w większości z dala od pnia drzewka, na głębokości zależnej od gatunku, rodzaju gleby i uprawy. Główna masa korzeni jabłoni znajduje się średnio na głębokości 30 — 100 cm, główna masa korzeni gruszy — na głębokości 50 — 100 cm, główna masa korzeni śliwy — na głębokości 15 — 30 cm. Na glebach ciężkich korzenie są płytsze, zwłaszcza przy stosowaniu ściółki, natomiast przy czarnym ugorze i glebach lepszych — korzenie sięgają znacznie głębiej. Z powyższego wynika, że w sadzie cały obszar jest objęty systemem korzeniowym drzew owocowych i powinien być w całości nawożony i nawodniony. Doświadczenia radzieckie wykazały, że najlepiej działa nawożenie dogłębne, do głównej masy korzeniowej, gdyż powierzchniowo stosowane nawozy fosforowe przenikają na 10 — 15 cm, potasowe na 20 — 35 cm, a azotowe (tylko sole amonowe) na 50 do 65 cm głębokości.

Z opisu systemu korzeniowego drzew owocowych wynika, że mogą one czerpać wodę z znacznej głębokości i z tego powodu do niedawna uważano, że nie wymagają nawodnień, natomiast zwraca się główną uwagę na głębokość poziomu wody gruntowej. Wielkie sady produkcyjne zakładano na glebach głębokich, o poziomie wody gruntowej wynoszącej w początkach maja:

dla gruszy i czereśni	od 1,70 m do 2,00 m,
dla jabłoni	od 1,30 m do 1,70 m,
dla wiśni i śliw	od 1,00 m do 1,30 m.

Klimat Polski jest wyjątkowo pomyślny dla produkcji sadowniczej. W szczególności sprzyjający jest rozkład opadów, który posiada swe maksimum w lipcu i sierpniu, tj. w okresie najsilniejszego wzrostu owoców. Sucha wiosna nie jest na ogół szkodliwa dla drzew, mimo że w maju i czerwcu mają największe zapotrzebowanie wilgoci, a to dzięki głębokiemu systemowi korzeni, czerpiącemu wodę z okresu zimowego z głębszych warstw gleby. Sucha jesień sprzyja należytemu zdrewnieniu tkanek, co zwiększa odporność drzew na mrozy.

Wynika stąd, że Polska posiada sprzyjające warunki dla rozwoju sadownictwa i że stawiają one większe wymagania co do odwodnienia niż nawodnienia. Niemniej ostatnie posuszne lata, a zwłaszcza 1951 r., przekonały, że sadownictwo ponosi duże straty na skutek posuchy, dlatego też pożądanym byłoby nawodnienie sadów w środkowej Polsce.

Warzywa. Zupełnie inaczej niż drzewa owocowe korzenia się warzywa. Korzystają one głównie z wilgoci warstw wierzchnich i dlatego są niezwykle wrażliwe na suszę, zwłaszcza w krytycznych fazach rozwoju. W szczególności czule są na brak wilgoci w okresach kiełkowania nasion i przyjmowania się rozsady. Świeże warzywa zawierają 85 — 95% wody i są tym smaczniejsze im szybciej rosną. Wszelkie zahamowania wzrostu warzyw wpływają ujemnie na ich jakość, wskutek twardości i łukowatości tkanek. W szczególności dużej ilości wody potrzebują: kapusty, kalafiora, pomidory, ogórki, dynie, sałaty, seler. Jednocześnie warzywa i kwiaty nie znoszą nadmiaru wody: przy wodzie zastójowej — giną. Największej ilości wody wymagają warzywa uprawiane pod szkłem, gdzie wskutek dużego nasłonecznienia i wysokiej temperatury parowanie i transpiracja roślin są wysokie, sięgające nawet do 15 mm na dobę. Potrzeby wodne warzyw są wysokie, gdyż dąży się do zbioru dwóch, a nawet

trzech plonów w ciągu jednego sezonu, warzywa o długim okresie wegetacji uprawia się jako plon główny, a o krótkim (sałata, rzodkiewka) jako przedplony, międzyplony i poplony.

Warzywa są, obok owoców, głównym źródłem witamin i soli mineralnych; spożycie ich powinno wynieść rocznie ok. 100 kg na 1 mieszkańca. Przed wojną produkcja warzywnicza zajmowała obszar ok. 140 000 ha i wynosiła 44 kg warzyw na 1 mieszkańca. W 1953 r. spożycie warzyw wzrosło do 80 kg na 1 mieszkańca, przy czym rozpoczęto eksport warzyw. Ogólny obszar warzyw planuje się zwiększyć do ok. 400 000 ha. W szczególności ważny jest rozwój warzywnictwa szklarnicznego, celem zapewnienia możliwie największej ilości świeżych warzyw w okresie zimowym i wczesno-wiosennym.

Zgodnie z teorią Wiliamsa o żyzności gleby, czynnikami życia roślin zielonych są: światło, ciepło, pokarmy i woda. W produkcji ogrodnictwa szczególne znaczenie mają czynniki kosmiczne, tj. światło i ciepło. Timiriazew stwierdził, że ilość energii słonecznej przyswojonej przez rośliny uprawne jest jedyną ścisłą miarą wydajności tych upraw. Wysokość plonów jest więc zależna od umiętnego wykorzystania promieni słonecznych.

Najlepsze warunki rozwojowe dla roślin istnieją wtedy, gdy gleba jest jednocześnie przewiewna i wilgotna, przy należytych dopływie pokarmów i energii słonecznej.

Obecnie w Polsce wprowadzona jest rejonizacja sadów, uzależniona nie od położenia geograficznego (jak było dotychczas), lecz od warunków przyrodniczych, a zwłaszcza wilgotnościowych i glebowych oraz mikroklimatu. Woda w glebie jest czynnikiem bardzo zmiennym; dla rozwoju roślin znacznie ważniejsze jest jak woda „krażą”, niż jak „zalega”. W naturalnych warunkach krawienie wody jest zwykle niekorzystne dla roślin, gdyż w okresie małego zapotrzebowania, tj. wczesną wiosną i późną jesienią, poziomy wód podnosi się, podczas gdy latem — obniżają się. Zadaniem melioracji powinno być takie dostosowanie krawienia wody do pokarmów i ciepła oraz do faz rozwojowych roślin, które by pozwoliło uzyskać możliwie najwyższe plony.

Ogrodnictwo jest najintensywniejszą formą produkcji roślinnej, wymagającą dużych wkładów pracy i materiałów. Uzależnienie więc wyników od kaprysów przyrody byłoby zbyt ryzykowne i kosztowne. Dla wykorzystania czynników kosmicznych ogrodnik buduje cieplarnie, inspekty i zasłony. Gleba ogrodowa stale jest używana silnym nawożeniem organicznym i mineralnym, aby roślinom zapewnić dobry dopływ pokarmów. Dobór nasion jest szczególnie troskliwy, a uprawa wymaga dużej ilości pracy ręcznej i maszynowej. Prawie nie jednak nie czyni się w dziedzinie uregulowania stosunków wodnych w ogrodnictwie i dlatego tak często są klęski posuchy, nadmiaru wody, a nawet klęski mrozów i przymrozków. Melioracje sadów i ogrodów nie są jeszcze należycie doceniane. Przyczyną tego są swoiste, mało jeszcze zbadane, środki techniczne, jakimi powinna operować melioracja. Nie znamy dotychczas tanich i pewnych sposobów odwodnienia, tak jak nie mamy norm dawkowania wody przy nawodnieniu, brak jest również szeroko zakrojonych doświadczeń. Tymczasem ogrodnictwo przyszłości musi mieć całkowicie opartą gospodarkę wodną, aby mogło istnieć i dawać plony. Tworzenie dużych i silnych ośrodków warzywniczych powinno zaczynać się od wykonania melioracji, która musi zapewnić krawienie wody w glebie, umożliwiające najwyższe plony.

Z wiatkami terenów górzystych i kamienistych znaczna część gleb polskich może być użyta pod ogrody. Dla produkcji warzywniczej szczególnie nadają się zmeliorowane torfowiska, posiadające cenną próchnicę i azot. Uprawy kapust, kalafiorów, cebuli, marchwi, sałat i selerów powinny bazować na glebach torfowych, o należycie uregulowanych stosunkach wodnych. Czasami niezbędne będzie nawożenie torfów mikro-elementami jak: bor, mangan, miedź.

Dla sadów najodpowiedniejsze są gleby o dobrym, średnio przepuszczalnym podłożu i uregulowanych warunkach wodnych. Szczególnie troskliwie należy lokalizować duże, nowoczesne sady handlowe. Konieczność odwodnienia sadów zachodzi na glebach ciężkich i zbyt wilgotnych, na których drzewa chorują, łatwo podlegają przemarzaniu i zwykle giną wtedy, kiedy powinny zacząć owocować. Niezbędne jest również nawodnienie sadów, dla uzyskania wysokich plonów. Teoria o niewyczerpalnych zasobach wilgotnościowych podglebia i podłoża, z których korzenie drzew czerpią wodę, nie da się już utrzymać. W okresach posuchy daje się obserwować zrzucanie znacznej ilości zawiązków owocowych, zwłaszcza na glebach piaszczystych. W niektórych przypadkach spotyka się również schnięcie sadów. Wilgoć w sadach można magazynować środkami agrotechnicznymi, przez

stosowanie ściółki ze słomy, siana i trocin. Zmniejsza się wtedy parowanie gleby i lepiej wykorzystuje wilgoć. Czarny ugór w sadach w czystej formie nie dał spodziewanych korzyści, wskutek pusca się struktury gleb i jej erozji, oraz większego rozwoju szkodników zwierzęcych i łatwiejszego przemarzania drzew. Dlatego też czarny ugór jest stosowany tylko do lipca, potem jest obsiewany. Plon przetrzymuje się przez zimę i zaoruje dopiero wiosną.

Powyższy system uprawy zwiększa w glebie ilość próchnicy i wilgoci, dzięki zatrzymywaniu śniegu, co wpływa również dodatnio na mrozoodporność drzew. Na glebach wilgotnych, o większych spadkach i opadach powyżej 750 mm, najodpowiedniejsza w sadach jest murawa, zwłaszcza z kustrzewy czerwonej. Musi być ona należycie nawożona i 2 razy koszona, lecz siano używa się na ściółkę w sadzie. Murawa ze ściółką poprawia strukturę i likwiduje erozję gleby; powinna być ona jednak co 5 — 6 lat zaorywana.

Ze względu na różne wymagania wilgotnościowe, w sadach normalnie uprawia się warzywa. Kombinacja ta jest przez sadowników zwalczana. Przy nawodnieniu i obfitym nawożeniu, uprawa warzyw w młodych sadach jest dopuszczalna. Trawopolny system Wiliamsa powinien być w ogrodnictwie powszechnie stosowany, gdyż korzystnie wpływa na wilgotność i strukturę gleby, a tym samym zwiększa jej żyzność i urodzajność. Gospodarka wodna w ogrodach może być w pewnym stopniu regulowana środkami agrotechnicznymi. Uprawą i pielęgnacją nie da się jednak zwalczać nadmiaru wilgoci wczesną wiosną, jak też posuchy letniej. Wartość plonów w ogrodnictwie mierzy się nie tylko ich ilością i jakością, lecz przede wszystkim czasem, a to w dużym stopniu zależne jest od stosunków wodnych. Zdrenowanie ciężkich i wilgotnych gleb decyduje nie tylko o zwiększeniu plonów, lecz również o możliwości założenia ogrodnictwa. Bez odwodnienia z zasady nie można stosować nawodnień; spowodowałoby to bowiem stagnowanie wody i pogorszenie właściwości fizycznych gleb. Regulowanie wilgoci w glebie może przyczynić się do zwalczania przymrozków (np. deszczownie), jak też zwiększenia mrozoodporności drzew owocowych (odwodnienie jesienne). Odwodnienie i nawodnienie jest warunkiem koniecznym nowoczesnego, intensywnego ogrodnictwa produkcyjnego.

Odwodnienie

Odwodnienie może być dokonane rowami i drenami. Rowy w ogrodach kopie się jedynie dla odprowadzenia wód obcych, co przy ekstensywnej gospodarce może okazać się dostateczne. Szczegółowe odwodnienie gruntu może być wykonane przez drenowanie. Przeciwno drenowaniu sadów przemawia szybkie zarastanie rurek korzeniami drzew. Zatkane bowiem dreny działają nawodniając i zabagniają grunt. Instrukcja drenarska z 1947 r. zaleca drenowanie sadów drenami kamiennymi, faszynowymi, względnie systemem Rerolle'a, a w wyjątkowych przypadkach rurkami glinianymi przykrytymi warstwą żużla.

Masowe drenowanie sadów może być wykonywane zwykłymi drenami, o nasyconych karbolineum stykach, zabezpieczonymi żużlem od zarastania korzeniami drzew. Koszt takiego drenowania jest tylko o ok. 20% droższy od zwykłego. Żużel jako tani i doskonały materiał filtrujący, a jednocześnie omijany przez korzenie roślin, powinien znaleźć szerokie zastosowanie przy drenowaniu nie tylko sadów, lecz również zabudowań, lotnisk i boisk sportowych. Pozwala bowiem na łatwe ujmowanie wód powierzchniowych, jak też i wgłębnych. Istnieje również możliwość zabezpieczenia drenów żużlem na gruntach pływanych i żelazistych. Głębokość drenowania jest głównie uzależniona od wymagań roślin i od rodzaju gleby. Dla warzyw głębokość drenowania może być taka jak i dla pól, a więc:

0,90 — 1,00 m dla glin zwięzłych,
1,00 — 1,10 m dla glin średnio zwięzłych,
0,80 — 1,10 m dla glin lżejszych,
1,10 — 1,20 m dla bielic.

Głębokość drenowania sadów waha się od 1,00 do 1,30 m dla śliw i wiśni, 1,30 do 1,50 m dla jabłoni, oraz 1,50 do 1,70 m dla czereśni i grusz. Rozstaw drenów dla sadów i ogrodów nie jest dotychczas ustalona, ani dostatecznie zbadana. Dla warzyw należy przyjąć mniejszą rozstaw, niż na polach, ze względu na bardziej intensywną gospodarkę i nawodnienie. Instrukcja drenarska zaleca zmniejszenie rozstawu o 5% na każde 100 mm rocznych opadów atmosferycznych, wynoszących powyżej 600 mm. Ponieważ dawki pełne nawodniające wynoszą od 100 do 350 mm, przeto, licząc się z nawodnieniem, należałoby obliczoną dla pól

rozstawę drenów zmniejszyć dla ogrodów o 5 — 17,5%. W sadach układ i rozstaw rurociągów należy tak dostosować, aby sączki przechodziły środkiem między liniami drzew. Średnica sączków nie powinna być mniejsza od 5 cm. Średnicę zbieraczy można obliczać na następujące normy spływu:

dla gleb zwięzłych	— 0,65 l/s/ha,
dla gleb lżejszych	— 0,80 l/s/ha.

Większe niebezpieczeństwo zarastania drenów w ogrodach nakazuje stosowanie studzienek rewizyjnych, które powinny być wprowadzone ponad teren. Pożądane jest zagłębienie studzienek co najmniej o 1 m poniżej drenu odpływowego, co pozwala na gospodarcze wykorzystanie zbierającej się wody.

Nawodnienie

Źródła wód. Duże ośrodki ogrodnicze lokalizuje się wokół miast i ośrodków przemysłowych, dlatego też powinny korzystać z wód ściekowych. Nawodniając ogrody ściekami, uzyskuje się dodatkowo próchnicę i pokarmy, dlatego też plony warzyw i owoców osiąga się b. wysokie, zwłaszcza na glebach piaszczystych. Dawka ściekowa na uprawy warzywne powinna wynosić od 200 do 300 mm, co odpowiadałoby obciążeniu 50 do 100 mieszkańców na 1 ha. Również dobre rezultaty daje nawodnienie sadów ściekami, zwłaszcza jabłoni i grusz. Istnieje tu możliwość zastosowania jednoczesnego nawodnienia i nawożenia głębokiego do głównej warstwy korzeniowej, przy pomocy drenowania kreciego. Gleby nawodnione ściekami wymagają nawożenia wapnem, a w niektórych przypadkach fosforem i potasem. Jakość warzyw jest doskonała przy stosowaniu małych dawek, pogarsza się jednak przy nadmiernym nawodnianiu.

Wody rzeczne w zależności od pochodzenia mają różnorodny skład. Zawierają one rozpuszczalne sole mineralne oraz zawiesiny; z małymi wyjątkami nadają się do nawodnień bez uprzedniego poprawienia jakości wód.

Wody z jezior i zbiorników są dość ciepłe i posiadają znaczną ilość soli mineralnych. Ubogie są natomiast w tlen i zawiesiny.

Wody studzienne i źródlane są zwykle pozbawione tlenu, zawierają dużo żelaza i wapna. Temperatura ich jest prawie stała w ciągu roku i wynosi zwykle 9—12°C. Wody te należy przed użyciem utlenić, odzłazić i ocieplić.

TABLICA I. Bilans wodny w 35-letnim sadzie jabłoniowym (wg Popowa) w milimetrach

Okres czasu		Opady O	Parowanie z powierzchni gleby P	Transpiracja drzew owocowych T	Różnica O—P—T
od	do				
10.V.	26.V.	54	46	24	— 16
27.V.	25.VI.	41	49	63	— 71
26.VI.	25.VII.	55	49	78	— 72
26.VII.	25.VIII.	42	34	75	— 67
26.VIII.	25.IX.	72	30	21	+ 21
26.IX.	25.X.	46	24	4	+ 18

Zapotrzebowanie wody przez sady i ogrody jest mało zbadane i uzależnione głównie od rozkładu opadów, rodzaju gleb i upraw, oraz usłonecznienia i wiatrów. Średniej wielkości drzewo owocowe potrzebuje w okresie od 1 kwietnia do 30 września 10—15 m³ wody. Poza drzewami znaczne ilości wody w sadzie są zużywane na parowanie gleby, względnie transpirację uprawianych w nim roślin. Najwięcej wilgoci potrzebuje sad z warzywami i murawą, a najmniej ze ściółką. Zapotrzebowanie wody w dużym stopniu jest zależne od zagęszczenia. Rzadka rozstawa drzew wysokopiennych nie zdała egzaminu, gdyż sad taki nie wykorzystywał dobrze ziemi, nie wytwarzał właściwego mikroklimatu, podlegał silnie wiatrom i łatwo ulegał mrozom. Duże sady powstają obecnie z gęsto posadzonych drzew krzaczastych, niskopiennych, a nawet karłowatych. Między drzewami stałymi z gruszy i jabłoni sadi się tymczasowe, tzw. filery ze śliw i wiśni lub karłow. które usuwa się po 15—25 latach. Na 1 ha przypada zwykle 100 do 200 drzew piennych, 200 do 300 niskopiennych i krzaczastych. Ilość drzew karłowatych na 1 ha może wynosić od 300 do

1 000 sztuk, w zależności od rodzaju podkładki i gleby. Sady karłowate korzenia się płycej i dlatego wymagają większych ilości wilgoci.

Rozwój drzew w ciągu roku nie jest stały, lecz fazowy (fenofazy). Największych ilości wody drzewa owocowe potrzebują od maja do lipca.

Z tabl. I wynika, że do 25 sierpnia sady potrzebują nawodnienia, a następnie odwodnienia. Susza jesienna jest dla drzew owocowych korzystna, gdyż łatwiej opadają liście, a pędy wcześniej drewnieją, stając się bardziej mrozoodpornymi. Orientacyjne zapotrzebowanie wody przez sad na średnio zwięzłej glebie w okresie 6 miesięcy wegetacyjnych przedstawia tabl. II.

Średnie opady w Polsce od 1 kwietnia do 30 września wynoszą 380 mm, a w najsuchszym województwie bydgoskim tylko 310 mm. Ponieważ drzewa wykorzystują w okresie wegetacyjnym ok. 60 mm wody z okresu zimowego, przeto dla sadów piennych o 100 do 200 sztuk drzew — ilość opadów jest na ogół wystarczająca, zwłaszcza przy stosowaniu ściółki i czarnego ugoru z roślinami okrywowymi. Przy zagęszczeniu sadów powyżej 200 sztuk na 1 ha, konieczne staje się nawodnienie w ilości od 100 do 220 mm.

Zapotrzebowanie wody przez warzywa jest bardzo różnorodne, zależnie od gatunku, gleby, usłonecznienia i intensyfikacji upraw. Warzywa silnie reagują na kompleks warunków, dlatego też nawodnienie należy ściśle wiązać z czynnościami agrotechnicznymi jak: uprawą, nawożeniem i płodozmianem. Wg doświadczeń radzieckich zużycie wody na 1 tonę zbioru kapusty wynosi:

przy plonie	150 q/ha	—	160 m ³ wody na tonę
" "	251 — 299 q/ha	— 114 — 150	" " " "
" "	427 q/ha	— 71	" " " "
" "	1800 q/ha	— 33	" " " "

Średnie parowanie wody w okresie wegetacyjnym wg doświadczeń czeskich wynosi dla:

kapusty białej	— 560 mm
kapusty czerwonej	— 360 "
ogórków	— 390 "
selerów	— 323 "
kalafiorów	— 300 "
cebuli	— 293 "

TABLICA II

Rodzaj uprawy	Ilość drzew na 1 ha sadu					
	100	150	200	300	400	500
Sad z warzywami lub murawą	450	470	490	530	570	600
Sad z czarnym ugozem i roślinami okrywowymi	360	380	400	440	480	520
Sad ze ściółką	280	320	360	400	440	480

W intensywnych uprawach warzywniczych normalnie uzyskuje się dwa plony w okresie wegetacyjnym. Podnosi to zapotrzebowanie wody w okresie od 1 kwietnia do 31 października od 500 do 650 mm, podczas gdy średnie opady w tym czasie wynoszą 300 do 450 mm. Niezbędna ilość dodatkowej wody dla ogrodów warzywnych wyniesie od 200 do 350 mm w okresie wegetacyjnym, a w czasie posuchy 3 do 4 mm na dobę.

Deszczowane ściekami wrocławskimi ogrody dały następujące wyniki:

kapusta biała — dawka wody 300 mm.	zwyżka plonu 300%
selery — " " " 350 " " " "	700%

Dawki polewowe dla ogrodów muszą być częste, lecz małe, od 5 do 30 mm, dostosowane ściśle do opadów, temperatury, usłonecznienia i do rozwoju roślin. Okres czasu między polewami nie może być zbyt długi, gdyż większość upraw warzywnych nie znosi dłuższych okresów posuchy niż 8 do 10 dni. Szczególnie czułe na suszę są młode rozsady i kwiaty, które należy polewać co drugi lub trzeci dzień małą dawką 5 mm. Kapusty w głowach lubią dawki większe 30 mm, lecz stosowane raz w tygodniu.

Do tych wymagań muszą dostosować się systemy nawodniające. Powinny one zapewnić ogrodnictwu wodę ruchomą, zwilżającą glebę od góry, bez podnoszenia wód gruntowych. Dawkowanie wody musi być częste, a krótkie, w ilości zbliżonej do opadów atmosferycznych, a więc od 5 do 30 mm. W czasie upalnych dni podlewanie wrażliwych roślin może odbywać się po zachodzie słońca. Jednocześnie system nawodnień powinien być jak najbardziej oszczędny i pozwalający na mechanizację upraw.

Powyższe wymagania wykluczają z zasady systemy posiąkowe i zalewowe, a ze względu na zmyw gleby również i systemy stokowe. Najodpowiedniejsze są tu nawodnienia: deszczowniane, wgłębne (w szklarniach) i bruzdowe. Poza tym mogą mieć zastosowanie nawodnienia wgłębne, przy pomocy drenów krecich.

System bruzdowy stosuje się głównie na polach irygacyjnych. Duże zastosowanie w ogrodnictwie może mieć system bruzdowy o urządzeniach czasowych, wykonywanych tylko na okres pólów.

System nawodnień wgłębnych polega na wykonywaniu sieci drenarskiej, założonej na głębokości 15 do 40 cm i rozstawie 1,00 do 1,50 cm. Nawodnienie odbywa się przez wypuszczenie wody pod ciśnieniem ok. 1 m ze zbiornika do sieci rurciągow drenarskich, Ø 4–5 cm, długości 20–50 m, o spadkach 0,2 do 0,3%. System ten idealnie nadaje się w szklarniach, dla szczególnie wrażliwych na podlewanie roślin z góry jak: kwiaty, ogórki, pomidory. Dawki wody można tu ściśle regulować i zwykle wynoszą one ok. 15 litrów na 1 mb rurciągu. Przy nawodnieniu wgłębym unika się strat na spływ powierzchniowy i parowanie, zwiększają się natomiast straty na wsiąkanie w głąb. Wadą systemu jest nierównomierny rozkład wilgoci, zwłaszcza na glebach piaszczystych. Dla równomierniejszego nawilgocenia gleb piaszczystych rurki drenowe są unoszone w korytkach betonowych, eternitowych na paskach papy dachowej lub na warstwie torfu. Nawodnienia wgłębne powodują zwykłą plonów 50–100%, przy czym owoce są zdrowsze i piękniejsze, gdyż w mniejszym stopniu ulegają chorobom grzybkowym i wirusowym.

Deszczownie powinny stać się powszechnym sposobem nawodnienia ogrodów i sadów. Spełniają one wszystkie wymagania produkcji ogrodniczej. Najdogodniejsze są urządzenia deszczowniane całkowicie stałe. Deszczownie umożliwiają swobodne gospodarowanie wodą. Dawki polewowe mogą być dowolnie ma-

łe i częste, co najbardziej odpowiada produkcji ogrodniczej. Deszczowania pozwolą łatwo zwalczyć mszyce, pchełkę ziemną, bieleńkę kapustnika, piętnówkę kapustnicę i inne szkodniki.

Przeprowadzone obserwacje w Majkowie k. Kalisza i doświadczenia w Krobowie wykazały, że przez deszczowanie można przyspieszyć zbiory kapusty wczesnej i kalafiorów o 2 a nawet 3 tygodnie, co ma decydujący wpływ na opłacalność inwestycji. Przybliżony koszt założenia deszczowni dla obszaru 1 ha, wynoszący od 15 do 25 tysięcy zł, może być pokryty zwiększoną wartością plonów, przy intensywniej gospodarce nawet w ciągu 1 roku. Przy pomocy deszczowania mogą być najskuteczniej zwalczane przymrozki wiosenne, co dla rozwoju ogrodnictwa ma ogromne znaczenie. Dawkami 2,5 do 4 mm można zlikwidować ujemne skutki przymrozków, dochodzących nawet do -5°C . Woda bowiem posiada temperaturę od 5 do 10°C , poza tym posiada ciepło utajone przy zamarzaniu, wynoszące 80 kalorii na każdy gram wody, przechodzący w lód. Przymrozki wiosenne, szkodniki roślin i susze są największymi wrogami ogrodnictwa, które najskuteczniej mogą być zwalczane przez deszczowanie.

Ogrody są zwykle zakładane na stokach zlewni, z dala od rzek i zbiorników wodnych. Grawitacyjne dostarczenie wody jest w większości przypadków niemożliwe i musi być ona zwykle pompowana ze źródeł, studni i stawów. W tych warunkach gospodarkę wodną należy prowadzić jak najoszczędniej, co najlepiej spełniają deszczownie, które przy równych efektach mogą być prowadzone 15 do 10 razy mniejszą ilością wody niż nawodnienia powierzchniowe.

Coraz większe zapotrzebowanie wody wymaga oszczędnego jej używania i dlatego deszczownie mają ogromną przyszłość dla nawodnienia pól, łąk i pastwisk, zwłaszcza że nie stanowią one przeszkód dla pełnej mechanizacji rolnictwa.

Dla rozwoju ogrodnictwa deszczownie są już dziś urządzeniami niezbędnymi i całkowicie opłacalnymi. Woda z deszczowni jest bez porównania odpowiedniejsza dla roślin niż woda wodociągowa, a poza tym o wiele tańsza, gdyż nie potrzebuje oczyszczania.

Deszczowanie zieleńców w miastach pozwoliłoby również na poprawienie warunków zdrowotnych w okresie upałów, gdyż powodują zmianę mikroklimatu, którą wyraźnie odczuwa się po każdym nawodnieniu. Sprawa ta wydaje się być bardzo ważna, wymaga jednak szczegółowych badań i obserwacji.

O szeroką dyskusję nad planami wydawniczymi i oceną pozycji wydawniczych

Zainicjowana przez Redakcję „Gospodarki Wodnej” dyskusja¹⁾ nad planami wydawniczymi instytucji wydawniczych, publikujących prace z zakresu melioracji i budownictwa wodnego jest słuszną, nie tylko ze względu na to, że pozwoli zorientować się czytelnikom w tematyce wydawniczej, lecz również ułatwi wydawcom poznanie potrzeb rynku (o ile oczywiście zabiorą głos zainteresowani odbiorcy). Z kolei wpłynie to na ewentualną korektę planu wydawniczego i wprowadzenie do niego takich pozycji tytułowych, których ukazanie się mogłoby ułatwić rozwiązywanie coraz to poważniejszych zadań.

Ponadto wydaje się, że dyskusja ułatwi nawiązanie bliższych kontaktów między zainteresowanymi instytucjami wydawniczymi oraz zbliży je do odbiorców, co przyczyni się do szerszej wymiany myśli i poglądów niż dotychczas.

Jeżeli chodzi o współpracę między wydawnictwami, to wygląda ona raczej słabo. Sprawa kontaktów z czytelnikami wygląda dużo lepiej. Podobnie jak w wydawnictwie „Budownictwo i Architektura”, przedstawiciele „Państwowych Wydawnictw Rolniczych i Leśnych” przedyskutowali plany wydawnicze z licznymi zainteresowanymi instytucjami — odbiorcami, jak również z Komisją Redakcyjno-Wydawniczą NOT. Zebrane w ten sposób materiały pozwoliły — jak nam się wydaje — PWRiL-owi lepiej opracować plan wydawniczy na rok 1956. W planie tym, jakkolwiek chcielibyśmy uwzględnić wszystkie wysunięte pod naszym adresem postulaty, są jeszcze zapewne niedociągnięcia, jednak na usprawiedliwienie wydawnictwa trzeba podkreślić, że ciągle boryka się ono z trudnościami w doborze odpowiednich autorów. Jest to prawdopodobnie spowodowane tym, że większość dobrych specjalistów z dziedzin melioracji obarczona jest zbyt wielką

ilością pracy, jak również może i tym, że niektórzy z nich wolą brać bardziej intratne prace niż pisanie książek. Nie znaczy to, że pisanie książek nie opłaca się; chodzi tu natomiast o to, że autor po napisaniu dzieła nie otrzymuje od razu całego honorarium, lecz w kilku ratach (25% przy podpisaniu umowy, 25% przy złożeniu pracy i przyjęciu przez redakcję, 40% po podpisaniu do druku i 10% po wydaniu dzieła). Przy wykonywaniu innych prac sprawa ta wygląda trochę inaczej; autor projektu lub jakiejś innej pracy otrzymuje całą należność natychmiast po jej wykonaniu i komisijnym przyjęciu. Wprowadzenie tego drugiego systemu płac przez Wydawnictwo jest niestety niemożliwe. Dyskutując na ten temat, doszliśmy w Wydawnictwie do wniosku, że w dużej mierze ułatwiłoby nam wydawanie większej ilości i lepszych książek przez wprowadzenie w Polsce ustaw, na wzór ZSRR i NRD, gwarantujących autorowi możliwość uzyskania na okres pisania dzieła urlopu z instytucji, w której jest on zatrudniony. Urlop taki zobowiązywałby autora do napisania w określonym terminie dzieła, a jednocześnie pozwoliłby na gruntowne i dobre opracowanie tematu.

W porównaniu z ubiegłymi latami uległa poprawie praca redakcji melioracji w Wydawnictwie. Na przykład do 1954 r. PWRiL wydało zaledwie kilka większych prac z melioracji; są to „Melioracje rolne” i „Meliorowanie i zagospodarowanie torfowisk” prof. S. Turczynowicza, „Urządzenia drenarskie” Abramowa, „Organizacja wykonywania robót hydrotechnicznych” (tłum. inż. Z. Obrączka), Apołłowska i Gradowa, oraz kilka broszur popularnych.

W 1955 r. wydaliśmy cztery większe pozycje melioracyjne, których objętość kilkakrotnie przewyższa poprzednie wydawnictwa jak: „Melioracje rolne” t. II prof. Zakaszewskiego, „Prze-

¹⁾ Porównaj Gospodarka Wodna, nr 12/55.

wodnik budownictwa wodno-melioracyjnego" praca zbiorowa pod red. prof. Kollisa oraz „Budownictwo wodne" Cebulaka.

Plan redakcyjny na 1956 r. zamyka się cyfrą 19 pozycji, z czego około 11 ukaże się już w bieżącym roku. Niżej podajemy najważniejsze pozycje z planu tytułowego Redakcji Melioracji „Państwowych Wydawnictw Rolniczych i Leśnych".

1. Cz. Zakaszewski: *Melioracje rolne*, t. I i II. Format B5. Objętość ok. 60 arkuszy. Nakład 3000 egz. Poziom III/IV. Wydanie III poprawione i uzupełnione.

Tom I omawia całokształt zagadnień melioracyjnych związanych z odwodnieniem gruntów ornych, użytków zielonych, sadów, ogrodów, jak też osiedli i budynków. Ponadto w tomie tym omówiono podstawowe wiadomości z hydrauliki, hydrologii i miernictwa, potrzebne każdemu meliorantowi przy wykonywaniu zawodu.

Tom II omawia nawadnianie użytków rolnych, z uwzględnieniem zwilżających i nawożących właściwości wody oraz jej wpływu na procesy biologiczne w glebie, a tym samym na wzrost i rozwój roślin. Również szeroko omówione są sposoby wykorzystania wód ściekowych do nawodnień.

Praca przeznaczona jest dla studentów wyższych szkół rolniczych i politechnik oraz dla inżynierów i techników zatrudnionych w biurach projektów i w wykonawstwie.

2. S. Turczynowicz: *„Melioracje i zagospodarowanie torfowisk"*. Format B5. Objętość 14 arkuszy. Nakład 2000 egz. Poziom III. Wydanie III poprawione i uzupełnione.

Znana praca z dziedziny melioracji i zagospodarowania torfowisk została przed oddaniem do druku gruntownie przerobiona. Wniesiono do niej wiele nowych zagadnień dotyczących szczególnie sposobów zagospodarowania torfowisk niskich i wysokich pod łąki i pastwiska. Również szczegółowo omówione są sposoby nawożenia torfowisk, użytkowanych rolniczo pod uprawy polowe, ogrody i sady.

3. A. Czerkasow: *„Melioracje rolne i zaopatrzenie rolnictwa w wodę"*. Tłumaczyli: inż. R. Obrączka i inż. P. Zaleski. Format B5. Objętość 40 arkuszy. Nakład 3000 egz. Poziom IV. Wydanie I.

Przekładu polskiego dokonano z najnowszego, tj. III wydania tej pracy, uznanej za jedno z najlepszych dzieł w radzieckiej literaturze melioracyjnej. Czytelnik znajdzie w książce szereg rozważań naukowych, dotyczących przyrodniczych podstaw melioracji, a więc zagadnień, które dotychczas nie były naświetlone w radzieckiej literaturze melioracyjnej. Autor książki bardzo szczegółowo omawia różne systemy melioracyjne, zarówno odwadniające jak i nawadniające, ze szczególnym uwzględnieniem wskazówek dotyczących eksploatacji urządzeń melioracyjnych w gospodarce rolnej. Kończąca część dotyczy zaopatrzenia w wodę rolnictwa i mniejszych osiedli wiejskich.

Książka A. Czerkasowa „Melioracje i zaopatrzenie rolnictwa w wodę" była napisana dla studentów wyższych szkół rolniczych. W naszych warunkach pozwoli ona meliorantom i rolnikom spojrzeć na meliorację z nowego punktu widzenia.

4. F. Pikałow, A. Falkowicz, C. Szapołowa: *„Budowle i urządzenia wodomiarowe"*. Tłumacz. inż. A. Obuchowski. Format A5. Objętość 7 arkuszy. Nakład 1500 egz. Poziom III. Wydanie I.

Książka w przystępny sposób omawia budowę urządzeń wodomiarowych na rowach nawadniających oraz zakres ich stosowania. Będzie ona doskonałym podręcznikiem dla praktyków oraz dużą pomocą w studiach akademickich na wydziałach melioracji rolnych.

5. J. Wierzbicki: *„Nawadnianie łąk i pastwisk wodami ściekowymi"*. Format A5. Objętość 11 ark. Nakład 3000 egz. Poziom III. Wydanie I.

Książka zwraca uwagę na zaniedbaną dotychczas gałąź melioracji rolnych, jaką jest wykorzystanie wód ściekowych do nawodnień. Dowiemy się z niej kiedy i jak należy nawadniać wodami ściekowymi i jak przy tym unikać „zatrucia" gleby; jakie systemy melioracyjne mają najczęściej zastosowanie przy tym sposobie nawodnienia, oraz jak wygląda to zagadnienie za granicą.

6. M. Trzebińska: *„Nawadnianie upraw warzywnych"*. Format A5. Objętość 7 ark. Nakład 1500 egz. Poziom III. Wydanie I.

Książka jest pierwszą tego rodzaju publikacją w języku polskim. Omawia dokładnie potrzeby wodne warzyw oraz sposoby uzupełniania niedoborów wody przy różnych systemach nawadniających, stosowanych w gospodarstwach ogrodniczych. Również szczegółowo opisane są sposoby nawadniania upraw w szklarniach i inspektach za pomocą deszczowni lub nawadniania wglebnego. W zakończeniu książka omawia eksploatację i konserwację urządzeń nawadniających.

7. J. Kwapiszewski: *„Budujemy Kanał Wieprz — Krzna"*. Format A5. Objętość 4 ark. Nakład 10 000 egz. Poziom II. Wydanie I.

Broszura omawia największą budowlę melioracyjną w Polsce jaką jest kanał Wieprz — Krzna. Dowiemy się z niej, jakie były dzieje tej inwestycji, poczynając od koncepcji aż do jej realizacji, oraz jak wielkie korzyści przyniesie kanał państwu i chłopom gospodarującym w obrębie terenu objętego projektem. Inżynierów i techników melioracyjnych zainteresują dość dokładne dane dotyczące bezpośrednio projektu i wykonawstwa.

8. M. Cypel: *„Jak wykonywać proste roboty melioracyjne"*. Format A5. Objętość 6 ark. Nakład 10 000 egz. Poziom II/III. Wydanie I.

Broszura zapoznaje czytelnika w sposób ogólny z różnymi zabiegami melioracyjnymi i niektórymi pracami, jakie każdy rolnik może wykonać we własnym zakresie, oraz z zasadami eksploatacji urządzeń melioracyjnych, ich konserwacji, jak też ze sposobami wykonywania drobnych napraw. Część końcowa dotyczy zaopatrzenia w wodę.

9. Praca zbiorowa. *„Przewodnik Budownictwa Wodno-Melioracyjnego"*. Tom II. Format A5. Objętość 45 arkuszy. Nakład 3 000 egz. Poziom III. Wydanie I.

Po ukazaniu się w 1955 r. tomu I, który był jak gdyby zbiorem ogólnych wiadomości z zakresu projektowania i wykonawstwa melioracyjnego, PWRiL wyda w roku bieżącym tom II Przewodnika. Na jego treść składają się zagadnienia: budowle wodne, roboty regulacyjne na rzekach, obudowa potoków górskich, ochrona od powodzi, przyrodnicze podstawy melioracji, walka z erozją, odwadnianie rowami otwartymi, drenowanie, nawadnianie łąk i pól, melioracje sadów i ogrodów, wykorzystanie ścieków w rolnictwie, zagospodarowanie łąk i pastwisk, budowa stawów rybnych i gospodarka stawowa, torfoznawstwo i zagospodarowanie torfowisk, zaopatrzenie osiedli w wodę, studnie kopane i wiercone, zasady kanalizacji małych osiedli, maszynoznawstwo i maszyn melioracyjne, organizacja robót wodno-melioracyjnych, zasady robót inwestycyjnych, bezpieczeństwo i higiena pracy. Część końcowa zawierać będzie dział informacyjny oraz szczegółowy indeks rzeczowy dotyczący zagadnień zawartych w obu tomach Przewodnika.

10. J. Ostromecki: *„Podstawy melioracji"*. Format B5. Objętość 20 ark. Nakład 3000 egz. Poziom III/IV. Wydanie I.

Praca jest rozwinięciem części wykładów melioracji rolnych, prowadzonych na Wydziale Melioracji Wodnych SGGW w Warszawie. Jest ona pierwszą przyrodniczą częścią szerzej pomyślanej całości, w której omówione zostaną przyrodniczo-techniczne podstawy melioracji rolnych oraz materiały ułatwiające planowanie i projektowanie urządzeń wodno-melioracyjnych.

11. J. Chmielewski, J. Rembowski: *„Nawadnianie łąk smużnych"*. Format A5. Objętość 2 ark. Nakład 3000 egz. Poziom II/III. Wydanie I.

Praca omawia dość szczegółowo potrzeby wodne śródpolnych łąk nizinnych, sposoby ulepszania tych łąk drogą zabiegów agrotechnicznych, oraz sposoby ich nawadniania i użytkowania.

Praca ta w dużym stopniu ułatwi rolnikom zagospodarowanie i polepszenie przeważnie dotychczas zaniedbanych łąk śródpolnych, przez wykonanie łatwych i stosunkowo niedroгих robót.

12. B. Czerny, E. Kulwiec, A. Obuchowski, F. Rosiński: *„Organizacja i planowanie robót wodno-melioracyjnych"*. Format A5. Objętość 12 ark. Nakład 1500 egz.

Praca przeznaczona dla liceów wodno-melioracyjnych zawiera cenne wskazówki w zakresie przygotowania i wykonania studiów terenowych, niezbędnych przy projektowaniu robót wodno-melioracyjnych.

13. K. Juva: *„Gospodarowanie wodą w rolnictwie"*. Format B5. Objętość 18 ark. Nakład 2000 egz. Poziom III. Wydanie I.

Będzie to pierwsza przetłumaczona na język polski praca znane go melioranta czeskiego K. Juvy. Praca ta jest rozszerzonym zbiorem wykładów z zakresu melioracji, wygłoszonych w Wyższej Szkole Rolniczej w Brnie, a zadaniem jej jest, jak zresztą twierdzi sam autor, zapoznanie meliorantów i rolników praktyków z trudnym zagadnieniem gospodarowania wodą w rolnictwie.

14. A. Sjemichatow: *„Hydrogeologia"*. Format B5. Objętość 22 arkusze. Nakład 1500 egz. Poziom III/IV. Wydanie I.

Książka zaznajamia z podstawowymi pojęciami o hydrogeologii w zakresie niezbędnym dla każdego melioranta. Dużo miejsca poświęcono omówieniu wód gruntowych w warstwie czynnej oraz opisowi pojawiania się tych wód na powierzchni i podano podstawowe sposoby obliczeń hydrologicznych i urządzeń hydrotechnicznych.

15. N. Kostiakov: „Podstawy melioracji” (tytuł oryginału Osnovy melioracji). Tłumaczył zespół pod red. inż. E. Kulwiecia i K. Matula. Format B5. Objętość 70 ark. Nakład 3000 egz. Poziom IV. Wydanie I.

Jest to podstawowy podręcznik omawiający całokształt zagadnień dotyczących melioracji rolnych. Autor podaje uzasadnienia teoretyczne wzorów używanych przy obliczeniach projektowania melioracji. Również szczegółowo omówione są fitomelioracje i ich wpływ na gospodarkę wodną wielkich kompleksów melioracyjnych oraz walka z erozją gleb. Ponadto czytelnik znajdzie w tej książce wiele nowych zagadnień nie poruszanych dotychczas w polskiej literaturze melioracyjnej.

16. K. Juva, J. Cablik: „Ochrona gleb przed erozją” (tytuł oryginału — Protierosni ochrana pudy). Format B5. Objętość 27 ark. Nakład 2000 egz. Poziom III. Wydanie I.

Książka składa się zasadniczo z dwóch części. Pierwsza z nich omawia charakterystykę, podział i skutki erozji gleb, wskazując na przyczyny, skutek których erozja przybiera na sile, oraz na czynniki wpływające na erozję. Część druga podaje sposoby walki z erozją, jak zabiegi rolnicze i techniczne, stosowanie roślin ochronnych, kierowanie spływem powierzchniowym wody, ochrona przed rozwojem wąwozów, parowów i powstawaniem usuwisk, zabezpieczanie przed erozją rzeczną.

17. R. Stobnicki: „Mechanizacja robót wodno-melioracyjnych” (tytuł oryginału — Mechanizatsiya rabot vodno-melioratsionnykh). Format B5. Objętość 40 ark. Nakład 2000 egz. Poziom III/IV. Wydanie I.

Praca zawiera opis budowy i działania maszyn oraz narzędzi stosowanych przy wykonywaniu robót melioracyjnych, organizacji pracy tych maszyn i urządzeń. Omawia także zagadnienia z zakresu teorii budowy podstawowych zespołów mechanizmów, wchodzących w skład maszyn i urządzeń do robót melioracyjnych. Ponadto na uwagę zasługuje bardzo przystępnie ujęte zagadnienie małej mechanizacji przy robotach wodno-melioracyjnych.

18. A. Rode: „Woda w glebie”. Format B5. Objętość 40 ark. Nakład 1000 egz. Poziom V. Wydanie I.

A. Rode zebrał i wykorzystał obfity materiał bibliograficzny radziecki i zagraniczny, opracowując wnikliwie ponad 350 pozycji. W całości pracy można by wyróżnić cztery zasadnicze części. W pierwszej omówione są niektóre fizyczne właściwości gleby, fizyko-chemiczne właściwości wody i zdolności sorpcyjne gleby w stosunku do pary wodnej. W części drugiej przedstawiono szczegółowo zjawiska wody związanej, zawieszonej i wolnej grawitacyjnej. Część trzecia traktuje o siłach ssących gleby oraz o potrzebach wodnych roślin, poziomie wilgoci i ilości pobieranej wody. Wreszcie w części końcowej podane są klasyfikacje postaci wody w glebie, w oparciu o kryteria ruchliwości i dostępności dla roślin.

Książka daje bardzo szczegółowe teoretyczne ujęcie zagadnień wody w glebie, nawiązując jednocześnie do praktyki. Porusza również sprawę nawadniania gleb i pobierania wody przez roślinę.

Przeznaczona jest dla pracowników naukowych: melioratorów, gleboznawców, ekologów i fizjologów roślin, będą z nich korzystać także słuchacze WSR studiujący meliorację, gleboznawstwo i fizjologię roślin.

19. K. Iwanow: „Hydrologia torfowisk” (tytuł oryginału Gidrologiya bolot). Format B5. Objętość 22 ark. Nakład 2000 egz. Wydanie I.

Autor omawia na podstawie licznych doświadczeń i rozważań teoretycznych właściwości torfowisk oraz ich gospodarkę wodną. Za punkt wyjścia do omówienia tych zagadnień posłużyły autorowi materiały doświadczalne uzyskane przez różne stacje badawcze ZSRR w ostatnich latach. Zagadnienia hydrologii torfów rozpatrywane są w książce w ścisłym związku z powstawaniem i rozwojem złóż torfowych.

20. E. Klapp: „Łąki i pastwiska” (tytuł oryginału — Wiesen und Weiden). Objętość 30 ark. Wydanie I. Format B5. Poziom IV. Nakład 3000 egz.

Autor omawia całokształt gospodarki na łąkach i pastwiskach, w oparciu o wyniki najnowszych badań naukowych zaczerpniętych z doświadczeń i praktyki. W książce omówiono rośliny występujące w poroście łąk i pastwisk oraz zespoły roślin łąk i pastwisk, jak też potrzeby wodne i nawozowe tych roślin.

Tłumaczenia dokona się z II poprawionego i rozszerzonego wydania niemieckiego.

21. A. Alpatjew: „Krajenie wody w roślinach” (tytuł oryginału — Wlagooborot kulturnykh rastenii). Objętość 30 ark. Format B5. Poziom IV. Wydanie I. Nakład 3000 egz.

Monografia A. Alpatjewa obejmuje rozważania nad potrzebami wodnymi roślin uprawnych, a szczególnie zbożowych, zależnie od czynników klimatycznych i wilgotności gleby. Autor opiera się na licznej literaturze i badaniach własnych, omawiając kolejno: procesy transpiracji i parowania terenowego z powierzchni pola, wpływ czynników meteorologicznych na te procesy, sumaryczne ilości wody zużyte w okresie wegetacyjnym przy optymalnym uwilgotnieniu gleby, dynamikę zużycia wody w okresie wegetacji i wpływ agrotechniki na zużycie wody. We wnioskach praktycznych daje metodę i współczynniki liczbowe, pozwalające określić rozchód wody na parowanie, jako podstawy do projektowania melioracji nawadniających.

22. W. Sawicki: „Zaopatrzenie osiedli wiejskich w wodę”. Format B5. Objętość 35 arkuszy. Nakład 3000 egz. Poziom III. Wydanie I.

Praca omawia zagadnienie ujęcia poboru i rozprowadzenia wody dla celów gospodarstwa rolnego, uwzględniając sposoby poszukiwania i oceny wody dla tych celów. Ponadto czytelnik znajdzie przykłady ciekawych obliczeń hydrologicznych i hydraulicznych, jak też opisy dotyczące konstrukcji armatur i budowy studzien.

*

Poza wymienionymi pracami Wydawnictwo wyda w latach 1957 — 1959 szereg podręczników dla techników (średnich szkół) wodno-melioracyjnych. Będą to pozycje:

K. Matul: „Melioracje rolne”. Format A5. Objętość 55 ark. Nakład 3000 egz. Wydanie I. Planowany rok wydania 1957 — 1959.

T. Korzeniowski: „Hydrologia”. Format A5. Objętość 15 ark. Nakład 3000 egz. Wydanie I. Planowany rok wydania 1958.

W. Jarocki: „Budownictwo wodne”. Format A5. Objętość 20 ark. Nakład 3000 egz. Wydanie I. Planowany rok wydania 1958.

K. Cebulak: „Mieśnictwo wodno-melioracyjne”. Format A5. Objętość 15 ark. Nakład 3000 egz. Wydanie I. Planowany rok wydania 1958.

Przedstawiciele PWRiL prowadzą rozmowy z autorami, którym Wydawnictwo pragnie zlecić napisanie prac o następującej tematyce:

- Zagospodarowanie łąk i pastwisk, objętość ok. 20 ark.
- Eksploatacja torfowisk, objętość ok. 4 ark.
- Drogi gruntowe, objętość ok. 4 ark.
- Materiałoznawstwo w budownictwie wodno-melioracyjnym.
- Podręcznik z zakresu melioracji rolnych i budownictwa wodnego dla kursów wodno-melioracyjnych, objętość ok. 50 ark.

Należy zwrócić uwagę, że PWRiL wydaje książki potrzebne bezpośrednio praktyce i dydaktyce wodno-melioracyjnej, stara się wzbogacić literaturę melioracyjną w podstawowe dzieła naukowe o trwałej wartości, omawiające teoretyczne podstawy melioracji rolnych.

Inż. Marian Cyfel
starszy redaktor PWRiL

„Do nauczania i uczenia się — te trzy środki pomocnicze są nieodzowne:

Po pierwsze książki, po drugie książki, po trzecie książki,

bez nich nic nie pomogą nasze wysiłki”.

S. Konarski

DZIAŁ II—PODSTAWY PROJEKTOWANIA

INŻ. KAROL RACZYŃSKI

„Hydroprojekt” Kraków

Regulacja biologiczna górskich cieków

Na temat zabudowy biologicznej spotyka się ostatnio liczne wypowiedzi, które ogólnie biorąc charakteryzują zarówno pewną rozbieżność poglądami poszczególnych autorów, jak i brak skryształizowanych pojęć dotyczących tego zagadnienia. Artykuł niniejszy jest próbą sprecyzowania tych pojęć, szczególnie w odniesieniu do zabudowy biologicznej w górskich terenach, podejmowanej dla celów hydrotechnicznych, a następnie bardziej szczegółowe omówienie jej najistotniejszej dla hydrotechniki gałęzi — regulacji biologicznej.

Zabudowę biologiczną nazywamy zastosowanie żywych roślin dla osiągnięcia celów technicznych. W zależności od celu jakiemu ma służyć zabudowa biologiczna możemy rozróżnić jej rozmaite rodzaje, a mianowicie:

1. Zabudowa biologiczna dla celów hydrotechnicznych (poniżej nieco szerzej opisana).
2. Zabudowa biologiczna dla celów komunikacyjnych:
 - ochrona linii kolejowych i dróg państwowych przed zaspami śnieżnymi;
 - zadrzewienia przydrożne i przywodne;
 - stabilizacja skarp i usuwisk.
3. Zabudowa biologiczna dla celów rolniczych:
 - pasy leśne dla zmiany warunków klimatycznych;
 - utrwalenie ruchomych wydym piaszczystych.
4. Zabudowa biologiczna dla celów gospodarki leśnej:
 - zagospodarowanie nieużytków przez zalesianie;
 - utrwalenie stromych stoków kamienistych i usuwisk.
5. Zabudowa biologiczna dla celów komunalnych:
 - zieleńce w ośrodkach miejskich i przemysłowych.

W każdym z wyżej wymienionych rodzajów zabudowy można z kolei rozróżnić dalsze składniki i tak interesującą nas zabudowę biologiczną dla celów hydrotechnicznych w terenie górskim możemy podzielić na następujące czony:

- zadrzewienia dla zwiększenia lesistości dorzecza oraz zmiana struktury istniejących lasów,
- niektóre rodzaje zabiegów agrotechnicznych,
- zadrzewienia przy zabudowie obszarów zbiorowych, debr i stromych stoków,
- zakrzewienie falochronne,
- zadrzewienie przymostowe, sterujące i przeciwakumulacyjne [1],
- żywe budowle i zakrzewienia stosowane przy regulacji cieków,
- regulacja biologiczna.

Powiększenie lesistości zlewni, właściwe rozmieszczenie połączy leśnych w dorzeczu [4], przebudowa obecnie istniejących lasów iglastych na lasy mieszane i różnowiekowe oraz odpowiednie zabiegi agrotechniczne powiększają retencję naturalną dorzecza i działają pod tym względem podobnie jak zbiorniki wyrównawcze. Zabiegi te ograniczają ponadto zmywanie gleb i transport cząstek spławialnych, a tym samym przedłużają okres aktywnego działania zbiorników wodnych i przeciwrumowiskowych. Zadrzewienie debr i stromych stoków jest od dawna stosowanym i bardzo skutecznym sposobem zmniejszenia erozji, współdziałającym w zakresie zabudowy potoków górskich z budowlami technicznymi, mającymi na celu ograniczenie ruchu rumowiska w ciekach wodnych. Podobny charakter mają również zabiegi służące do umocnienia brzegów zbiorników wodnych.

W ZSRZ wprowadza się obecnie odpowiednio zaplanowane przymostowe plantacje leśne albo krzewiaste, które zastępują stosowane dotychczas wały kierujące. Takie plantacje stosuje się również w formie pasów leśnych mających na celu zapobieganie w odkładaniu rumowiska w przekrojach mostowych, za pomocą odpowiedniej koncentracji nurtu w pobliżu mostu [1].

Przy regulacji rzek i potoków, żywe rośliny są od dawna stosowane w formie budowli regulacyjnych albo części składowych tychże oraz w postaci zakrzewień jako plantacje wiklinowe. Te

żywe budowle służą do wykształcenia i umocnienia brzegów koryta, po czym stanowią istotną część składową regulacji cieków, współpracującą z budowlami martwymi. Przy zabudowie debr żywe budowle regulacyjne mogą być również użyte do dennych umocnień przeciwerozrywnych. Budowle z żywych roślin stosowane przy regulacji rzek i potoków są to — powszechnie znane — tamy ze świeżej faszyny wiklowej, koronki wiklowe, opaski z faszynady, opaski Seelinga, opaski z jednej, dwu lub trzech kieszek, płotki jedno-, dwu- i trzyrzędowe, wyściółki, obitki, szczotki oraz rozmaite kombinacje z tych elementów. Zakrzewienia używane przy regulacji cieków służą do utrwalenia odsypisk i przyspieszenia kolmatacji terenów inundacyjnych. Stosuje się tu przeważnie różne odmiany wierzby krzaczastej, rozmnażanej za pomocą sadzonek czyli sztubów, przy czym używa się rozmaitych sposobów sadzenia (w rzędy, gniazdko, rowki, kosze i inne).

Początki zabudowy biologicznej do celów hydrotechnicznych sięgają niewątpliwie bardzo odległych czasów, jakkolwiek systematycznie i na większą skalę zaczęto ją stosować, głównie przy zabudowie potoków górskich, dopiero od połowy XIX stulecia. Regulacja biologiczna natomiast, w ujęciu przedstawionym poniżej jest najmłodszym systemem regulacji cieków górskich, który zarówno u nas jak i w krajach sąsiednich znajduje się jeszcze w etapie studiów i doświadczeń.

Regulacja biologiczną nazywamy zabiegi zmierzające do utrwalenia łożysk naturalnych cieków bezpośrednio za pomocą żywych roślin. Stosowaną przy tym roślinnością są w zasadzie zakrzewienia, a częściowo również żywe budowle uprzednio opisane. Odmienne niż przy innych systemach regulacji, w których żywe budowle są tylko składnikiem uzupełniającym, stosowanym sporadycznie w miarę potrzeby, zakrzewienia służą tu do wytworzenia i utrwalenia linii brzegowej, a zatem stanowią najbardziej istotny element regulacji.

Regulacja biologiczna może występować albo w postaci czystej, tj. jako samodzielny system regulacji, albo w połączeniu z innymi systemami regulacji cieków górskich. Regulacja biologiczna nie daje bowiem możliwości ubezpieczenia dna koryta potoku czy rzeki, lecz umacnia wyłącznie tylko brzegi i teren inundacyjny. Nieodzownym zatem warunkiem możliwości zastosowania regulacji biologicznej w jej czystej postaci, tj. bez współdziałania innych systemów regulacji, jest dno koryta dostatecznie odporne na działanie erozyjne. Innymi słowami, siła unoszenia, powstająca przy przepływie wielkiej wody miarodajnej dla regulacji, nie może przekraczać wartości dopuszczalnych dla danego rodzaju podłoża. Takie warunki naturalne nie trafiają się jednak często, stąd też regulacja biologiczna w swej czystej postaci będzie miała miejsce jedynie w nielicznych przypadkach, a przeważnie będzie ona mogła być stosowana tylko w połączeniu z innymi systemami regulacji.

Możliwość ustabilizowania koryta cieków górskich jest w głównej mierze uzależniona od stopnia ograniczenia ruchu grubego materiału skalnego. Znajomość mechaniki ruchu rumowiska jest zatem podstawowym warunkiem dla prawidłowego rozwiązania zagadnień związanych z regulacją rzek i potoków górskich. Rumowisko prowadzone przez potoki górskie pochodzi w naszych warunkach w przeważającej ilości z erozji własnego korytka, a tylko mała część tego materiału dostaje się tu bezpośrednio z obszarów źródłowych i ze stoków dolin [7]. Prowadzony materiał składa się z mieszaniny cząstek o najrozmaitszych wymiarach, przy czym wymiary pojedynczych otoczków dochodzą nawet do kilkudziesięciu centymetrów. Jakkolwiek wymiary i ilość grubego materiału maleją w miarę posuwania się w dół cieków, to jednak różnorodność uziarnienia występuje w sposób nieregularny nie tylko na poszczególnych odcinkach, ale nawet w tym samym przekroju koryta. Ruch rumowiska występuje na ciekach górskich tylko przy stanach wysokich i to w formie gwałtownej. Mianowicie, przy szeregu mniejszych wezbrań zostaje wypłukany drobniejszy materiał i wówczas na powierzchni dna

wytwarza się opancerzenie złożone z najgrubszych kamieni. Opancerzenie to, wskutek wzajemnego zaklinowania kamieni, jest odporne nawet na większą siłę unoszenia niż właściwa dla średnicy ziarn tych kamieni [5]. Dopiero po zniszczeniu tego opancerzenia przez stany katastrofalne następuje nagle ruch całego podłoża, który, jak to wykazały badania, odbywa się nieraz nawet na kilkumetrowych głębokościach. Wskutek szybkiego opadania fali powodziowej, odkład rumowiska następuje w sposób równie gwałtowny, a to przy prędkościach znacznie mniejszych aniżeli te, które ten ruch wywołały. Powyższe przemieszczenie materiału wlezonego, postępujące niejako przerzutami, tłumaczy zdolność cieków górskich do zażwirowywania własnego, nawet dobrze wyrobionego czy uregulowanego koryta i do wytwarzania nowych ramion. Następne mniejsze wczbrania umacniają tak powstałe koryta przez wytworzenie opancerzenia dna, a samorzutnie krzewiąca się roślinność, przeważnie olsza szara, utrwała jednocześnie korzeniami wytworzone w szutrowisku brzegi i nowe odsypiska. Im dłużej zatem trwa okres bez znaczących powodzi, tym lepiej są wyrobione koryta cieków górskich i tym więcej się one uodporniają na przepływy o małej częstotliwości.

Zasadniczo więc na każdym cieku górskim będzie można zastosować regulację biologiczną, jeżeli tylko zostaną w tym celu wykorzystane istniejące warunki naturalne lub jeżeli z braku tychże zostaną wytworzone sztucznie takie warunki, w których dno koryta nie będzie ulegało nadmiernemu rozmywaniu.

W pewnych jednak okolicznościach zastosowanie jakiegokolwiek regulacji biologicznej okaże się mimo wszystko nieekonomiczne i wówczas będziemy musieli zastosować inne systemy regulacji, w których roślinność będzie już tylko współpracować lub nawet zaledwie uzupełniać martwe budowle. Warunki takie zachodzą w górnych partiach potoków o silnych spadkach, względnie w dolnych odcinkach cieków o znacznych objętościach przepływu.

Dogodne dla regulacji biologicznej warunki naturalne trafiają się tylko w szczególnych przypadkach, a więc:

- gdy dno koryta jest dostatecznie odporne na erozję, np. skaliste,
- przy stosunkowo małej głębokości przepływu wielkich wód wynikającej z poprzecznego ukształtowania doliny,
- przy małych spadkach podłużnych,
- przy wyrównanych odpływach pod wpływem działania naturalnych zbiorników wody.

Cieki, które posiadają z natury takie, sprzyjające regulacji biologicznej, warunki, mają już bez ludzkiej pomocy zadrzewione brzegi, oraz dobrze wyrobione koryta i z reguły nie wymagają żadnych zabiegów regulacyjnych. Pod wpływem jednak niewłaściwego użytkowania, polegającego w głównej mierze na wyrębie drzew i krzewów, wypasach oraz poborze żwiru i otoczków, istniejąca równowaga takiego cieku może zostać naruszona i wtedy zaczyna on swoją szkodliwą działalność. Wyłącznie tylko w takich przypadkach uda się zrekonstruować zachwianą równowagę koryta za pomocą czystej regulacji biologicznej, tj. przez zastosowanie zakrzewień, uzupełniania tu i ówdzie żywymi budowlami. Praktycznie biorąc, przeprowadzenie regulacji biologicznej w takich okolicznościach będzie się sprowadzało w pierwszym rzędzie do ochrony terenów przybrzeżnych przed szkodliwym użytkowaniem oraz do zawięcia uzupełniających powstające samoczynnie zakrzewienia. Zastosowanie żywych budowli regulacyjnych będzie tu miało miejsce tylko w bardzo małym zakresie, a to jest zamknięcia bocznych ramion, opaski z obitkami dla ochrony wysokich brzegów oraz krótkie odcinki tam równoległych dla wprowadzenia wody do przekopu. Przekopy koryta stosuje się tu również tylko wyjątkowo, dla złagodzenia zbyt nagłych zmian kierunków biegu.

Najczęściej jednak zachodzić będą przypadki, w których brak będzie naturalnych warunków dla zastosowania czystej formy regulacji biologicznej i wówczas stosujemy regulację biologiczną kombinowaną z innymi systemami regulacji. W tym celu stwarzamy w sposób sztuczny takie dogodne warunki, przez zastosowanie jednego z niżej podanych sposobów:

- zmniejszenie spadków podłużnych przez zestopniowanie koryta za pomocą zapór przeciwrumowiskowych lub stopni,
- obniżenie wysokości przepływów wielkich wód za pomocą zbiornika wyrównawczego,
- bezpośrednie wzmocnienie dna koryta.

Regulacja biologiczna w kombinacji z budowlami technicznymi, mającymi na celu zmniejszenie spadków podłużnych, jest systemem, który najczęściej będzie miał zastosowanie; jest to poza tym system również z wielu innych względów najbardziej

odpowiedni do regulacji potoków górskich. O tym, kiedy należy do współpracy zastosować zapory, a kiedy stopnie — decydują te same zasady, które są obowiązujące przy regulacji potoków górskich tymi systemami. Zasadniczo więc zapory przeciwzsurowe znajdują zastosowanie w górnych odcinkach aktywnych potoków, a stopnie dopiero tam, gdzie topografia terenu, zagospodarowanie doliny lub względy ekonomiczne nie pozwolą na stosowanie zapór przeciwrumowiskowych. W razie użycia tych ostatnich, jako elementu współpracującego, zupełnie wystarczającym zabezpieczeniem odcinków międzyzaporowych są zadrzewienia powstające samorzutnie w miarę zalądowywania zbiorników szutrowych. W przypadku zastosowania stopni przy wykształcaniu samego koryta postępuje się analogicznie, jak przy czystej regulacji biologicznej, z tym, że żywe budowle znajdują tu zastosowanie w nieco szerszym zakresie, a ponadto konieczne będzie wykonanie zawięcia odsypisk.

Regulacja biologiczna prowadzona bezpośrednio poniżej zbiorników powodziowych ograniczy się zapewne prawie wyłącznie do uzupełnienia naturalnie powstających zadrzewień; odpadnie tu również potrzeba stosowania stopni nawet na znacznych spadkach. W miarę jednak zanikania wpływu zbiornika w dolnych odcinkach, konieczne będzie stosowanie rozmaitych przejściowych form regulacji, a w końcu zaistnieje potrzeba zastosowania stopni lub też przejścia na obudowę tamami.

Stworzenie dogodnych warunków dla regulacji biologicznej, przez bezpośrednie wzmocnianie dna koryta, np. za pomocą sztucznego opancerzenia lub jakimkolwiek innym sposobem, prowadzi zwykle do konieczności sztucznego ubezpieczania brzegów w sposób ciągły, przez co tracą się już charakterystyczne dla regulacji biologicznej cechy.

Przystępując do projektowania regulacji biologicznej musimy pamiętać, że istota robot wykonawczych przy regulacji biologicznej polega na obsadzeniu pasa przybrzeżnego wickliną, przy czym wykształcenie właściwego koryta pozostawia się w znacznej mierze samej wodzie. Jakkolwiek szczegóły wykonania będą się pomiędzy sobą różnić, zależnie od tego, z którym z przypadków wyżej omówionych będziemy mieli do czynienia, to jednak ogólnie obowiązującą regułą będzie zaniechanie wykonania regularnych kształtów koryta oraz geometrycznego przebiegu linii trasy i spadków [6]. Uwzględniając powyższe przesłanki oraz nieregularności występujące w przekrojach poprzecznych terenu i spadkach lokalnych, jak również zmienność porostu wegetacyjnego w czasie i przestrzeni, będziemy musieli dla wykonania obliczeń hydraulicznych wprowadzić wartości, wypośredkowane z przeciętnych warunków, a również przyjmować nieraz nawet znacznie uproszczone założenia.

Przy projektowaniu regulacji biologicznej wkreślamy na planie sytuacyjnym trasę regulacyjną za pomocą łuków i prostych, w możliwie największym dostosowaniu do istniejącego koryta, przy czym staramy się unikać promieni mniejszych od pięciokrotnej szerokości zwierciadła wody brzegowej. W profilu podłużnym, wykreślonym na podstawie tej trasy, wyodrębniamy dłuższe odcinki o jednolitych spadkach wyrównanych, np. pomiędzy ujściami dopływów lub punktach o ustalonej wysokości dna, po czym zdejmujemy w terenie na tych odcinkach po kilka charakterystycznych przekrojów dobrze wyrobionego i utrzymującego się koryta. Następnie, dla szerokości koryta wypośredkowanej ze zdjętych profili obliczamy za pomocą wzorów empirycznych głębokość profilu normalnego oraz średnią prędkość dla przepływu wielkiej wody dorocznej. Znając skład granulometryczny z analizy przesiewu materiału dennego, możemy obliczyć wielkość pogłębienia koryta ze wzoru:

$$h = d \left(\frac{1}{p} - 1 \right),$$

gdzie d jest najmniejszą średnicą ziaren rumowiska, które jeszcze nie zostaną uniesione; wartość tę wyznacza się z tabel znajdujących się w podręcznikach dla średniej prędkości przepływu i głębokości otrzymanej po pogłębieniu koryta; p oznacza stosunek ilości gruntu o średnicach ziaren d i większych do całkowitej ilości gruntu [3]. Uwzględniając powiększenie głębokości przekroju normalnego przy przepływie wielkiej wody, miarodajnej dla regulacji cieku, powtarzamy cały rachunek, przyjmując dla obliczenia schematyczny przekrój ograniczony profilem dla dorocznej wielkiej wody oraz przeciętnym zarysem terenu zalewowego. Głębokość koryta, po uwzględnieniu pogłębienia wywołanego przepływem wody miarodajnej oraz wielkość całkowitego pogłębienia, nie powinna przekroczyć wartości, przy któ-

rych zakrzewienia nie będą w stanie utrzymać brzegu. Wartości te zależą głównie od rodzaju gruntu, głębokości korzenia się roślinności użytej do ubezpieczenia brzegu i poziomu wody gruntowej. Przy braku ściślejszych danych doświadczalnych, wielkości te można oznaczyć w przybliżeniu na podstawie obserwacji w terenie. Dla warunków przeciętnych na naszych ciekach górskich te graniczne wartości dopuszczalne wyniosą prawdopodobnie — dla pogłębienia ok. 60 cm, a dla całkowitej głębokości koryta ok. 130 cm. Możliwie ściśle oznaczenie tych wartości jest tym bardziej konieczne, że, jak wiadomo zniszczenie brzegu przy podmyciu następuje tym intensywniej, im wyższe i mocniejsze jest pokrycie roślinne [1].

Jako miarodajną dla obliczenia regulacji biologicznej należy przyjmować wielką wodę, o prawdopodobieństwie występowania 50%, przy czym bezpieczeństwo i trwałość wszystkich obiektów należy ponadto sprawdzić na przepływ wody o prawdopodobieństwie pojawienia się 20%. Tylko przy wyjątkowo odpowiedzialnych budowlach przyjmujemy do obliczeń wielką wodę 3-procentową, a sprawdzamy na wielką wodę stuletnią.

Poniżej zbiornika powodziowego, do obliczenia przyjmować należy objętość wielkiej wody miarodajnej dla regulacji, po jej zredukowaniu przez ten zbiornik. Ustalając tę objętość przepływu, należy jednak uwzględnić, że stopień redukcji maleje w miarę przyrostu zlewni poniżej zbiornika. Szerokość przekopów należy przyjmować w granicach od 0,8 szerokości trasy, dla wielkiej wody dorocznej przy zlewniach o powierzchni mniejszej od 50 km², do 0,4 tej szerokości — przy zlewniach większych od 200 km². Dla głębokości przekopu większej niż głębokość normalna dorocznej wielkiej wody oraz przy materiałach odpornych na rozmycie, należy tak obliczoną szerokość zwiększać odpowiednio aż do całkowitej szerokości trasy. Przekopy projektuje się w takim położeniu względem teoretycznej osi trasy, aby na środku łuku nie wykopana część szerokości trasy po stronie brzegu wklęsłego była dwukrotnie większa niż na brzegu wypukłym. W trakcie wykonywania przekopów należy gruby materiał wydzielić, a następnie użyć go do sztucznego opancerzenia dna w formie narzutu z otoczków; tym sposobem dno w przekopie będzie miało podobną odporność na rozmycie, jak odcinki sąsiednie.

W obrębie linii ograniczających trasę koryta dorocznej wielkiej wody pozostawiamy koryto niezarośnięte, a ewentualne zakrzewienia istniejące w tym pasie należy wykarczować. Na terenach leżących w zasięgu wielkiej wody miarodajnej dla obliczenia regulacji powinny rosnąć wyłącznie tylko krzewy. Bepośrednio przy brzegach koryta dla wielkiej wody dorocznej należy zakrzewienia prowadzić jako jednoroczne kultury wiklinowe, w pasie o szerokości równej około 1/5 szerokości tego koryta, jednak nie większym niż 3 m; nadaje się tu szczególnie wierzb purpurowa (*salix purpurea*) [2, 8]. Drzewa wysokopienne mogą rosnąć poza zasięgiem wielkiej wody miarodajnej oraz tylko w miejscach w zupełności zabezpieczonych przed podmyciem [6].

Gatunki drzew i krzewów stosowanych przy regulacji biologicznej powinny być dostosowane do składu naturalnego środowiska leśnego, przy czym wybór odpowiednich gatunków, sposoby sadzenia, stosowanie przedplonów i sukcesji różnych gatunków, jak też i całość gospodarki leśnej na obszarach objętych zadrzewieniem i zakrzewieniami związanymi z regulacją biologiczną, powinny być wykonywane przy ścisłej współpracy z fachowym specjalistą z tej dziedziny.

Reasumując powyższe rozważania, wykonanie regulacji biologicznej, najogólniej ujętej, składać się będzie z następujących sześciu elementów:

- 1) zawielenia przybrzeżne dla wykształcenia brzegów koryta wielkiej wody dorocznej,
- 2) żywe budowle regulacyjne,
- 3) przekopy koryta,
- 4) zakrzewienia inundacyjne w obrębie wielkiej wody miarodajnej,
- 5) zadrzewienia doliny pozostałe poza zasięgiem wielkiej wody miarodajnej,
- 6) martwe budowle techniczne.

Przedstawiony wyżej schematycznie system regulacji rzek i potoków górskich, nazwany ogólnie regulacją biologiczną, posiada cały szereg szczególnie cennych zalet, które predysponują jego stosowanie w możliwie jak najszerszym zakresie. Te wyróżnia-

jące go cechy stanowią w szczególności: niskie koszty wykonania regulacji oraz znikome koszty jej konserwacji, minimalne zużycie materiałów budowlanych, możliwość stosowania tego systemu w różnorodnych warunkach, stworzenie dogodnych warunków dla gospodarki rybnej, dostosowanie regulacji do wymogów ochrony krajobrazu, a ponadto dodatkowe korzyści z produkcji materiałów drzewnych.

W końcu należy jednak ze specjalnym naciskiem podkreślić, że po wymienionych zabiegach tylko wówczas będziemy mogli spodziewać się pełnowartościowych wyników, jeżeli regulacją biologiczną zostanie objęty cały górny odcinek cieku. Warunkiem prawidłowego wytworzenia i utrzymania się regulacji biologicznej jest również wykonanie w całej zlewni wszelkich zabiegów mających na celu ograniczenie powstawania i ruchu rumowiska.

Regulacja biologiczna w wyżej przedstawionym ujęciu nie była dotąd na naszych górskich ciekach stosowana, stąd też brak nam własnych danych doświadczalnych, a obce materiały, zresztą nader skąpe, nie zawsze mogą być wykorzystane z powodu odmiennego charakteru tych cieków. Wykonanie doświadczalnych regulacji biologicznych jest zatem sprawą niezwykle nagłą, aby jednak z tych eksperymentów uzyskać nadające się do wykorzystania wyniki, muszą być one ujęte w długofalowy program zarówno dla robót wykonawczych, jak i dla przeprowadzenia obserwacji. Przystępując do opracowania takiego planu prac, musimy w pierwszym rzędzie ustalić, na jakie pytania mają zamierzone doświadczenia dać odpowiedź. Z jednej bowiem strony istnieje przeświadczenie co do skutecznego działania roślinności na umocnienie brzegów, a z drugiej strony nie ulega wątpliwości, że za pomocą samej tylko roślinności nie zdołamy osiągnąć stabilizacji koryt na naszych górskich ciekach. Należy więc przede wszystkim wyjaśnić podstawowe zagadnienie, a mianowicie, w jakich warunkach naturalnych będą się mogły utrzymać koryta ubezpieczone wyłącznie za pomocą zakrzewienia. Krótko mówiąc, obiektem doświadczalnym dla czystej regulacji biologicznej nie mogą być rzeki czy potoki już zabudowane lub nawet choćby częściowo uregulowane, a z drugiej znów strony przeznaczone do eksperymentów cieki powinny być bezwzględnie wyłączone od wszelkiego szkodliwego użytkowania.

Opracowanie projektu doświadczalnej regulacji biologicznej powinno być poprzedzone wyczerpującymi studiami, a w szczególności wykonaniem pomiarów topograficznych i hydrometrycznych, analiz glebowych, określeniem siedlisk biologicznych itp. Celem tych studiów jest należyte zbadanie stosunków hydrologicznych, fizjograficznych, klimatycznych i geologicznych, panujących w dorzeczu badanego cieku.

Systematyczna obserwacja i rejestracja objawów na wykonanej regulacji jest oczywiście nieodzownym warunkiem dla osiągnięcia właściwych rezultatów eksperymentu. Równoległe z wykonaniem doświadczalnej regulacji biologicznej powinny być prowadzone studia terenowe dla zbadania warunków na istniejących zadrzewionych ciekach, o dobrze wyrobionym i utrzymującym się korzyści. Uzyskane w powyższy sposób i ujęte w cyfry wyniki eksperymentów i studiów umożliwią ustalenie bardziej szczegółowych zasad projektowania regulacji biologicznej naszych górskich cieków.

LITERATURA

1. Bieganski E. G. — Lesonasazhdenia dla zaschchity żelieznodoroznykh sooruzhenij ot vriednykh vozdeystviy wodnykh potokow. Moskwa. 1954.
2. Becker D. — Die Pflanze als Baustoff. Frank F., Czermak H. — Anleitung für lebende Verbauung im Fluss- und Strassenbau. Archiv für Wasserwirtschaft — Die lebende Verbauung. Berlin. 1943.
3. Czański B. — Przyczynki do sprawy dopuszczalnych szybkości wody w rowach, kanałach i rzekach, przy których nie zachodzi rozmywanie i zamulanie. Gospodarka Wodna. 1938. Nr 1. (Gidrotechničeskoe Stroitel'stvo, 1936 Nr 5 i 10).
4. Lambor J. — Rola lasów w sterowaniu fali powodziowej. Gospodarka Wodna. 1954. Nr 12.
5. Matakiewicz M. — Materiał ruchomy w potokach i rzekach i badania jego ruchu. Lwów. 1936.
6. Prückner R. — Die Technik der lebenden Verbauung und das Weidenproblem — in Flussbau und Wildbachverbauung. Wiedeń. 1948.
7. Strele G. — Grundriss der Wildbachverbauung. Wiedeń. 1934.
8. Wyrobisz M. — Zakładanie, prowadzenie i eksploatacja kęp wiklinowych. Warszawa. 1949.

INŻ. ADAM WIDOMSKI I INŻ. KAZIMIERZ UJDA

Laboratorium Wodne PIHM

Badania laboratoryjne nad zabezpieczeniem grodzy przed podmyciem

Przy budowie wszelkiego rodzaju obiektów wodnych, wykonywanych na „sucho”, zachodzi konieczność oddzielenia miejsca budowy od dopływu wody; uzyskuje się to najczęściej przez zabicie ścianki szczelnej zwanej grodzą. Przez odcięcie grodzą części łóżyska rzeki zmniejsza się czynny przekrój, co wpływa na zwiększenie prędkości przepływu na odcinku zwężonym, pociągając za sobą rozmywanie dna. Przy budowie jazu rozmywanie dna jest nawet pożądane, gdyż zmniejsza kubaturę robót ziemnych. Zachodzi jednak obawa podmycia grodzy, co w konsekwencji może doprowadzić do jej zniszczenia i zalania miejsca budowy. Stosowanie umocnienia dna na odcinku zwężonym grodzą jest przy budowie jazu kosztowne, zważywszy, że będzie ono konieczne tylko w czasie budowy. W takich wypadkach należy wykorzystywać wszelkie sposoby mające na celu oddalenie linii nurtu od grodzy. Można to uzyskać przez zastosowanie odpowiednich kierownic lub tarcz kierujących ustawionych przed górną częścią grodzy.

W laboratorium Wodnym PIHM przeprowadzono badania na modelu grodzy umieszczonej w części koryta rzecznej. Grodza usytuowana była na brzegu wypukłym odcinka rzeki o bardzo łagodnym zakolu (rys. 1). Celem badań było określenie wielkości erozji dna, wytworzonej na skutek umieszczenia grodzy, oraz zbadanie czy erozja ta nie będzie zagrażać samej grodzy. Ponieważ rozmywanie dna rzeki na odcinku grodzy było mniej niebezpieczne (budowa jazu), przeto główną uwagę skupiono na wyszukaniu odpowiedniego systemu, który by swym działaniem ochronił ścianę grodzy przed podmyciem.

Zakres badań obejmował:

- znaczenie linii prądów i charakterystykę powstających wirów,
- rozkład i wielkość prędkości wody w czynnej części koryta,
- określenie wielkości erozji dna i odkłady materiału (usytuowanie i wielkość),
- określenie miejsc, w których konieczne będzie zastosowanie umocnienia dna.

Badania przeprowadzono przy przepływach wód charakterystycznych od wody średniej rocznej do wody 50-letniej.

Model grodzy wykonano z drewna, zaś model koryta rzeki z piasku o średnicach ziarn 0.5 do 1.0 mm, o dnie poziomym i nachyleniu skarp 1:2. Pod względem materiału, z którego wykonano koryto rzeki, nie ma podobieństwa z naturą, z tego względu wyniki badań należy porównywać jedynie ze strony jakościowej. Badania przeprowadzano dla podanych wyżej przepływów, a odpowiadające im stany (wg krzywej konsumpcyjnej) ustalano z dokładnością do 1 mm przy pomocy zaworu cylindrycznego, umieszczonego w końcu koryta badawczego. Powierzchniowe linie prądów wody otrzymywano przez fotografowanie świecących się pływaków, puszcanych równocześnie w górnej części koryta. Do pomiarów wielkości rozmyć i odkładów używano profilografów, zaś do pomiarów prędkości młynka hydrometrycznego. Prędkości mierzono pod koniec każdego badania. Czas jednego badania wynosił 4 godz.

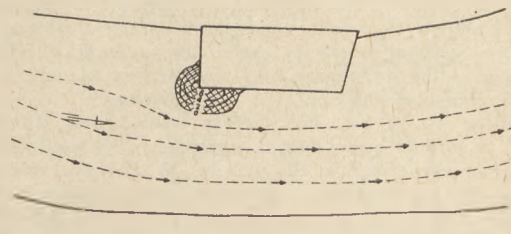
W pierwszym etapie przeprowadzono badania dla podanych przepływów bez stosowania jakichkolwiek środków mających na celu zmniejszenie wielkości erozji. W drugim etapie badań zajęto się sprawą wymodelowania odpowiedniego systemu odchylającego linie nurtu od grodzy.

Najbardziej charakterystyczny okazał się przepływ odpowiadający wodzie 25-letniej. Przy przepływach mniejszych różnice między poszczególnymi wynikami badań były mniej charakterystyczne, zaś przy przepływie odpowiadającym wodzie 50-letniej, grodza zostaje zatopiona, a odpowiednie systemy kierujące nie różnią się wiele w działaniu. Maksymalne rozmycie przy przepływie wody 25-letniej, wynoszące 8 cm (rys. 1), występuje w górnym narożu grodzy; strumienie wody odbijające się od czołowej ściany grodzy, kierowane ku brzegowi prawemu, unoszą materiał z górnego naroża grodzy. Na odcinku zwężonym grodzą występuje znaczne pofałdowanie i rozmycie dna wynoszące 2 cm. Brzeg prawy jest rozmywany nie tylko na długości grodzy, lecz i poniżej.

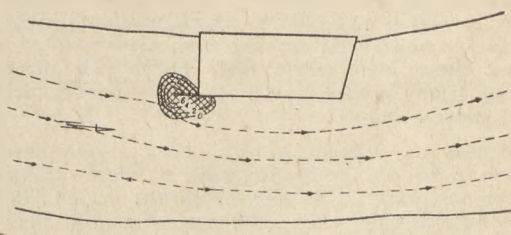
Przy ścianie ażurowej długości 20 cm, umieszczonej na przedłużeniu podłużnej ściany grodzy (rys. 2), głębokość rozmycia nie

ulega znacznemu zmniejszeniu. Występuje jednak przesunięcie rozmycia z górnego naroża grodzy w górne naroże ścianki. Zakres rozmycia jest również inny niż w przypadku poprzednim. Rozmycie dna i brzegu prawego nie ulega dużym zmianom. Wzdłuż podłużnej ściany grodzy występuje nieco mniejsze rozmycie dna niż w innych miejscach na odcinku grodzy. Okazuje się, że na wielkość rozmycia dna i brzegu prawego decydujący wpływ ma zmniejszenie czynnego przekroju koryta.

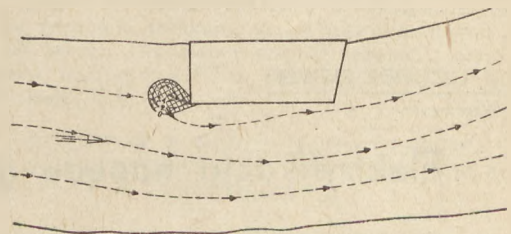
Przy usytuowaniu ścianki ażurowej o długości 20 cm, lecz ustawionej pod kątem 33° do przedłużenia podłużnej ściany grodzy (rys. 3), wymycie w górnym narożu grodzy jest nieco mniejsze. Przy poprzednich alternatywach, w narożu ścianki w czasie przepływu wody, występują znaczne zaburzenia z powodu nagłego zmniejszenia przekroju czynnego koryta. W przypadku odchylenia ścianki w stronę brzegu lewego (rys. 3) zaburzenia są prawie niedostrzegalne, co potwierdzają również mniejsze rozmycia dna między górnym narożem ścianki i grodzy. Aby zmniejszyć rozmycie wokół ścianki ażurowej oraz wzdłuż podłużnej ściany grodzy, należy odchylić linię nurtu w stronę brzegu prawego.



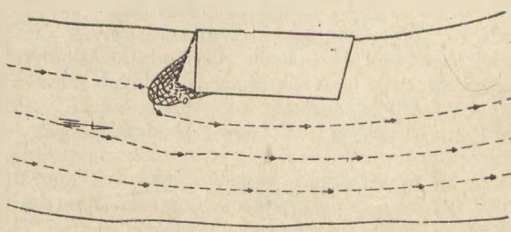
Rys. 1



Rys. 2



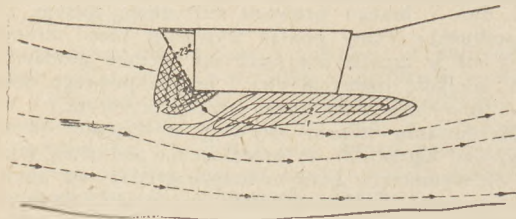
Rys. 3



Rys. 4

Bardziej wyraźne odchylenie linii prądów wody uzyskuje się przez zastosowanie zamiast ścianki ażurowej jednolitej ścianki o długości i kącie ustawienia równym ściance ażurowej (rys. 4).

Nagle odchylenie linii nurtu w stronę brzegu prawego powoduje wystąpienie wzdłuż podłużnej ściany grodzy prądów wstecznych, wpływających na powstanie podłużnego odkładu (rys. 4). Przy ściance ażurowej (rys. 3) również wystąpił odkład, jednak znacznie mniejszy. Wystąpienie odkładu wzdłuż podłużnej ściany grodzy należy uważać za korzystne. Jak wykazuje rys. 4 górne naroże grodzy jest narażone w dalszym ciągu na podmycie.



Rys. 5

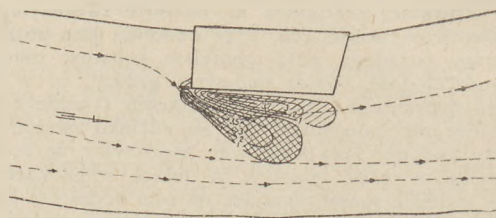
Przy ściance czołowej grodzy, założonej pod kątem 67° do kierunku podłużnej ściany grodzy (rys. 5), rozmycie górnego naroża wyniosło jak poprzednio 4 cm. Obszar rozmycia jest zupełnie podobny do rozmycia przy poprzedniej alternatywie. Kierunki prądów wody przy ścianie czołowej grodzy odchylonej pod kątem 67° ulegają jeszcze większemu odchyleniu w stronę brzegu prawego. Efektem tego jest wystąpienie prądów wstecznych na większej powierzchni zwężonej części koryta rzeki. Wielkość odkładów w stosunku do poprzedniej alternatywy nie uległa zwiększeniu, natomiast obszar znacznie się powiększył.

Porównując rys. 4 i 5 widzimy, że odkład przy alternatywie wg rys. 5 w górnej części został wychylony ku środkowi koryta rzeki i wysunięty znacznie do przodu. W dolnej części odkład również został wydłużony, a szerokość jego uległa znacznemu zwiększeniu. Przy poprzednim ustawieniu ścianki czołowej grodzy (rys. 4) odkład materiału nie przylegał do podłużnej ściany grodzy, natomiast między odkładem a podłużną ścianą grodzy wytworzył się pas o szerokości średniej 4 cm, zupełnie nie naruszony ani nie pofałdowany. Przy usytuowaniu ścianki grodzy jak na rys. 5 odkład materiału przylegał w dolnej części grodzy do ściany podłużnej. W tej części grodzy między wałem odkładu, a brzegiem lewym dno koryta rzeki jest prawie nienaruszone. Podmywanie ściany grodzy (rys. 1, 4, 5) jest bardzo niebezpieczne dla jej stateczności.

Przy zastosowaniu ścianki ażurowej, jako ochrony górnego naroża grodzy przed rozmyciem, uzyskuje się wprawdzie nieznaczne zmniejszenie rozmycia w górnym narożu ścianki, ale co jest ważniejsze odsuwa się rozmycie od naroża grodzy. Przy ściance ażurowej skróconej do 10 cm, założonej na przedłużeniu podłużnej ściany grodzy (rys. 6), rozmycie o max. wielkości 4 cm jest zbliżone do naroża grodzy, lecz jest mniej niebezpieczne, gdyż zostało odsunięte w stronę brzegu prawego. Zasięg rozmyć jest

daje dobre rezultaty, odsuwając rozmycie w kierunku brzegu prawego. Odkład występujący wzdłuż podłużnej ściany grodzy przybrał formę wału o stałej szerokości. Takie rozwiązanie ubezpieczyłoby niż przy poprzednich alternatywach. Odkład materiału osiągnął największą wartość 3,7 cm, lecz obszar jego uległ znacznemu zmniejszeniu. Długość odkładu równa się długości grodzy.

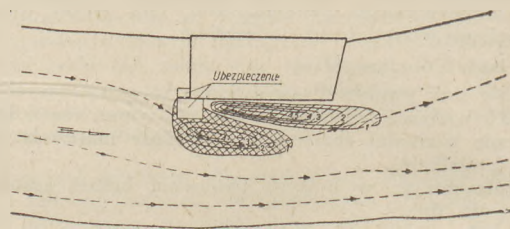
Porównując wszystkie dotychczas przedstawione przypadki okazuje się najlepsza alternatywa przedstawiona na rys. 6. Widać również, że jedynie przez zastosowanie ubezpieczenia wokół ścianki ażurowej można uniknąć niebezpieczeństwa podmywania naroża grodzy. Ubezpieczenie dna wokół ścianki ażurowej (rys. 7)



Rys. 6

pieczenia grodzy przed podmyciem należy uważać za najbardziej właściwe.

Przez zastosowanie ścianki ażurowej długości 10 cm i ubezpieczeniu dna koryta wokół niej można uzyskać pewność, że grodza opisana wyżej nie będzie narażona na podmycie. Po osiągnięciu znacznej głębokości rozmycia wokół ubezpieczenia może zajść



Rys. 7

niebezpieczeństwo podmycia umocnienia. Należy zatem często sondować dno koryta w obszarze grodzy i w razie potrzeby ubezpieczyć je.

Innym sposobem zabezpieczającym naroże grodzy przed podmyciem może być system tarcz kierujących, umieszczonych przed grodziami. Przez wykorzystanie sztucznej cyrkulacji wody wytworzonej przez system tarcz, można uzyskać odkłady materiału tam, gdzie będą one potrzebne, a rozmycia w tych miejscach, gdzie nie będą już szkodliwe.

INŻ. JERZY LICHODZIEJEWSKI

Politechnika Warszawska

Elektryfikacja napędu głównego w żegludze śródlądowej

Jednym z podstawowych zagadnień związanych z przyszłą żeglugą śródlądową w Polsce jest problem napędu głównego. Wszelkie ewentualne błędy i niedokładności towarzyszące rozwiązaniu tego problemu mogą narażać gospodarkę narodową na bardzo duże straty. Błoby zatem wskazać, aby przed podjęciem ostatecznych decyzji dotyczących typizacji taboru pływającego, została przeprowadzona na łamach „Gospodarki Wodnej” obszerna i rzeczowa dyskusja, naświetlająca z różnych stron zagadnienia napędowe. Jeżeli w dyskusji tej wezmą udział inżynierowie i ekonomiści, przedstawiciele Polskiej Akademii Nauk, wyższych uczelni, przemysłu, resortu żegluga, jednostek planowania gospodarczego itp., to w rezultacie zostanie zebrany materiał bardzo pomocny dla typizacji i normalizacji urządzeń napędowych.

Niżej postaramy się przedstawić aktualne poglądy na temat zastosowania napędu elektrycznego w żegludze śródlądowej. Za-

miarem autora jest przełamanie tradycyjnego u nas milczenia (w odróżnieniu od zagranicy) w sprawach związanych z elektryfikacją napędu głównego w transporcie wodnym oraz skontrolowanie słuszności poszczególnych twierdzeń w świetle oczekiwanych głosów krytyki.

Cały materiał został podzielony na trzy części, stosownie do przedmiotu omawianej sprawy. Część pierwsza dotyczy elektrycznie napędzanych statków z własnym wytwarzaniem energii elektrycznej, czyli statków z przekładnią elektryczną; w części drugiej rozważa się rozmaite systemy napędzania statków przy pomocy energii elektrycznej dostarczanej z lądu; część trzecia zawiera uwagi i wnioski dotyczące elektryfikacji przyszłej żeglugi w Polsce.

CZĘŚĆ I. STATKI Z PRZEKŁADNIĄ ELEKTRYCZNĄ

ROZDZIAŁ 1. STRUKTURA NAPĘDU
DIESEL-ELEKTRYCZNEGO

Elementy składowe urządzenia napędowego

Silnik napędzający śrubę (lub koło łopatkowe) zasilany jest w energię elektryczną wytwarzaną na statku przez specjalnie do tego celu przeznaczoną elektrownię ciepłą. Silnikami pierwotnym, tzn. napędzającym prądnicę elektryczną, może być w zasadzie maszyna ciepła dowolnego rodzaju (np. maszyna parowa tłokowa, turbina parowa lub spalinowa, silnik diesla, silnik na gaz ssany itd.), jednak z uwagi na największą przydatność silnika diesla do celów żeglugi śródlądowej¹⁾ statki z przekładnią elektryczną przyjęto nazywać po prostu statkami diesel-elektrycznymi.

Silnik diesla z kołem zamachowym jest bezpośrednio mechanicznie sprzężony z generatorem elektrycznym i osadzony razem z nim na wspólnej ramie fundamentowej. Całe urządzenie składa się więc z trzech podstawowych elementów, jakimi są: pierwotny silnik ciepły (najczęściej diesel), napędzana przezeń prądnica oraz silnik elektryczny połączony z wałem śruby bezpośrednio, bądź przez przekładnię zębatą, wolnobieżną. Zgodnie z wymaganiami rejestru statków maszyn elektryczne wykonywane są budowy zamkniętej lub chronionej; dotyczy to w pierwszym rzędzie silników, jako pracujących w bliskim sąsiedztwie pędnika. Poza tym silniki elektryczne powinny być starannie chłodzone. W szczególności, gdy napęd śruby odbywa się bez pośrednictwa przekładni zębatej, a więc w przypadku silników wolnobieżnych, stosuje się chłodzenie obce. Dla ochrony izolacji uzwojeń przed nasiąkaniem wilgocią zalecane jest także elektryczne podgrzewanie wnętrza silnika w czasie postoju.

Wysokość napięcia, system prądu

Wysokość napięcia roboczego dobiera się na ogół tak, aby natężenie prądu płynącego w uzwojeniach maszyn nie przekraczało 1000 — 1200 A, zaś wybór systemu prądu (zmienny lub stały) podyktowany jest względami natury ekonomicznej, z których wynika, że w odniesieniu do jednostek średniej i dużej mocy celowe jest stosowanie prądu stałego, natomiast dla bardzo dużych statków bardziej racjonalny okazuje się 3-fazowy prąd zmienny. Przyjęto uważać moc 3000 kW jako wartość krytyczną, powyżej której nie należy stosować prądu stałego. Liczba ta jednak nosi charakter przede wszystkim orientacyjny i w żadnym razie nie może być z góry uważana za miarodajną przy ewentualnym szczegółowym rozpatrywaniu kwestii elektryfikacji dla warunków polskich, tym bardziej, że w tej mierze istnieją wyraźnie sprzeczne poglądy wśród różnych autorów. Tablica I obrazuje rozdział parametrów elektrycznych w zależności od mocy, wg przepisów rejestru radzieckiego. Z powyższego wynika, że dla

TABLICA I

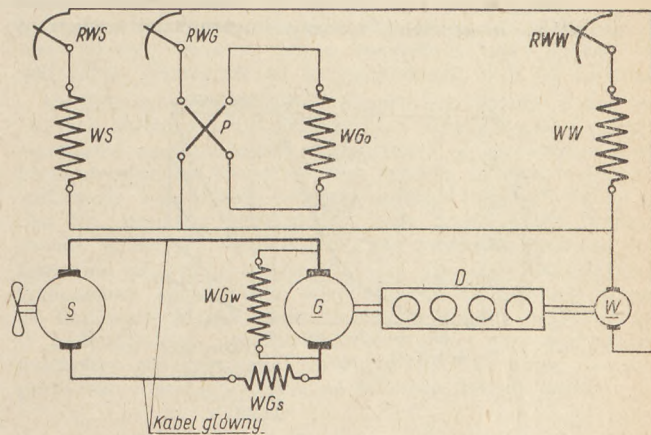
Prąd stały		Prąd zmienny	
moc kW	napięcie V	moc kW	napięcie V
do 500	220	do 1000	525
500—5000	440—1000	1000—15000	1050—3150
ponad 5000	1000	ponad 15000	6300

jednostek żeglugi śródlądowej typowym jest system prądu stałego (wyjątek pod tym względem stanowi napęd Voith-Schneidera z reguły zasilany prądem zmiennym). Dlatego w dalszym ciągu artykułu system ten przyjęto za podstawę do rozważań, nie wy-

kluczając jednak w zasadzie możliwości stosowania prądu zmiennego w pewnych szczególnych przypadkach.

Zasada działania i regulacji

Uproszczony schemat połączeń elektrycznych na rys. 1 ilustruje zasadę współpracy generatora z silnikiem w układzie Ward-Leonarda, który z uwagi na swoje właściwości regulacyjne jest chętnie stosowany w tego rodzaju urządzeniach napędowych. Silnik S połączony jest z prądnicą G dwużyłowym kablem K. Na wspólnym wale z prądnicą G i silnikiem pierwotnym D osadzona jest bocznikowa prądniczka samowzbudna prądu stałego W (wzbudnica), która zasilą uzwojenia wzbudzające zarówno prądnicy głównej G, jak i silnika S. Sposób napędzania wirnika wzbudnicy może być inny niż pokazany na rysunku, np. przy pomocy przekładni pasowej lub innej, jest to jednak sprawą drugorzędną. Moc wzbudnicy wynosi zwykle od 1% do 3% mocy głównego zespołu, napięcie zaś 110 — 220 V.



Rys. 1. Uproszczony schemat instalacji elektrycznej napędu śruby okrętowej w układzie Ward-Leonarda. S — silnik bocznikowy prądu stałego do napędu śruby. G — prądnica szeregowo-bocznikowa prądu stałego. D — silnik diesla. W — wzbudnica (prądniczka) bocznikowa prądu stałego, zasilająca obwody wzbudzenia maszyn głównych. WS — cewka obcego wzbudzenia bocznikowego silnika. WW — cewka własnego wzbudzenia bocznikowego wzbudnicy. WGo — cewka obcego wzbudzenia bocznikowego prądnicy głównej. WGW — cewka własnego wzbudzenia bocznikowego prądnicy głównej. WGs — cewka szeregowo, zapobiegająca przeciążeniom. RWS — opornik regulacyjny w obwodzie wzbudzenia silnika. RWG — opornik regulacyjny w obwodzie wzbudzenia prądnicy. RWW — opornik regulacyjny w obwodzie wzbudzenia wzbudnicy. P — przełącznik dla zmiany kierunku obrotów śruby.

Przesuwając dźwignią opornika RWG można zmienić natężenie prądu płynącego w cewce WGo, a tym samym wartość napięcia na zaciskach prądnicy G, czego ostatecznym rezultatem jest przejście silnika S na inne obroty. Zmiana położenia kontaktów przełącznika P spowoduje, że prąd w uzwojeniu wzbudzającym WGo popłynie w kierunku przeciwnym; w wyniku tego na zaciskach prądnicy G pojawi się napięcie odwrotnej biegunowości, co zmusi silnik S do zmiany kierunku wirowania. W ten sposób odbywa się regulacja szybkości statku oraz przełączenie na jazdę wprzód lub wstecz. Dodatkowy stopień regulacji można uzyskać przez zmianę oporności RWS w obwodzie uzwojenia wzbudzającego WS silnika S²⁾.

ROZDZIAŁ 2. PORÓWNANIE NAPĘDU
DIESEL-ELEKTRYCZNEGO Z NAPĘDEM WYŁĄCZNIE
MOTOROWYM

Powyższy zarys struktury napędu diesel-elektrycznego, aczkolwiek bardzo powierzchowny i fragmentaryczny, pozwala na przedyskutowanie danego systemu pod kątem widzenia jego zalet i wad.

Zagadnienie sprawności

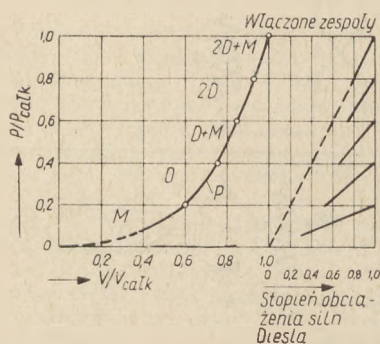
A. Źródło dodatkowych strat. Elementy przekładni elektrycznej są siedliskiem dodatkowych strat mocy, wskutek czego straty całkowite są o 12 — 14% większe niż przy bez-

¹⁾ Nieduże moce potrzebne do napędu jednostek żeglugi śródlądowej (najczęściej rzędu kilkuset KM) stoją na przeszkodzie zastosowaniu turbin parowych. Dlatego statki turbo-elektryczne znalazły zastosowanie przede wszystkim w żegludze morskiej. Natomiast prawdopodobnie wydajnie się zastosowanie w przyszłości znajdujących się jeszcze obecnie w stadium doświadczalnym turbin spalinowych. W szczególnych warunkach zaopatrzenia w paliwo raczej bytu mają także silniki na gaz ssany. Wreszcie tłokowe maszyny parowe ustępują silnikom spalinowym (szczególnie silnikom diesla) pod względem średnio dwukrotnie wyższej sprawności termodynamicznej tych ostatnich.

²⁾ W rzeczywistości instalacja elektryczna składa się ze znacznie większej ilości elementów niż to pokazano na schemacie. Obejmuje ona liczne łączniki, urządzenia przekładniowe, akumulatory, elementy sygnalizacyjne i zdalnego sterowania, przyrządy pomiarowe itd. Poza tym siłownia okrętowa posiada z reguły więcej niż jeden agregat diesel-elektryczny, często także statek jest wyposażony w kilka śrub. Wszystko to powoduje większą złożoność instalacji elektrycznej.

pośrednim napędzie mechanicznym. Jeśli jednak w przypadku niestosowania przekładni elektrycznej napęd śruby odbywa się za pośrednictwem przekładni zębatej oraz ewentualnie innych elementów, jak sprzęgła hydrauliczne itp., to właściwe tym mechanizmom straty nie są wiele mniejsze, przynajmniej co do rzędu wielkości. Dodatkowym czynnikiem kompensującym straty elektryczne jest zmniejszenie strat łożyskowych, a to z uwagi na znacznie krótszą linię wału przy napędzie diesel-elektrycznym.

B. Podział siłowni. Nie w tym jednak leży istota zagadnienia. Mało miarodajną jest bowiem energetyczna ocena porównywanych systemów napędowych, jeśli zostanie odniesiona do jednego tylko parametru jakim jest moc znamionowa danego urządzenia. Jest to okoliczność szczególnie ważna dla warunków eksploatacyjnych żegluga śródlądowej, gdzie obroty i moment obrotowy pędnika ulegają częstym zmianom. Dotyczy to nie tylko holowników manewrowych obsługujących porty, śluzy itp., gdzie już sama specyfika ruchu narzuca jednostkom tym bardzo szeroki zakres działania, o zróżnicowanych a nie zawsze dających się z góry przewidzieć, reżimach pracy. Również statki trasowe mają na szlaku do czynienia z różnymi warunkami zewnętrznymi-

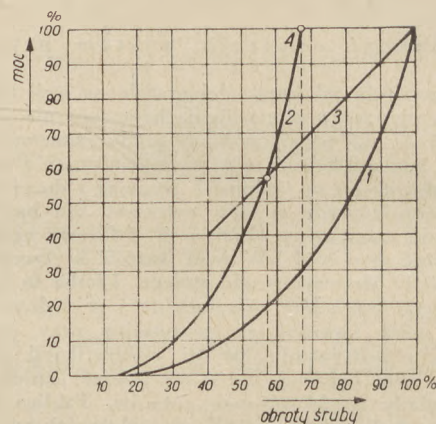


Rys. 2. Stopniowanie mocy i stopień obciążenia maszyn statku diesel-elektrycznego z dzieloną siłownią. 3 zespoły diesel-elektryczne (2 duże : 1 mniejszy), pracują przy dobrym współczynniku wykorzystania mocy, dzięki możliwości włączania lub wyłączania każdego z nich odpowiednio do potrzeb ruchu. D — duży zespół 40% mocy całej siłowni. M — mały zespół 20% mocy całej siłowni. v — szybkość statku. $V_{całk}$ — szybkość statku przy pełnej mocy włączonej. P — zapotrzebowanie mocy proporcjonalne do v^3 .

mi, jak: zmiana spadku w profilu podłużnym (na rzece nieskanalizowanej), zmiana szybkości nurtu, zmiana powierzchni zwilżonej i wymiarów geometrycznych poprzecznego przekroju koryta wodnego, zmiana składu pociągu itd. Praktycznie oznacza to pracę przy różnych wartościach stosunku szybkości statku do ilości obrotów śruby, a zatem na różnych charakterystykach pędnika. Wiąże się z tym nierównomierność wykorzystania mocy zainstalowanej. Dopiero uwzględnienie tych wszystkich zmiennych sytuacji pozwala właściwie bilansować energicznie dane urządzenie napędowe i wyznaczyć jakąś przeciętną sprawność eksploatacyjną, zależną od średniego stopnia wykorzystania mocy. Z tego punktu widzenia można w sposób bardziej obiektywny wyjaśnić zagadnienie sprawności napędu diesel-elektrycznego. Mianowicie, zastosowanie przekładni elektrycznej umożliwia między innymi stosunkowo łatwy podział siłowni okrętowej na kilka mniejszych zespołów diesel-elektrycznych, pracujących — dajmy na to — równolegle (w znaczeniu elektrycznym) na sieć, do której przyłączone są silniki napędowe śrub. W efekcie takiego podziału uzyskuje się względnie elastyczne dopasowanie czynnej w danej chwili mocy siłowni do aktualnych potrzeb, podnosząc tym samym możliwie wysoko stopień wykorzystania mocy poszczególnych zespołów oraz, co jest w tym przypadku jednoznaczne, ich sprawność. Przypuśćmy, że siłownia składa się z trzech diesel-elektrycznych agregatów, których moce wyrażone w stosunku do całości tworzą szereg procentowy: 40% — 40% — 20%. Możliwości eksploatacyjne takiego urządzenia przedstawia poglądowo wykres na rys. 2.

C. Automatyczna regulacja na stałą moc. Jasne jest, że podział siłowni tylko wtedy może mieć wpływ na poprawę sprawności eksploatacyjnej, gdy zmiana warunków zewnętrznych nie następuje zbyt często, tzn. gdy istnieje dostatecznie długi czas działania warunków ustalonych, np. jazda na kilkukilometrowym lub dłuższym odcinku drogi o tym samym gabarycie, jazda w dół lub w górę rzeki, śluzowanie. Łącząc odpowiednią ilość zespołów, można wówczas świadomie dopasować moc siłowni do aktualnych potrzeb, co jest celowe i osiągalne

nawet jeśli dany stan trwa zaledwie kilkanaście minut (śluzowanie). Tego rodzaju akomodacja nie jest jednak możliwa w przypadku bardzo dużej częstotliwości (np. co minutę), występujących na zewnątrz zmian obciążenia. Przykładem takiego reżimu pracy może być ściąganie barek z mielizny, akcja lodołamania lub tp. Ale okazuje się, że i w takiej sytuacji zastosowanie przekładni elektrycznej pozwala na całkowite wykorzystanie mocy maszyn, jakkolwiek na zupełnie innej zasadzie niż poprzednio. Na rys. 3 dane są charakterystyki śrub dla jazdy wolnej (krzywa 1) oraz przy zwiększonym obciążeniu (krzywa 2). Punkt pracy znajduje się na przemian to na jednej, to na drugiej krzywej (warunki krańcowe). Przy bezpośrednim napędzie mechanicznym silnik diesla zwalnia swoje obroty w miarę wzrostu obciążenia zewnętrznego. Powoduje to jednak zmniejszenie mocy, a tym samym i sprawności urządzenia napędowego oraz ogranicza szanse skutecznego pokonania przeszkody. Zmianę wartości parametrów pracy silnika pokazują punkty przecięcia krzywych 1 i 2. z jego charakterystyką zewnętrzną 3. Natomiast przy napędzie diesel-elektrycznym łatwo jest zastosować automatyczną regulację silnika elektrycznego na stałe natężenie prądu i stałą moc. Polega to na tym, że w momencie przejścia na charakterystykę śruby 2 zadziała odpowiedni przełącznik, który wzmożni strumień magnetyczny silnika i tym sposobem nie dopuści do zmniejszenia natężenia prądu w obwodzie głównym. Ponieważ jednocześnie napięcie prądnicy nie ulega zmianie, moc układu pozostanie ta sama co poprzednio, dając w efekcie pełne wykorzystanie silnika diesla, który pracować będzie przy niezmiennych obrotach, zaś moment silnika elektrycznego zmieniać się będzie w stosunku odwrotnie proporcjonalnym do ilości jego obrotów. Miejscem geometrycznym punktów pracy silnika elektrycznego jest na rys. 3 linia stałej mocy 4.



Rys. 3. Wpływ obciążenia śruby na moc silnika przy bezpośrednim napędzie mechanicznym oraz przy zastosowaniu przekładni elektrycznej. 1 — krzywa dla jazdy przy normalnym obciążeniu. 2 — krzywa dla jazdy przy zwiększonym obciążeniu. 3 — uproszczona charakterystyka zewnętrzna silnika diesla. 4 — prosta regulacji na stałą moc silnika elektrycznego.

D. Stabilizacja obrotów silnika diesla. Zagadnienie sprawności nie kończy się jednak na tym, bowiem niezależnie od stopnia obciążenia jednostkowa ilość paliwa zużywanego przez silnik diesla zależy także od ilości obrotów. Wprawdzie wykresy katalogowe, dotyczące zużycia paliwa przez silniki diesla średniej mocy, wskazują na korzystny przebieg krzywych w szerokim zakresie zmiany obrotów, przy obciążeniu bliskim znamionowemu (linie pełne na rys. 4), to jednak w przypadku zastosowania tegoż silnika do bezpośredniego (lub przez przekładnię zębatą) napędu śruby okrętowej, sytuacja na odcinku jednostkowego zużycia paliwa pogarsza się znacznie, ponieważ moc na wale uzależnia się wtedy od ilości obrotów, zgodnie z charakterystyką śrubową, tzn. wg krzywej wykładniczej III stopnia. Odpowiadają temu skorygowane krzywe zużycia paliwa, wykreślone linią przerywaną na rys. 4. W przypadku zastosowania przekładni elektrycznej sprawa wygląda o tyle inaczej, że silnik diesla pracuje przy stałej ilości obrotów, dzięki czemu spadek ilości obrotów śruby nie wpływa na wzrost jednostkowego zużycia paliwa. Dlatego krzywa zużycia paliwa na rys. 5 dla silnika diesla bezpośrednio napędzającego śrubę (linia ciągła) oraz dla napędu diesel-elektrycznego jednozespołowego (linia przerywana), wykreślone w odniesieniu do ilości obrotów śruby (w skali procent-

towej), przecinają się przy pewnej krytycznej ilości obrotów. Różnica między rzędnymi obu krzywych przy obrotach znamionowych (100%) przedstawia w pewnej skali wartość strat w przekładni elektrycznej. Straty te, jak widać z rysunku, tylko w ograniczonym zakresie decydują o przewadze energetycznej napędu bezpośredniego. Poniżej określonej ilości obrotów sytuacja zmienia się na korzyść napędu diesel-elektrycznego, tym bardziej, że w warunkach rzeczywistych mamy do czynienia nie z jednym zespołem diesel-elektrycznym lecz co najmniej z dwoma. Wówczas przy jednym zespole wyłączonym (linia kreska — kropka) krytyczna ilość obrotów wyznaczona nowym punktem przecinania krzywych przesuwają się jeszcze więcej na prawo.

E. Wnioski. Powyższe rozważania dadzą się krótko streścić w następującym twierdzeniu — przekładnia elektryczna jest sama w sobie źródłem dodatkowych strat, ale jednocześnie umożliwia podwyższenie średniej sprawności eksploatacyjnej przez: — lepsze wykorzystanie mocy poszczególnych zespołów (dzielona siłownia), — utrzymanie stałej ilości obrotów silnika diesla (w zakresie optymalnej sprawności).

Wobec tego nie ma żadnych podstaw do przesądzania z góry kwestii sprawności na korzyść jednego z omawianych systemów napędowych. Właściwą ocenę może dać tylko analiza konkretnych warunków eksploatacyjnych.

Zagadnienie ciężaru i gabarytu siłowni

Przejdźmy z kolei do porównania obu systemów pod względem stosunków gabarytowych i ciężarowych. Wydawać by się mogło, że wskutek skomplikowania urządzeń maszynowych przy użyciu przekładni elektrycznej (trzy maszyny zamiast jednej), absolutną pod tym względem przewagę posiada napęd wyłącznie motorowy. Ponieważ jednak przy napędzie diesel-elektrycznym można (na drodze elektrycznej) realizować, praktycznie biorąc, dowolnie duży stopień przekładni, przeto warunek zachowania niskich (ze względu na sprawność) obrotów śruby daje się łatwo pogodzić z możliwością zastosowania szybkoobrotowych silników diesla. Oznacza to radykalne zmniejszenie ich gabarytu i ciężaru. Rys. 6 ilustruje zachodzące w tym względzie stosunki ilościowe. Wykres wykonany na podstawie danych katalogowych dla silników diesla średniej mocy wykazuje m. in., że przy podwyższeniu znamionowej ilości obrotów np. z 300 obr/min. do 600 obr/min. odpowiedni ciężar jednostkowy zmniejsza się od 23 kg/KMe do ok. 12 kg/KMe a zatem prawie dwukrotnie. Podobnie, jakkolwiek bardziej płasko, przebiega analogiczna krzywa maszyn elektrycznych. Na tej podstawie można wyznaczyć orientacyjne wartości ciężaru jednostkowego siłowni, zakładając szybkość zespołu diesel-elektrycznego 600 — 700 obr/min. Wówczas dla napędu bezpośredniego otrzymuje się (jak wyżej) 23 kg/KMe, zaś dla napędu z przekładnią elektryczną (diesel + prądnica + silnik elektryczny) — ok. 25 kg/KMe. Ten sam cel można oczywiście osiągnąć na drodze mechanicznej redukcji obrotów, lecz budowa szybkoobrotowej przekładni zębatej wymaga szczególnie drogich surow-

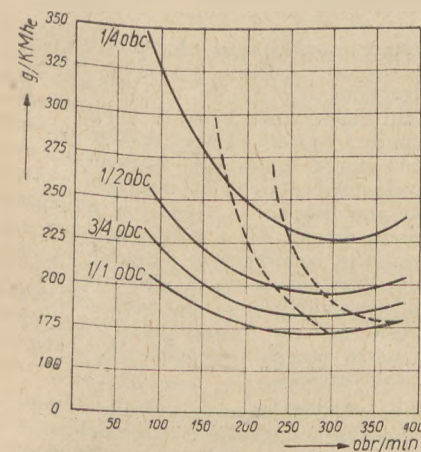
ców i precyzyjnej obróbki, podczas gdy przekładnia elektryczna da się wykonać bez żadnych trudności technicznych ani materiałowych. Dodatkowym czynnikiem wpływającym na obniżenie ciężaru zelektryfikowanej siłowni jest możliwość zachowania tylko jednego, stałego kierunku obrotów silnika diesla, w wyniku czego upraszcza się jego budowa (brak urządzeń nawrotnych). Zmianę kierunku obrotów śruby uzyskuje się na drodze elektrycznej przy pomocy przełącznika P (rys. 1) w obwodzie wzбудzenia prądnicy. Nie bez znaczenia dla redukcji ciężaru siłowni jest także skrócenie linii wału, wynikające z umieszczenia silników elektrycznych w części rufowej. Poza tym ubywa instalacja sprężonego powietrza (a przynajmniej radykalnie zmniejsza rozmiary), ponieważ do rozruchu zostaje użyta główna prądnica, która zasilana z buforowej baterii akumulatorów pracuje jak elektryczny starter, o szeregowo-bocznikowej charakterystyce. Oczywiście, zastosowanie przekładni elektrycznej wprowadza na statek nie tylko dodatkowe maszyny, lecz także sieć kablową, liczne aparaty rozdzielcze i inne urządzenia, których ciężaru nie wolno nie doceniać. Mimo to, biorąc pod uwagę poruszone wyżej względy, nie podobna z góry zakładać zwiększenia ciężaru instalacji maszynowych jako bezpośredniego skutku zastosowania napędu diesel-elektrycznego. Sprawa ciężaru konkretnie danej siłowni okrętowej zależy ostatecznie od indywidualnych cech jej konstrukcji.

Uzupełnieniem zagadnienia ciężaru jest bardzo ważny w warunkach okrętowych problem miejsca. Zmniejszenie zewnętrznych wymiarów agregatu diesel-elektrycznego w porównaniu z wolnoobrotowym silnikiem bezpośredniego napędu, likwidacja tunelu prowadzącego wał, ubytek urządzeń sprężarkowych do celów rozruchu itd. stanowią bezwzględny zysk przestrzenny. Najbardziej jednak atrakcyjną okolicznością jest całkowita swoboda w lokalizowaniu siłowni na statku, bowiem przestają obowiązywać dotychczasowe ograniczenia wynikające z konieczności trzymania się linii wału. Można zatem umieszczać zespoły prądotwórcze np. w nadbudówkach pokładowych (oczywiście pod warunkiem ich należytego zabezpieczenia), zyskując przez to cenne miejsce pod pokładem, z przeznaczeniem na ładownie lub na kajuty.

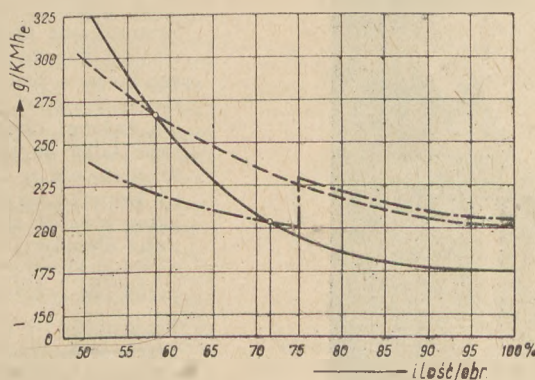
Zagadnienie kosztów budowy

Koszty budowy rozpatrujemy po pierwsze z punktu widzenia wysokości nakładów (wymiary inwestycji), po drugie z punktu widzenia kosztów własnych (rocznych), do których koszty budowy wchodzi pod postacią odpisów umorzeniowych.

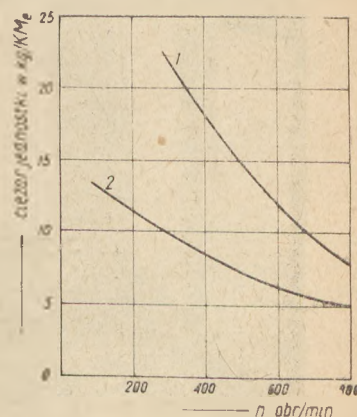
Koszty inwestycyjne siłowni diesel-elektrycznej są większe niż siłowni niezelektryfikowanej. Wprawdzie w pierwszym przypadku silniki diesla jako szybkoobrotowe są mniejsze i lżejsze, to jednak ponieważ ich produkcja musi opierać się na lepszej jakości surowców i bardziej złożonym procesie technologicznym, koszty budowy są nie mniejsze niż w przypadku wolnoobrotowych ciężkich silników bezpośredniego napędu. Nieskompensowane (lub prawie nieskompensowane) pozostają koszty budowy samych maszyn i urządzeń elektrycznych, powodując tym samym



Rys. 4. Krzywe zużycia paliwa (w gramach na 1 KMhefekt.) okręgowego silnika diesla w funkcji jego obrotów, przy mechanicznej przekładni. Linie ciągłe — zużycie paliwa przy stałej mocy. Linie przerywane — zużycie paliwa przy zmiennej mocy i zmiennej ilości obrotów.



Rys. 5. Zużycie paliwa w funkcji ilości obrotów śruby. Linia ciągła — przy napędzie mechanicznym. Linia przerywana — przy napędzie diesel-elektrycznym (siłownia 1-zespołowa). Linia kreska — kropka — przy napędzie diesel-elektrycznym (siłownia 2-zespołowa).



Rys. 6. Jednostkowe ciężary silników diesla i maszyn elektrycznych w funkcji znamionowej ilości obrotów. 1 — krzywa dla czterotaktowych silników diesla średniej mocy. 2 — krzywa dla maszyn elektrycznych średniej mocy i napięcia nominalnego 440 V.

bezwzględna wyższkę nakładów inwestycyjnych, jako rezultat zastosowania przekładni elektrycznej.

Istnieją jednak czynniki, które zależnie od konkretnych warunków mniej lub bardziej skutecznie wpływają na zmniejszenie inwestycji. Mianowicie, zastosowanie przekładni elektrycznej oznacza m. in.:

- obniżenie kosztów budowy kadłuba okrętowego, dzięki uproszczeniu konstrukcji grodziowych wzdłuż dotychczasowej linii wału, możliwość elastycznego fundamentowania zespołów diesel-elektrycznych itd.,
- możliwość ograniczenia wszystkich potrzebnych w żegludze śródlądowej (ewentualnie łącznie z kabotażem) zespołów spalino-wo-elektrycznych do 2 — 3 typów standardowych, jako podstawowych elementów, z których praktycznie dowolnie można składać i stopniować żądane moce siłowni okrętowych. Standaryzacja ta (jak każda inna) bardzo efektywnie oddziałuje na zmniejszenie kosztów produkcji. Mimo to diesel-elektrostatki jest obiektem droższym inwestycyjnie o kilka lub kilkanaście procent, przy czym dokładną wartość współczynnika ustalić można dopiero na podstawie szczegółowej znajomości konkretnych warunków budowy.

W przypadku zastosowania przekładni elektrycznej silnik działa pracując w warunkach o wiele dla siebie korzystniejszych, m. in. ze względu na stałą ilość obrotów, stały kierunek wirowania oraz z uwagi na mechaniczne odizolowanie od przenoszonych przez śrubę obciążeń uderowych. Dzięki temu właściwy mu okres amortyzacji staje się znacznie dłuższy, co z kolei wpływa na niższe rocznego odpisu umorzeniowego. Tak więc bezwzględnie wyższe przy napędzie diesel-elektrycznym nakłady inwestycyjne w ujęciu kosztów rocznych równają w dół, dążąc do odzyskania równowagi z amortyzacją przy napędzie wyłącznie motorowym.

Zagadnienie kosztów eksploatacyjnych

O eksploatacyjnej przydatności statku decydują głównie: koszty paliwa, obsługi i remontów oraz jego operatywność, przy czym pod tą nazwą rozumie się sumę techniczno-nawigacyjnych zdolności, wyrażających się m. in. przez: czasy niezbędne dla wykonania podstawowych manewrów, stopień centralizacji i łatwości obsługi, stopień pewności ruchu itd., od czego w rezultacie zależy sprawne i planowe wypełnienie zadań przewozowych lub innych.

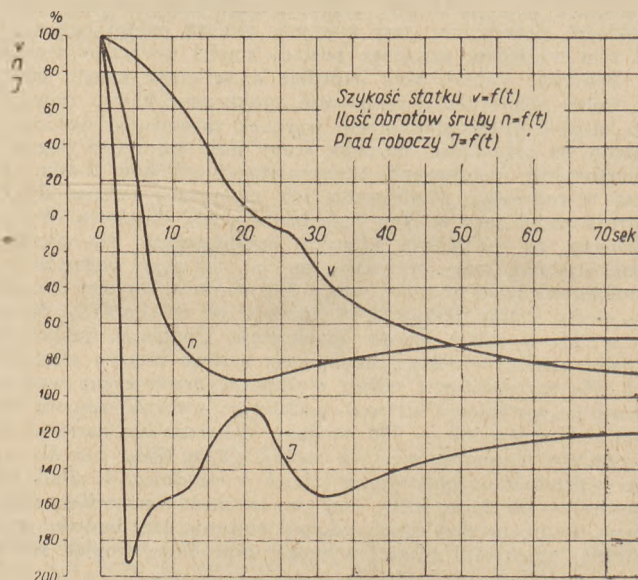
A) Zużycie paliwa zostało omówione poprzednio w związku z zagadnieniem sprawności. Stwierdzono m. in. co następuje:

- dla właściwej oceny danego urządzenia napędowego ważna jest nie tyle sprawność nominalna, ile raczej średnia sprawność eksploatacyjna;
- dla napędu diesel-elektrycznego oraz dla bezpośredniego napędu mechanicznego średnie sprawności eksploatacyjne, ergo średnie normy zużycia paliwa są zbliżone do siebie pod względem liczbowym, wykazując wzajemne wahania zależnie od warunków. W szczególności przy napędzie diesel-elektrycznym

średnia sprawność wzrasta (względnie) proporcjonalnie do ilości manewrów w jednostce czasu.

B) Operatywność techniczno-nawigacyjna

- Centralizacja obsługi.** Przy napędzie diesel-elektrycznym obsługa urządzeń maszynowych wykonywana jest bezpośrednio ze sterowni (rys. 7), przy pomocy umieszczonych tam przyrządów sterowania zdalnego. W ten sposób kapitan lub sternik nie tylko obsługuje właściwe urządzenia sterowe, lecz także (bez pośrednictwa maszynisty) reguluje ilość i kierunek obrotów silników elektrycznych napędzających śruby, zależnie od potrzeb ruchowych włączy lub wyłączy poszczególne zespoły diesel-elektryczne, wentylatory, pompy chłodzenia i smarowania oraz wszelkie inne urządzenia pomocnicze, w tej liczbie także pokładowe windy kotwiczne, światła nawigacyjne itp. Na głównym pulpicie kabiny sterowniczej mieszczą się poza tym aparaty kontrolne i sygnalizacyjne, pozwalające czuwać w sposób ciągły nad pracą mechanizmów i natychmiast interweniować w razie stwierdzenia jakiegokolwiek nieprawidłowości (np. zanik napięcia, przeciążenie prądnicy, przerwa w dopływie oleju itp.).
- Czas trwania podstawowych manewrów.** Centralizacja obsługi jest cenną zaletą nawigacyjną, szczególnie w warunkach żeglugi na wodach ograniczonych, gdzie zależy na skróceniu do minimum czasu potrzebnego dla wykonania danego manewru. Zwłoczność, towarzysząca przekazywaniu rozkazu kapitana do siłowni przy pomocy telegrafu



Rys. 8. Krzywe manewru „wprzód — wstecz” dla hamburskiego, diesel-elektrycznego tramwaju portowego.

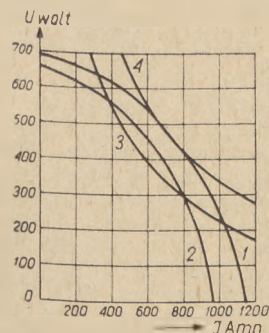


Rys. 7. Sterownia statku diesel-elektrycznego.

maszynowego, nierzadko bywa przyczyną zderzenia lub utknięcia na mieliźnie itp., co w rezultacie powoduje ponadplanowe przestoje nawigacyjne, obciążające tym koszty ruchu. Zastosowanie przekładni elektrycznej wraz ze zdalnym sterowaniem napędu eliminuje z procesu obsługi reakcję maszynisty, która — przeliczona na czas upływający od momentu usłyszenia dzwonka telegrafu maszynowego do momentu wykonania żądanej czynności przy silniku — wynosi w najlepszym razie kilka do kilkunastu sekund, tj. z dużym zapasem tyle, ile maszynin ze sterowaniem elektrycznym potrzeba do zmiany kierunku wirowania. Wykresy na rys. 8 pokazują jaki jest okres trwania stanów nieustalonych co do natężenia prądu, ilości obrotów i szybkości podczas wykonywania przez statek diesel-elektryczny manewru przejścia z położenia „cała naprzód” do położenia „cała wstecz”.

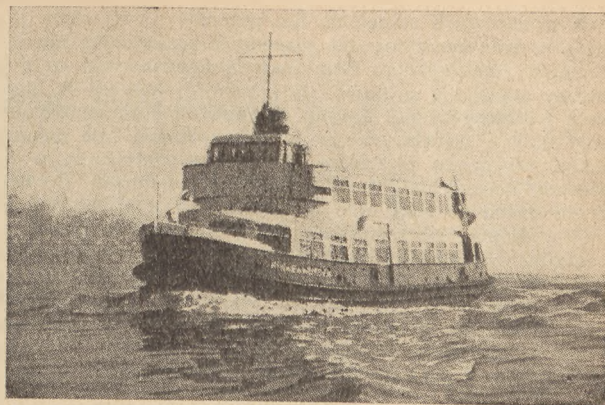
- Pewność ruchu.** Radykalne usprawnienie dyspozycji przez: wykonywanie z jednego stanowiska wszystkich najważniejszych czynności nawigacyjnych, skrócenie czasu trwania poszczególnych manewrów, przejrzystą i natychmiastową kontrolę działania mechanizmów — pozwala na wybitną poprawę stopnia pewności ruchu. W tym samym kierunku działa szereg innych okoliczności związanych ze stosowaniem przekładni elektrycznej. Oto niektóre z nich:

1. Jest rzeczą znaną, że silniki diesla odznaczają się dużą czułością na przeciążenie mechaniczne występujące na wale w postaci nadmiernie dużego momentu hamującego. Może się to zdarzyć np. w wyniku zanieczyszczenia dyszy Korta przez drzewo, kamienie, lód itp. Przy napędzie bezpośrednim nierzadko doprowadza to do zatrzymania silnika i konieczności jego ponownego rozruchu (o ile w ogóle nie nastąpi trwałe uszkodzenie części mechanicznych). Oznacza to nie tylko pogorszenie warunków konserwacji, lecz także stratę czasu nawigacyjnego. Trudności tych można w prosty sposób uniknąć przy napędzie diesel-elektrycz-



Rys. 9. Charakterystyki zewnętrzne prądnicy prądu stałego, bocznikowej, z rozmagasowującym uzwojeniem szeregowym (maszyna Kramera). 1 — charakterystyka zewnętrzna normalna, 2 — charakterystyka zewnętrzna przy zmniejszonym wzbudzeniu, 3 — $U = f(I)$ dla stałej mocy znamionowej, 4 — $U = f(I)$ dla stałej mocy maksymalnej.

nym, bowiem przekładnia elektryczna jest automatycznym regulatorem mocy obciążającej silnik spalinowy. Rzecz polega na tym, że na każdym głównym biegunie prądnicy znajdują się trzy niezależnie zasilane uzwojenia wzbudzające: bocznikowe obcowzbudne, bocznikowe samowzbudne i szeregowo przeciwwzbudne. Rezultatem tego jest silnie opadająca charakterystyka zewnętrzna (krzywa 1 na rys. 9), przy czym wartość prądu zwarcia dla danego generatora (punkt przecięcia krzywej z osią odciętych) zależy tylko od stosunku amperozwojów cewek wzbudzających. Krzywa 2 oznacza charakterystykę zewnętrzną przy zwartym uzwojeniu obcowzbudnym. W miarę osłabiania wzbudzenia obcego maleje napięcie na zaciskach prądnicy, na czym opiera się zasada regulacji obrotów w układzie Leonarda. Jeśli chodzi o krzywe 3 i 4, to każda z nich wykreślona jest dla pewnej stałej mocy generatora (hiperbola w układzie napięcie — prąd), w szczególności krzywa 4 oznacza maksymalną moc elektryczną. Jeżeli konstrukcyjne (operując stosunkiem amperozwojów) dobrać tę moc tak, by była ona o wysokość strat generatora mniejsza od mocy znamionowej silnika diesla, to tym samym silnik ten będzie automatycznie chroniony przed wszelkimi przeciążeniami. Wówczas bowiem proces samoczynnej regulacji mocy przebiega następująco: przypuśćmy że warunki pracy ustaliły się w punkcie przecięcia krzywej 1 z krzywą 3 mocy znamionowej silnika diesla oraz, że w pewnej chwili pod wpływem jakiegś zewnętrznego przyczyny zaczyna wzrastać moment hamujący na wale. Ponieważ w międzyczasie nie zmieniamy wzbudzenia obcego, punkt pracy będzie się przemieszczał po krzywej 1 na prawo w dół, aż do miejsca jej styczności z krzywą 4. Charakterystyczny dla tej strefy jest mniejszy (bezwzględnie) ubytek napięcia (ergo ilości obrotów śruby) niż jednoczesny przyrost prądu (ergo momentu obrotowego). Wskutek tego wzrośnie obciążenie silnika diesla od jego mocy znamionowej aż do granicznej mocy dopuszczalnej. Dalszy wzrost mocy oznaczałby niepożądane przeciążenie silnika; na przeszkodzie temu stoi jednak charakterystyka generatora elektrycznego. W dalszej strefie przemieszczania się po niej punktu pracy ograniczy ona bardzo szybko obroty silnika napędzającego śrubę, aż do jego całkowitego zatrzymania się, wskutek zaniku napięcia w miejscu gdzie krzywa 1 przecina się z osią odciętych. Będzie temu towarzyszył dalszy (aczkolwiek już znacznie wolniejszy niż poprzednio), przyrost prądu, aż do wartości prądu zwarcia włącznie, przy napięciu równym zeru. Dopuszczalny czas trwania tego stanu ograniczony jest wytrzymałością ciepłą maszyn elektrycznych na nagrzewanie prądem zwarciovym. Charakterystyczne dla tej drugiej z kolei strefy zmian jest pójście odciążenie silnika diesla, który w ostatniej fazie danego procesu pracuje już tylko na straty zwarcia generatora i zatrzymanego silnika elektrycznego. Jeśli ustanie przyczyna przeciążenia, to napięcie, prąd oraz obroty śruby wrócą samoczynnie do swoich



Rys. 10. Diesel-elektryczny tramwaj portowy w Hamburgu.

2. Innym czynnikiem ogromnie zwiększającym pewność ruchu jest, już nam znany, podział siłowni na mniejsze jednostki. W razie uszkodzenia części mechanicznych lub elektrycznych któregoś z zespołów diesel-elektrycznych następuje wyłączenie go z ruchu, a pozostałe agregaty wytwarzają energię elektryczną w ilości wystarczającej do kontynuowania jazdy z nieco zmniejszoną szybkością. Oczywiście, zostaje wówczas zachowana pełna zdolność manewrowa statku. Natomiast przy bezpośrednim napędzie mechanicznym, uszkodzenie maszyny albo w ogóle przerywa dalszy ruch jednostki, jeśli jest nią statek jednośrubowy, albo w przypadku większej ilości śrub przynajmniej pozbawia ją właściwej zdolności manewrowej, wskutek pojawienia się momentu skręcającego w płaszczyźnie poziomej statku. Wprawdzie i wtedy istnieje możliwość utrzymania kursu przez stałe wychylenie płetwy sterowej, zmniejsza to jednak bardzo użyteczną składową siły napędowej i skutecznie ogranicza możliwość przeprowadzania szybkich manewrów.
 3. Jeśli chodzi o pewność ruchu samych silników napędzających śruby, to, pomijając fakt, że z natury swojej są one bardzo odporne na wszelkiego rodzaju szkodliwe wpływy zewnętrzne, ze względów gabarytowych buduje się je często jako podwójne, tzn. z dwoma wirnikami osadzonymi podobnie na wspólnym wale, przy czym ich wzajemny układ połączony umożliwia wykorzystanie z jednej połówki w razie uszkodzenia drugiej.
 4. Przy napędzie diesel-elektrycznym istnieje możliwość zastosowania pełnej automatyki, zarówno w zakresie wyłączeń awaryjnych, jak i samoczynnych załączeń powrotnych.
 5. Elektryfikacja siłowni przyczynia się także do zwiększenia bezpieczeństwa statku, dzięki lepszemu rozmieszczeniu grodzi całkowicie wodoszczelnych.
 6. Zastosowanie przekładni elektrycznej stwarza możliwość rezerwowego zasilania napędów pomocniczych, z głównych zespołów prądotwórczych. Podnosi to stopień pewności ruchu ważnych urządzeń pokładowych, w szczególności wind kotwicznych i holowniczych, sieci oświetleniowej itp.
- W świetle powyższych zalet urządzenie diesel-elektryczne stanowi pod względem operatywności nawigacyjnej oraz stopnia pewności ruchu wyższą formę rozwoju napędów okrętowych.

C) Gospodarka remontowa.

Wyżej wyjaśniono, że przy napędzie zelektryfikowanym praca silników diesla wskutek ich mechanicznego odizolowania od śruby oraz stałych, co do ilości i kierunku, obrotów przebiega w najkorzystniejszych dla nich warunkach, co wpływa na wydłużenie okresów międzyremontowych. Zarazem, dzięki podziałowi siłowni na mniejsze jednostki, zyskuje się możliwość przeprowadzania normalnych prac konserwacyjnych i napraw bieżących na poszczegól-

gólnych wyłączonych zespołach, bez potrzeby przerywania jazdy. Szczególnie duże znaczenie dla gospodarki remontowej ma wyżej wspomniana standaryzacja typu maszyn napędowych, co z jednej strony umożliwia zastosowanie potokowej metody dla napraw średnich i głównych, a z drugiej uwalnia od konieczności wycofywania statków z ruchu na czas przeprowadzania tych remontów. W takim przypadku wystarcza bowiem przygotowanie w bazie remontowej dostatecznej ilości zespołów wymiennych. Po doprowadzeniu statku do bazy albo do pływającej stacji obsługi technicznej, wymontowuje się przeznaczony do naprawy zespół, a na jego miejsce wstawia się egzemplarz nowy lub wyremontowany, po czym statek wraca do normalnej służby. Spowodowana tym przerwa ruchu trwa (zależnie od warunków organizacyjnych) zaledwie kilka do kilkunastu godzin. Wymienione okoliczności decydują o wybitnym obniżeniu kosztów związanych z gospodarką remontową przy napędzie diesel-elektrycznym.

Krótkie wnioski

Z powyższego przeglądu niektórych konstrukcyjnych i eksploatacyjnych właściwości napędu diesel-elektrycznego wynika m. in. co następuje:

- Inwestycja związana z budową siłowni zelektryfikowanej jest o kilka lub kilkanaście procent wyższa niż przy napędzie wyłącznie motorowym.
- Mimo zwiększonej inwestycji, składowa stała kosztów rocznych statku diesel-elektrycznego wykazuje tendencję wyrównania do poziomu kosztów stałych statku nieelektryfikowanego, a to m. in. ze względu na dłuższy okres amortyzacji urządzeń napędowych. Natomiast dzięki zastosowaniu przekładni elektrycznej ulegają znacznej obniżce koszty zmienne, co jest wynikiem:
 - a) podniesienia stopnia przeciętnej sprawności eksploatacyjnej, ergo zmniejszenia norm zużycia paliwa,
 - b) wyjątkowo dużej operatywności nawigacyjnej i zwiększonej pewności ruchu, pozwalającej na zlikwidowanie ponadplanowych przestoju,
 - c) zmniejszenia kosztów konserwacyjno-remontowych. Globalnej oszczędności nie da się jednak ująć w żadne ogólnie wiążące dane liczbowe. Zależy to bowiem od specyfiki konkretnych warunków gospodarczych.

ROZDZIAŁ 3. KATEGORIE STATKÓW Z NAPĘDEM DIESEL-ELEKTRYCZNYM

Wielostronne zalety napędu diesel-elektrycznego zyskały mu szeroki zakres zastosowania nie tylko w żegludze pełnomorskiej³⁾ i kabotażowej, lecz także w śródlądowej. Oto niektóre najważniejsze kategorie statków, dla których napęd ten jest szczególnie predestynowany.

- Holowniki (albo pchacze) trasowe oraz holowniki (albo pchacze) portowe i służowe, które powinny być przeciążalne i w ogóle zdolne do pracy przy zmiennych warunkach obciążenia, zapewniając jednocześnie pełne wykorzystanie mocy maszyn, podatność na wykonywanie dużej ilości manewrów, stałą gotowość i pewność ruchu, łatwość prowadzenia itd. Stwierdzono, że dzięki zastosowaniu przekładni elektrycznej średnia eksploatacyjna sprawność holowania podnosi się co najmniej o ok. 5%.
- Szybkie, dalekobieżne statki pasażerskie albo drobnicowo-pasażerskie, o dużym stopniu pewności ruchu i bezpieczeństwa jazdy oraz o zwiększonych wymaganiach co do racjonalnego wykorzystania pomieszczeń podpokładowych, a także poziomu warunków socjalno-bytowych i estetycznych. Z kategorii takich statków wymienić można np. komfortowe radzieckie jednostki diesel-elektryczne serii „O” o mocy 2250 KM i szybkości marszowej ok. 30 km/godz., budowane obecnie dla nowych magistrali wodnych.

³⁾ Na statkach morskich bardziej rozwinięty jest napęd turboelektryczny.

- Statki bliskiego zasięgu dla obsługi pasażerskiego ruchu w portach oraz dla komunikacji miejskich lub podmiejskich. Przykładem są m. in. hamburskie diesel-elektryczne tramwaje portowe (rys. 10), zabierające 600 pasażerów, przystosowane do nawigacji w czasie zimy i lodu i do 1000 (!) manewrów dziennie. Decyzję wyposażenia tych jednostek w przekładnię elektryczną podjęto w związku z założeniami armatora, dotyczącymi zastosowania normalnej śruby, wraz z uzyskaniem maksymalnej sprawności przy zmiennych warunkach ruchowych, możliwości wyboru optymalnych obrotów silnika diesla, dźwiękowego izolowania siłowni od pomieszczeń osobowych itd. Zastosowano silniki 4-taktowe, o mocy efektywnej 160—380 KM, 500 obr./min. oraz układ Leonarda. Opierając się na doskonałych rezultatach eksploatacyjnych, wprowadzono do budowy w r. 1953 — 30 nowych jednostek.
- Promy do przewozu ludzi, samochodów i wagonów kolejowych. W ZSRR buduje się diesel-elektryczne promy, o wyporności 3375 ton i mieszczące 32-dwuosiowe wagony towarowe i 120 pasażerskich miejsc do siedzenia.⁴⁾ W części dziobowej ustawione są elektryczne podnośniki wagonowe z dwiema platformami, o nośności 80 ton każda. Do poruszania promu służą 3 śruby, z których każda napędzana jest podwójnym silnikiem elektrycznym prądu stałego 2×560 kW, 550 V, 800 — 1000 obr./min., zasilanym z dwóch zespołów diesel-elektrycznych po 610 kW, 550 V. 630—700 obr./min., przy czym prądnice mogą być przełączane na zasilanie pokładowych odbiorników dźwigowych. Wszystkie mechanizmy są zdalnie sterowane z centralnego punktu obsługi.
- Jednostki służby pomocniczej, jak np. warsztaty pływające, ruchome bazy zaopatrzenia w paliwo, doki i dźwigi pływające, statki przeciwpożarowe, ratownicze i inne, dla których decydującą rolę odgrywa łatwość manewrowania oraz możliwość przełączenia głównych zespołów prądnicowych na zasilanie mechanizmów właściwego działania np. dźwigów, narzędzi naprawy awaryjnej, pomp pożarowych o dużej wydajności itp.
- Lodołamacze stanowią klasyczną dziedzinę zastosowania napędu diesel-elektrycznego, który umożliwia bezawaryjne znoszenie przeciążeń spowodowanych zahamowaniem śruby przez lód, rozwijanie koniecznego wówczas maksymalnego momentu obrotowego na wale, utrzymanie pełnej mocy przy minimalnych obrotach, dokładne i elastyczne manewrowanie, przy ilości manewrów dochodzącej do 60 na godzinę oraz jednakową moc przy położeniach „cała naprzód” i „cała wstecz”. W przekładni elektrycznej wyposażone są zarówno małe, jak i największe lodołamacze świata (do 10 000 KM i więcej).
- Samopędne pogłębiarki i inne jednostki floty technicznej, na których elektryfikacja podstawowych mechanizmów takich, jak łańcuchowe czerpaki kubłowe, pompy refulerowe itp. dyktuje celowość jednoczesnego zelektryfikowania napędu śruby, z uwagi na łatwość zasilania go z głównych zespołów prądotwórczych.

⁴⁾ $L \times B \times H = 90,6 \times 18,3 \times 5,1$ m. Zanurzenie 3,1 m.

LITERATURA

1. Aleksiejew W. M. — Elektrooborudowanije i elektrodwizenije sudow (Leningrad, Sudpromgiz — 1941).
2. Czernow M. I. — Nowyje typy sudow dla bolszoj Wolgi i kanalow w swiazi z wielikimi strojkami komunizma. (Moskwa — Izd. Znanie — 1952).
3. Gorelejczenko W. K. — Elektriceskoje oborudowanije sudow i predpriijatij riecznogo transporta (Riecsizdat 1950).
4. Heesch C. — Hafenfachrschiff „Finkenwerder” — (Hansa — Nr 16/47 — 1952).
5. Heesch C. — Diesel-elektrischer Schraubenantrieb für die Neubauten der Hedag — Faehrschiffe (Hansa Nr 17/18 — 1953).
6. Heil W. — Diesel-elektrische Schraubenantriebe für Spezialfahrzeuge (Hansa Nr 29/30 — 1951).
7. Mack H. — Der elektrische Antrieb von Binneschiffen (Elektrotechnische Zeitschrift 7/48 — 1944).
8. Schwub C. W. — Die neuen diesel-elektrischen Alsterschiffe der Hamburger Hochbahn A. G. (Hansa nr 46/47 — 1951).

INŻYNIEROWIE I EKONOMIŚCI

c z y t a j c i e — o perspektywach energetyki atomowej w Polsce.
 — o budowie elektrowni i reaktorów atomowych za granicą,
 — o kosztach własnych w elektrowniach atomowych.

INŻ. DARIUSZ BOGUCKI

Politechnika Gdańska Zakład Siłowni Okrętowych

Obliczenie mocy napędu urządzenia kubłowego pogłębiarek

Sposoby wyznaczania mocy napędu urządzenia kubłowego pogłębiarki: kubłowej, stosowane obecnie przy projektowaniu, ujmują zazwyczaj w sposób mniej lub więcej dokładny tylko nominalne warunki pracy pogłębiarki. Wystarcza to do określenia mocy nominalnej silnika napędowego tego urządzenia, lecz nie daje możliwości wyznaczenia charakterystyki napędu przy zmienności parametrów zewnętrznych pracy pogłębiarki. Znajomość charakterystyki obejmującej cały możliwy zakres warunków pracy pogłębiarki umożliwia dobranie optymalnego rodzaju silnika napędowego, zapewniającego najkorzystniejszą współpracę z urządzeniem kubłowym. Jest to potrzebne również do określenia możliwości eksploatacyjnych projektowanej pogłębiarki, a także przy opracowywaniu tzw. karty technologicznej. Dlatego też w niniejszym opracowaniu układ obliczeń został dobrany tak, by otrzymać w efekcie charakterystykę urządzenia, przedstawioną w formie zależności wydajności mocy i momentu od szybkości urządzenia kubłowego dla pracy w różnych gruntach.

Ogólny układ obliczenia

Podstawowa zależnością charakteryzującą pogłębiarkę jest zależność wydajności od szybkości urządzenia kubłowego. Wydajność pogłębiarki, występująca w obliczeniu, odnosi się do efektu pracy pogłębiarki mierzonego w wykopie. Jako wielkość podstawowa obliczeń przyjmuje się wydajność nominalną pogłębiarki. Szybkość urządzenia kubłowego wyrażona jest zwykle ilością wysypów, tj. ilością opróżnianych na minutę kubłów łańcucha kubłowego. Szybkość ta uzależniona jest od rodzaju urabianego gruntu oraz od wielkości kubłów. Rodzaj gruntu określa bowiem czas potrzebny na opróżnienie kubła podczas przechodzenia jego nad studnią zsypową, zaś od wielkości kubła zależą siły dynamiczne, na które narażone jest całe urządzenie, co stanowi ograniczenie możliwych szybkości.

Punktem wyjściowym obliczenia omawianej zależności wydajności od szybkości łańcucha jest wyznaczenie wielkości kubła, tzn. jego pojemności. Pojemność tę wyznacza się wzorem:

$$V_k = \frac{Q \cdot \psi}{60 \cdot n \cdot (1 - k)} \quad \text{m}^3 \quad (1)$$

gdzie:

- V_k — pojemność kubła (m³)
- Q — wydajność nominalna (m³/godz.)
- n — ilość wysypów
- ψ — współczynnik nadmiaru pojemności
- k — współczynnik spulchnienia gruntu.

Współczynnik spulchnienia gruntu k charakteryzuje wzrost objętości wydobywanego gruntu, spowodowany skrawaniem i określony jest stosunkiem przyrostu objętości gruntu urobionego do objętości gruntu urobionego. Współczynnik spulchnienia gruntu k wchodzący do tego wzoru należy dobierać dla gruntu, podanego w założeniach jako nominalny.

Współczynnik ψ wyznacza rezerwę pojemności, potrzebna ze względu na pracę urządzenia kubłowego w różnych rodzajach gruntu, oraz przy różnych stopniach napełnienia kubła.

Istnieje tendencja, by wielkość kubłów danej pogłębiarki była ściśle dobrana do rodzaju gruntu, co pociąga za sobą konieczność zaopatrzenia pogłębiarki w dwa lub trzy zestawy kubłów różnych wielkości, odpowiadające różnym rodzajom gruntów. Rozwiązanie takie wydaje się słuszne w odniesieniu do pogłębiarki, która przewidziana jest do długiej pracy w jednym rodzaju gruntu. W tym wypadku można przyjmować małą rezerwę pojemności. Dla pogłębiarek pracujących w zmiennych gruntach lepiej dać jeden zestaw kubłów, z większą rezerwą pojemności.

Przyjmując w dalszym ciągu wielkość kubła, jako stałą dla danej pogłębiarki, można wyznaczyć wydajność w następujący sposób:

$$Q_r = 60 \cdot n \cdot V_k \cdot \varphi \cdot (1 - k) \quad (\text{m}^3/\text{godz.}) \quad (2)$$

gdzie:

- Q_r — wydajność robocza (m³/godz.)
- φ — współczynnik napełnienia kubłów.

Określona w ten sposób wydajność robocza uwzględnia rzeczywiste warunki pracy pogłębiarki i zależy od rodzaju gruntu,

spulchnienia gruntu podczas kopania, szybkości łańcucha kubłowego, oraz stopnia napełnienia kubłów. Występująca w tym wzorze ilość wysypów jest funkcją obrotów bębna górnego (turasu) i, przy założeniu, że łańcuch kubłowy jest typu przerywanego, tzn. zaopatrzony w łączniki pośrednie między kubłami, wyraża się zależnością:

$$n = \frac{n_t \cdot Z}{2} \quad (3)$$

gdzie:

- n_t — ilość obrotów turasa
- Z — ilość boków turasa.

Równocześnie wzór (3) wyraża zależność ilości wysypów od obrotów silnika napędowego dla określonej przekładni pomiędzy turasem a silnikiem.

Ostatecznie dla danego rodzaju gruntu można wyrazić wydajność roboczą, jako funkcję dwóch wielkości, tj. φ i n , w następującej postaci:

$$Q_r = 30 \cdot z \cdot V_k \cdot (1 - k) \cdot \varphi \cdot n, \quad (\text{m}^3/\text{godz.}) \quad (4)$$

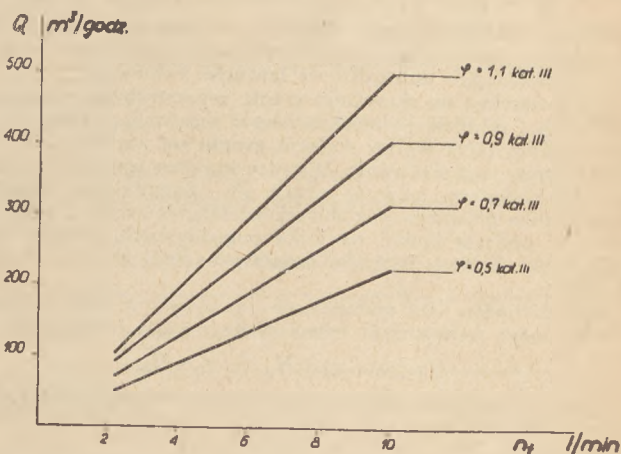
ponieważ

$$30 \cdot z \cdot V_k \cdot (1 - k) = \text{const} = A$$

stąd

$$Q_r = A \cdot \varphi \cdot n, \quad (5)$$

Jest to zależność liniowa, dająca na wykresie (rys. 1) w układzie ($Q_r - n_t$) rodzinę prostych, odpowiadających różnym stopniom napełnienia kubłów φ .



Rys. 1. Wydajność urządzenia kubłowego $Q_r = f(n_t)$ dla różnych φ przy $k=0,25$

Oprócz charakterystyki, wyrażonej wzorem (5), istotna jest charakterystyka, ujmująca wpływ rodzaju gruntu, a wyrażona wzorem:

$$Q_r = B \cdot n_t \cdot (1 - k) \quad (\text{m}^3/\text{godz.}) \quad (6)$$

gdzie

$$B = 30 \cdot Z \cdot V_k \cdot \varphi = \text{const.}$$

Ten bezpośredni wpływ rodzaju gruntu urabianego na wydajność pogłębiarki jest mniejszy od wpływu napełnienia kubłów, co widać na wykresie rys. 2, gdzie dla tego samego stopnia napełnienia kubłów wprowadzone zostały charakterystyki dla różnych rodzajów gruntów.

Przy układaniu pełnej charakterystyki pogłębiarki należy sporządzić obie grupy charakterystyk, tzn. dla $\varphi = \text{const}$ i dla $k = \text{const}$, gdyż jest to potrzebne dla określenia możliwości eksploatacyjnych projektowanej pogłębiarki.

Drugą podstawową zależnością, charakteryzującą pogłębiarkę, jest moc urządzenia kubłowego, pobierana w różnych warunkach eksploatacyjnych.

Znane z literatury i popularnie stosowane sposoby wyznaczania mocy, opracowane przez Byczkowskiego i Łukaszczyka, obciążone są pewną niekonsekwencją. U obu autorów moc całkowita, potrzebna do napędu urządzenia kubłowego, rozdzielona jest

na szereg mocy częściowych, wyznaczanych dla poszczególnych czynności. Moce częściowe wyznaczone są za pomocą obliczeń, z których jedne ujmują zagadnienie szczegółowo, zaś pozostałe wyznaczone są przy pomocy empirycznych współczynników, ustalanych na podstawie doświadczenia, i wprowadzających do ogólnego wyniku dużą dowolność. Dlatego też podany niżej wzór stanowi pewne uproszczenie w stosunku do wzorów podanych przez wyżej wymienionych autorów, lecz pozwala na łatwe wyznaczenie charakterystyk pracy urządzenia kublowego, z dokładnością zadowalającą przy projektowaniu.

Wzór ten ma następującą postać ogólną:

$$N = \frac{Q[(\gamma_o - \gamma_w) H_w + \gamma_o \cdot H_p + p]}{270 (1 - k) \eta_p \cdot \eta_t \cdot \eta_k} \quad (\text{KM}) \quad [7]$$

Oznaczenia:

- N — efektywna moc silnika napędzającego urządzenie kublowe (KM)
 Q — wydajność pogłębiarki ($\text{m}^3/\text{godz.}$)
 γ_o — ciężar właściwy spulchnionego gruntu (t/m^3)
 γ_w — ciężar właściwy wody (t/m^3)
 H_w — głębokość kopania (m)
 H_p — wysokość podnoszenia gruntu w kublach nad poziom wody (m)
 p — jednostkowy opór skrawania (t/m^2)
 k — współczynnik spulchnienia gruntu
 η_t — sprawność turasa górnego i dolnego
 η_p — sprawność przekładni pomiędzy turasem a silnikiem napędowym
 η_k — sprawność łańcucha kublowego.

Ciężar właściwy spulchnionego gruntu wyznacza się wzorem

$$\gamma_o = \gamma_g (1 - k) + k \cdot \gamma_w \quad (\text{t/m}^3) \quad (8)$$

tutaj:

$$\gamma_g \text{ — ciężar właściwy gruntu zalegającego } (\text{t/m}^3).$$

Wyrażona wzorem (7) moc obejmuje moc potrzebną na: skrawanie gruntu, podnoszenie go, oraz wszelkie straty mocy występujące w przekładni, turasach oraz łańcuchu kublowym.

Moc potrzebna na skrawanie gruntu reprezentowana jest wyrażeniem $Q \cdot p$, gdzie jednostkowy opór skrawania wyraża w formie współczynnika wpływ rodzaju gruntu na wielkość mocy, zapotrzebowanej na skrawanie. Współczynnik ten został podany przez doc. Łukaszewicza w pracy p.t. „Zagadnienie określenia mocy silnika głównego pogłębiarek wielokubłowych”, a także wyznaczony podczas badań na kilku pogłębiarkach, przeprowadzonych przez Zakład Siłowni Okrętowych Politechniki Gdańskiej w 1954 r.

Moc potrzebna dla podniesienia zawartego w kublach gruntu spulchnionego na wysokość turasa górnego ujęta jest wyrażeniem:

$$Q \cdot (\gamma_o - \gamma_w) H_w + \gamma_o \cdot H_p$$

gdzie pierwszy człon określa moc potrzebną dla podnoszenia gruntu w wodzie, zaś drugi człon moc dla podnoszenia ponad powierzchnię wody.

Występujące we wzorze (7) współczynniki sprawności ujmują straty w łożyskach turasów, sprawność przekładni ustawionej po-

Omówione powyżej zależności umożliwiają określenie w prosty sposób zapotrzebowanej mocy, jako funkcji wydajności roboczej pogłębiarki, wyrażonej przez obroty turasa i stopień napełnienia kublów. Wynika to z ogólnego wzoru (7), w którym Q jest uzależniona zgodnie z wzorami (5) i (6) od obrotów turasa, napełniania kublów i rodzaju gruntu. Ponieważ we wzorze (7) jest

$$\frac{(\gamma_o - \gamma_w) H_w + \gamma_o \cdot H_p + p}{270 (1 - k) \eta_p \cdot \eta_t \cdot \eta_k} = \text{const} = C$$

stad

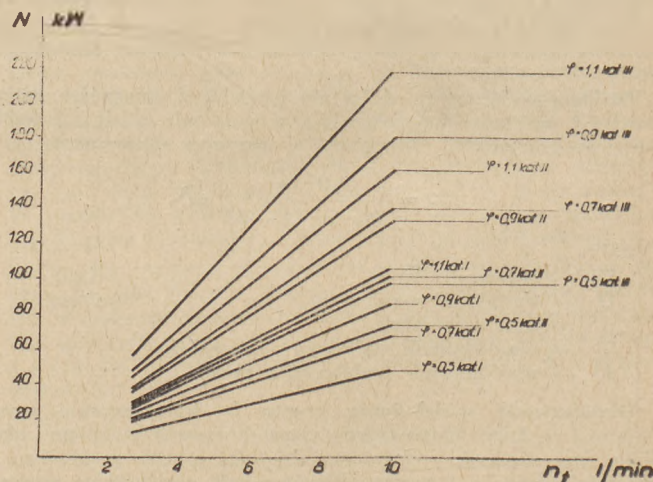
$$N = C \cdot Q_r (\text{KM}) \quad (9)$$

Oczywiście wielkość C jest stałą dla jednego rodzaju gruntu, określonego parametrami k i p . Przedstawiona w ten sposób zależność daje również rodzinę prostych, którą można przedstawić (rys. 3) w układzie $(N - n_t)$ dla różnych współczynników napełnienia kublów φ , oraz różnych rodzajów gruntu.

Omawiana powyżej zapotrzebowana przez urządzenie kublowe moc zależna jest także od głębokości kopania, lecz wpływ zmiany tego parametru w warunkach spotykanych na śródlądziu jest tak niewielki, że można go z powodzeniem pominąć, a do obliczenia wstawić nominalną założeniową głębokość kopania.

Trzecią interesującą charakterystyką jest charakterystyka momentu zapotrzebowanego przez urządzenie kublowe. Należy wziąć przy tym pod uwagę, że wzrost momentu obrotowego w stosunku do momentu nominalnego musi być ograniczony ze względu na warunki wytrzymałościowe całego urządzenia. W praktyce przyjmuje się dopuszczalny wzrost momentu do 200% w stosunku do momentu nominalnego. Ma to miejsce przy szczególnie ciężkich gruntach, gdy praca odbywa się przy bardzo małej ilości wysypów. Dla określonego rodzaju gruntu moment jest zależny jedynie od stopnia napełnienia kublów i wynosi:

$$M = 716,2 \cdot C \cdot A \quad (\text{kgm}) \quad (10)$$



Rys. 3. Moc urządzenia kublowego $N = f(n_t)$ dla różnych gruntów i różnych przy $H_k = 5$ m

czyli:

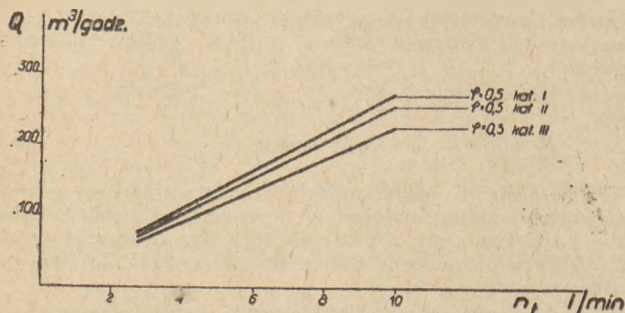
$$M = D \cdot \varphi$$

Wykres momentu (rys. 4) w układzie $(M - n_t)$ przedstawia się więc jako pole, ograniczone liniami równoległymi do osi n_t , wyznaczonymi dla granicznych wartości φ i liniami równoległymi do osi M , wyznaczonymi dla granicznych obrotów turasa. Pełna charakterystyka momentu zawiera oczywiście układ pól, odpowiadających wszystkim rozpatrywanym rodzajom gruntu.

Parametry obliczeniowe

W niniejszym rozdziale zebrane zostały materiały liczbowe, których znajomość niezbędna jest do przeprowadzenia obliczeń, omówionych w rozdziale poprzednim.

Podstawowym parametrem, charakteryzującym pogłębiarkę, jest jej wydajność. Wydajność nominalna pogłębiarki, stanowiąca punkt wyjściowy obliczeń, musi być określona założeniami i to dla ściśle wyznaczonych warunków pracy. Jest to ważne z tego względu, że wydajność nominalna stanowi sprawdzian zgodności wybudowanej pogłębiarki z założeniami podczas przeprowadzania prób zdawczo-odbiorczych. Dalszymi parametrami wyjściowymi,



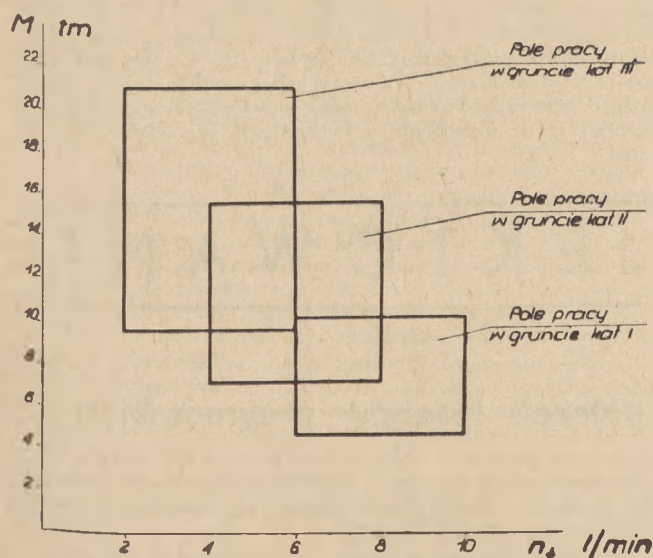
Rys. 2. Wydajność urządzenia kublowego $Q = f(n_t)$ dla różnych k przy $\varphi = 0,5$

między turasem a silnikiem napędowym, oraz straty tarcia, występujące w łańcuchu kublowym, tj. w rolkach, sworzniach, między łącznikami itd. Współczynniki te wyznaczane są empirycznie.

Współczynnik sprawności łańcucha kublowego jest w pewnym stopniu zależny od wielkości pogłębiarki, dlatego też wartość współczynnika wyrażona jest jako funkcja nominalnej wydajności pogłębiarki. Współczynnik sprawności przekładni należy dobierać w zależności od rodzaju zastosowanej przekładni.

Moment urządzenia kublowego

$$M = f / n_t$$

Rys. 4. Moment urządzenia kublowego $M = f(n_t)$

które powinny być określone założeniami, są: rodzaj gruntu oraz głębokość kopania.

Spotykane w praktyce różne rodzaje gruntów można z wystarczającą dla obliczeń dokładnością podzielić na trzy kategorie, tj. grunt lekki, średni i ciężki. Podział ten przeprowadzony jest na podstawie normy PN/B-161 jedynie pod kątem urabiainości gruntu. Ogólne dane charakteryzujące wymienione kategorie gruntu zebrane są w tablicy I.

TABLICA I. Kategorie gruntów

Kategoria gruntu	Określenie kategorii gruntu	Rodzaje gruntów przyjęte w kategorii
I	lekki	Piasek drobny, piasek gruby jednorodny, piasek ilasty, sypki grunt roślinny, lekki ił piaszczysty
II	średni	Piaski j.w. z domieszkami żwiru i tłuczni, średnie iły piaszczyste i iły
III	ciężki	Ciężkie iły piaszczyste, tłuste iły, iły z domieszkami grubych żwirów, otczaków, tłuczni, torf zanieczyszczony, margle, ciężkie iły

Głębokość kopania H_w , liczona w metrach od poziomu wody, wyznaczona założeniami, przyjmowana jest do obliczeń jako odpowiadająca optymalnemu nachyleniu drabiny kublowej.

Pozostałe parametry dobierane są w zależności od przeznaczenia pogłębiarki, względnie w zależności od przyjętej konstrukcji.

Ilość boków bębna górnego (turas), napędzającego łańcuch kublowy, przyjmuje się w zależności od wielkości pogłębiarki w granicach 4 do 6.

Wysokość podnoszenia urobku nad poziom wody H_p zależna jest od rozwiązania pogłębiarki, więc dla pierwszego wstępnego obliczenia można wielkość tę określić na podstawie pogłębiarek podobnych.

Współczynnik rezerwy pojemności kubła ψ w zależności od przeznaczenia pogłębiarki przyjmuje się w granicach 1,1 do 1,5.

Ilość wysypów, zależnie od wydajności nominalnej pogłębiarki oraz od kategorii gruntu, można dobierać według tablicy II.

Współczynnik napelnienia kublów ϕ , charakteryzujący stopień wykorzystania pojemności kublów, zależny jest od kąta nachylenia drabiny, od szybkości posuwu bocznego, od kształtu kubła oraz od rodzaju gruntu. Wielkość tego współczynnika waha się zwykle

TABLICA II. Ilość wysypów n

Wydajność nominalna $m^3/\text{godz.}$	150	250	400	600
grunt lekki — kat. I	23	21	18	14
grunt średni — kat. II	19	17	14	10
grunt ciężki — kat. III	13	11	8	4

w granicach od 0,35 do 0,9, a w niektórych przypadkach, mianowicie dla gruntów zwięzłych, może wynosić 1,3 do 1,5. W optymalnych warunkach pracy współczynnik ten powinien wynosić ok. 0,7. Do obliczeń wielkość współczynnika napelnienia kublów przyjmowana jest zwykle w granicach podanych w tablicy III.

TABLICA III. Współczynnik napelnienia kublów — ϕ

Nachylenie drabiny	30°—40°	40°—44°	44°—55°
grunt lekki — kat. I	0,50—0,65	0,65—0,75	0,55—0,70
grunt średni — kat. II	0,55—0,70	0,75—0,85	0,60—0,75
grunt ciężki — kat. III	0,70—0,85	0,80—1,20	0,75—1,00

Współczynnik spulchnienia gruntu k zależy wyłącznie od rodzaju gruntu i dlatego w obliczeniach reprezentuje on zmienność rodzaju gruntu. Do obliczeń można wielkość tego współczynnika przyjmować z tablicy IV.

TABLICA IV. Współczynnik spulchnienia gruntu — k

Kategoria gruntu	lekki	średni	ciężki
Współczynnik spulchnienia	0,05—0,15	0,10—0,25	0,20—0,35

Ciężar właściwy gruntu γ_g zależny jest także jedynie od rodzaju gruntu i wielkości jego zestawione są w tablicy V.

TABLICA V. Ciężar właściwy gruntu — γ_g

Kategoria gruntu	lekki	średni	ciężki
Ciężar właściwy	1,1—1,6	1,4—2,0	1,6—2,3

Jednostkowy opór skrawania p także zależy od rodzaju gruntu, zaś jego wartości, określone doświadczalnie, zestawione są w tablicy VI.

TABLICA VI. Jednostkowy opór skrawania — p

Kategoria gruntu	lekki	średni	ciężki
jednostkowy opór skrawania	15	30	45

Wartości współczynnika sprawności łańcucha kublowego, zależnego od wielkości pogłębiarki, zestawione są w tablicy VII.

TABLICA VII. Współczynnik sprawności łańcucha kublowego — η_k

Wydajność nominalna $m^3/\text{godz.}$	150	250	400	600
Współczynnik sprawności łańcucha	0,68	0,77	0,83	0,85

Współczynnik sprawności obu turasów łącznie przyjmowany jest w granicach 0,85 — 0,9.

Wnioski końcowe

Charakterystyki pracy urządzenia kublowego, otrzymane w sposób opisany w poprzednich rozdziałach, mogą służyć do właściwego doboru wielkości i rodzaju silnika napędowego, szczególnie wtedy, gdy wchodzi w grę sprawa wyboru określonego silnika spośród silników, będących do dyspozycji, względnie gdy chodzi

o przeprowadzenie analizy porównawczej przydatności silników różnych typów. Nie należy jednak zapominać, że praca urządzenia kublowego odbywa się w niezwykle ciężkich warunkach, przy częstych chwilowych przeciążeniach spowodowanych m. in. zmiennością kształtu wiotra, niejednorodnością struktury gruntu, a także przeszkodami w postaci kamieni, korzeni itp. Ze względu na to należy przy wyznaczaniu efektywnej mocy nominalnej silnika napędowego przewidzieć rezerwę mocy w wysokości ok. 25% mocy pobieranej przez urządzenie w warunkach przyjętych jako nominalne.

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

INŻ. FRANCISZEK CIECIÓRA

Program zabudowy Wisły w świetle potrzeb terenów przymorskich

Wpływ zabudowy Wisły i ujścia na ochronę powodziową Żuław

Problem ujścia Wisły, w licznych pracach poruszany na łamach „Gospodarki Wodnej”, został na razie zamknięty cyklem artykułów prof. K. Dębskiego¹⁾. Celem ochrony Żuław od powodzi zaleca w nich Autor żmudne i kosztowne środki techniczne w mało skutecznej lub zgoła obojętnej dla ujścia formie.

Pierwsza faza ich realizacji może trwać kilka pokoleń. W tym czasie ilość rumowiska prowadzonego przez Wisłę będzie jeszcze znaczna. Prof. Dębski zakłada słusznie, że w celu podniesienia w kraju gospodarki rolnej należy przewidywać wprowadzenie zabiegów agrotechnicznych, wywierających poważny wpływ na opóźnienie i zmniejszenie spływu wody oraz zmniejszenie denudacji powierzchni gruntów uprawnych. Wprowadzenie powyższego systemu gospodarowania, na terenie dorzecza Wisły, zwłaszcza górnej, oraz roboty hydrotechniczne na Wiśle i dopływach, stanowiące główną treść omawianego programu prof. Dębskiego — regulacja, kanalizacja i zbiorniki inundacyjne powinny przynieść zmiany reżimu hydrologicznego i erozyjnego w dorzeczu, oraz reżimu ruchu rumowiska i spływu lodów w korycie Wisły. Równocześnie w ujściu Wisły prowadzić się ma systematycznie dwa główne zabiegi: przedłużanie kierownic brzegowych na głębie morską oraz bagrowanie, w koniecznym choćby znacznym zakresie. Są to zabiegi wypróbowane i zalecane już przed ok. 20—30 laty przez inż. Rożankowskiego, wybitnego praktyka w tej dziedzinie. Prace te byłyby uzupełnione przebudową systemu wałów wiślanych, celem przekształcenia ramion bocznych w delcie Wisły na kanały ilgowe dla przepływu wielkich wód Wisły.

Druga faza ma zapanować po urzeczywistnieniu wymienionego programu w korycie i dorzeczu Wisły, oraz po wyjściu z kierownicami brzegowymi na głębie morską. Wtedy można traktować tereny przyległe do ujściowego odcinka Wisły, jako praktycznie wolne od zagrożenia powodziowego. Prof. Dębski wskazuje na trudność ustalenia momentu nadejścia drugiej fazy, jednak uważa się za zmuszonego do popierania opisanego programu działania.

W świetle słusznych wywodów prof. Dębskiego do przyczyn zagrożenia powodziowego na Żuławach można zaliczyć:

- płytkie koryto ujściowe Wisły w stale powiększającej się mierzei w ujściu;
- wielką ilość sryżu i kry, wypełniające niekiedy cały prześwit płytkiego koryta, powodujące wtedy spiętrzenie lodów i wody na przestrzeni sięgającej od ujścia (km 941) do Tczewa (km 908) i nawet jeszcze dalej;
- znaczną filtrację brzegów i dna Wisły, powodującą zagrożenie przetrwania wałów Wisły w obrębie Żuław; jest to szczególnie niebezpieczne przy najwyższych stanach wody w rzece;
- znaczną ilość rumowiska Wisły odkładaną w ujściu, szczególnie z powodu odcięcia Nogatu dla odpływu wielkich wód, oraz z powodu zbyt małej szerokości regulacyjnej koryta Wisły na odcinku od Nogatu do miejscowości Gdańska Głowa, przy istniejących spadkach rzeki.

Jak poszczególne elementy wskazanego programu zabudowy Wisły realizują wymagania wynikające z tak sformułowanych przyczyn zagrożenia na Żuławach?

Regulacja Wisły na odcinku od ujścia Dunajca do Silna nie wpłynie na zmniejszenie filtracji dna i brzegów, ani na zmniejszenie ilości rumowiska z tczewskiego odcinka Wisły. Regulacja rzeki nie sprzyja szybszemu powstawaniu pokrywy lodowej w korycie. Pociąga to za sobą wzrost ilości kry i sryżu. Równocześnie koryto uregulowane sprzyja wzrostowi erozji. O ile regulacja Wisły nie byłaby uzupełniona równocześnie budową zbiorników retencyjnych wzdłuż Wisły środkowej i dolnej, to działanie ich w ujściu Wisły byłoby, jak widać niekorzystne z punktu widzenia bezpieczeństwa powodziowego Żuław. Katastrofy zatorowe powstawały w ujściu Wisły nie wtedy, kiedy w korycie Wisły środkowej było dużo lodów, lecz wtedy, gdy pochód lodów odbywający się przy wysokim stanie trafiał w ujściu na silny wiatr północny. Regulacja Wisły jako środek prowadzący do zmniejszenia ilości lodów byłaby pożądana, gdyby się nie musiała łączyć z przyspieszeniem spływu wielkich wód i lodów, ze zwiększeniem ilości rumowiska, kry i sryżu. Każdy z tych czynników jest dla ujścia niekorzystny, a zwiększenie intensywności spływu lodów mogłoby się okazać katastrofalne.

Drugi element wielkiego programu kanalizacja Wisły jeśli ją realizować wg ujęcia prof. Dębskiego, może również nie spełnić pokładanych nadziei. Należy podkreślić, że prof. Dębskiemu chodzi o kanalizację, realizowaną stopniem za stopniem, począwszy od stopnia w Przewozie — w dół Wisły. Tak pomyślana kanalizacja rzeki nie mogłaby wyrzucić w ciągu najbliższych kilkudziesięciu lat poważniejszego wpływu na zjawisko lodowe i ruch rumowiska w ujściu Wisły. Również i pozostałe elementy zagrożenia Żuław (wg definicji prof. Dębskiego) w okresie powyższych kilkudziesięciu lat, mimo niustannego kanalizowania Wisły, byłyby pozostawiane własnemu rozwojowi. Kanalizacja Wisły jest więc z punktu widzenia aktualnych potrzeb zabezpieczenia powodziowego obszarów żuławskich przedsięwzięciem zupełnie obojętnym. Wpływ, który byłby przez kanalizację wywierany po tym okresie czasu, jest zależny od samego rozwiązania technicznego kaskady. Wpływ kaskady o stopniach niskich będzie minimalny, natomiast może wyrzucić wpływ kaskada z wysokimi stopniami. Jeżeli stopnie te byłyby zbudowane najpierw na dolnej Wiśle (zamiast na górnej, jak proponuje prof. Dębski), to wpływ omawianej kaskady byłby niewzłoczny. Dlatego wydaje się konieczne, z uwagi na bezpieczeństwo powodziowe Żuław, zaproponować w pierwszym rzędzie budowę kaskady na Wiśle dolnej, a zwłaszcza budowę stopnia przymorskiego. Budowa tego stopnia powinna przede wszystkim poprzedzać regulację Wisły środkowej. Należy podkreślić, że budowa kaskady Wisły górnej, jak z poprzedniego wynika, nie powiększa powodziowego zagrożenia Żuław.

Dodatni wpływ zbiorników inundacyjnych na ochronę od powodzi w ujściu Wisły jest zależny nie tylko od pojemności zbiorników, lecz również w niemniejszej mierze od ich usytuowania. Zbiorniki położone bliżej ujścia rzeki mogą wywierać wpływ pozytywny, który można spotęgować skanalizowaniem rzeki na odcinku przymorskim, o ile kaskada będzie mieć odpowiednio

¹⁾ Dębski K. — Zagadnienie bezpieczeństwa m. Gdańska i delty Wisły. Gospodarka Wodna nr 10/54 i nr 3/55.

wysokie stopnie i odpowiednio wielkie zbiorniki wyrównania dobowego. Możliwość uzyskania zbiorników inundacyjnych w obrębie Żuław, jak sądzę, nie może posiadać większego znaczenia. Czego należy oczekiwać od zbiorników inundacyjnych położonych przeważnie w górnym, a częściowo w górnej części środkowego biegu Wisły, takie bowiem zbiorniki przede wszystkim ma na myśli prof. Dębski? Zbiorniki obniżają falę powodziową oraz zwiększają przepływy najniższe, szczególnie w zimie. Zmniejszenie wysokich fal powodziowych może wpływać znacznie na zmniejszenie ilości rumowiska wynoszonego do morza. Lecz przy wysokiej fali powodziowej rumowisko odkładane jest daleko w morzu. Wysoka woda nie powoduje zapiaszczenia w ujściu Wisły, ale, wręcz przeciwnie, może wyrzucić piaski z koryta Wisły i z mierzei daleko od brzegu morskiego. Wielka woda potrafi przesunąć je w morze oraz wytworzyć w ujściu duże głębokości. Sam fakt zmniejszenia przepływu wielkiej wody jest korzystny dla zmniejszenia zagrożenia budowli regulacyjnych Wisły tczewskiej, nie może jednak być traktowany jako korzystny dla zwiększenia głębokości w ujściu rzeki. Działanie zbiorników retencyjnych polega zawsze m. in. na zatrzymaniu pewnej ilości drobnych piasków i pyłów. Obecnie te frakcje rumowiska odnoszone są aż do ujścia i osadzone prawdopodobnie daleko w morzu, na podstawie stożka ujściowego. Zatrzymanie drobnych frakcji w zbiornikach górnego biegu musi powodować wzmożoną erozję denną w rzecę poniżej zbiorników. Prowadzi to do obciążenia przepływu rzeki grubszym stosunkowo rumowiskiem. Musi się ono osadzać w ujściu i podwyższać mierzę. Zbiorniki położone zatem w znacznej odległości od ujścia Wisły nie są w stanie rozwiązać z korzyścią dla ujścia również i tej problematyki. Przyjrzyjmy się w dalszym ciągu działaniu w ujściu Wisły przepływów najniższych, zwiększonych w wyniku działania zbiorników. Z uwagi na fakt znacznego zawężenia rzeki na kilkudziesięciokilometrowym odcinku tczewskim, zwiększenie przepływów niskich prowadzi do zwiększenia prędkości, a z tym do zwiększenia erozji dna i brzegów oraz zwiększenia ilości kry i śryżu. Oznacza to, że nie wszystkie zbiorniki inundacyjne są dla ujścia Wisły korzystne. Wpływ taki mogą one w pewnych warunkach uzyskać. Warunki te polegają przede wszystkim na niedopuszczeniu grubszego rumowiska oraz kry i śryżu do ujścia do morza, oraz na zmniejszeniu do minimum erozji z tczewskiego odcinka Wisły. Warunki te konkretnie mogą być zrealizowane przy pomocy stopnia wodnego, obejmującego odcinek przymorski — ujściowy i tczewski. Zdaje się, że dopiero po zbudowaniu tego stopnia, ewentualnie kaskady kilku stopni na dolnej Wiśle, powstaną warunki wykorzystania zbiorników retencyjnych, położonych w górnej części zlewni dla ochrony przeciwpowodziowej Żuław.

Działanie kierownic brzegowych na powiększenie głębokości w ujściu Wisły okazało się rozmaite i przy dzisiejszym stanie doświadczeń z tym środkiem zabudowy — raczej jest trudne dla jakiegokolwiek prognozy. Działanie to było pozytywne w obecnym ujściu Wisły — w Świbnie, bywało też bardzo dodatnie w Pleniewie — dawniejszym ujściu Wisły. Jednakże — należy to również z naciskiem podkreślić — w Pleniewie zdarzyły się przypadki brzemienne w skutki zawodów sprawionych przez kierownice. Dość wspomnieć, że np. w 1883 r. w korycie ujściowym, ujętym w obustronne kierownice, oraz na mierzei w ujściu Wisły (w rynnach ujściowych) wykształciły się w wyniku większego przyboru wód głębokości ok. 5 m. W latach 1884 i 1885 głębokości te zmalały, mimo bagrowań, do 3 m., a już w 1886 r. zdarzyła się wielka katastrofa, połączona z przerwaniami wałów Wisły. Katastrofa miała bezpośredni związek z zatorem lodowym, który się uformował w korycie z powodu małej głębokości w ujściu. Kierownice uległy zniszczeniu. Po odbudowaniu ich, przyczyniły się one poważnie, w czasie wyjątkowo wysokich powodzi w latach 1888 i 1889, do odrzucenia mierzei na kilka kilometrów w głąb morza i wytworzenia w jej miejscu głębokości 10-metrowych, oraz znacznych głębokości w korycie Wisły. W Świbnie, w latach trzydziestych, mimo znacznego wydłużenia kierownic brzegowych, nie wpłynęły one na zasadnicze obniżenie mierzei. Doświadczenia lat ostatnich wskazują na formowanie się rynien ujściowych i częstą zmianę ich głębokości. W oparciu o powyższe obserwacje z działania kierownic brzegowych w ujściu Wisły, popieranie wniosków zaleczanych przez Rożankowskiego w dzisiejszej sytuacji nie wydaje się słuszne. Okazało się bowiem w ogóle, że mogą powstać przypadki, w których kierownice nie są w stanie przeciwdziałać spływu w rynnach, a zatem — niebezpieczeństwu powodzi. Wydłużenie kierownic może się okazać bezskuteczne.

Bagrowanie w ujściu Wisły jest środkiem niewystarczającym choć pożytecznym, jednakże bardzo kosztownym i niekompleksowym. Prof. Dębski podaje ilość osadów do wybagrowania

rocznie na 2 miln. m³. Koszty powyższego byłyby wysokie, a zaangażowanie taboru bardzo znaczne. To rozwiązanie kryje w sobie niebezpieczeństwo dodatkowe, mianowicie ilość osadów w poszczególnych latach lub okresach lat może bardzo znacznie wzrastać. Duże powodzie i bardzo ostre zimy zdarzają się czasem w dwóch lub trzech kolejnych latach. Stąd więc wymagać trzeba bardzo znacznej rezerwy sprzętowej. Należy podkreślić, że wykonywanie bagrowań nie może wpłynąć na zmniejszenie filtracji pod wałami, ani erozji z dna Wisły tczewskiej.

W warunkach obecnych zwykle bardzo duże usługi w akcji niedopuszczania do zatorów i ich zwalczania oddają lodołamacze. Jednakże, jak wynika z doświadczeń praktyki, w przypadku nastania warunków katastrofalnych lodołamacze mogą być wyłączone z akcji z przyczyn przymusowych. Nie można zatem liczyć wtedy na lodołamanie, a bezpieczeństwo powodziowe Żuław należy zagwarantować innymi środkami.

Przeprowadzona analiza pozwala postawić wniosek, że dopóki sprawa stopnia przymorskiego nie będzie zdecydowana, nie ma innych środków — poza bagrowaniem, prowadzonym w należytej skali — któreby zwiększały bezpieczeństwo powodziowe Żuław. Może się też zdarzyć, że kierownice, po ich wydłużeniu, „trafią” na chwilowe okoliczności wyjątkowo sprzyjające skuteczności działania.

Koncepcja przymorskiego stopnia wodnego na Wiśle

Koncepcja budowy i lokalizacji przymorskiego stopnia kanalizacji Wisły wypływa z faktu, że poszczególne elementy tradycyjnego programu zabudowy Wisły, przedstawionego przez prof. Dębskiego, nie mogą opanować groźby powodzi na Żuławach lub — jak bagrowanie — są nieprodukcyjne i zbyt kosztowne. Właściwości wariantu kanalizacyjnego należy rozpatrzyć w oparciu o określone rozwiązania techniczne. Można mówić o dwóch zasadniczych alternatywach rozwiązania tczewskiej i ujściowej.

Alternatywa 1 — tczewska. Stopień projektuje się w rejonie km 908—922. Koncepcja tego spiętrzenia była wysuwana przez kilku autorów, głównie w celu poprawienia na Wiśle warunków dla żeglugi 1000-tonowej. W rozwiązaniu tym uzyskuje się również produkcję sporej ilości energii elektrycznej typu odpadkowego, piętrzenie bowiem nie może być tu zaprojektowane dostatecznie wysoko. Na stanowisku dolnym należy przewidzieć bardzo duże roboty ziemne i regulacyjne.

Alternatywa 2 — ujściowa. Stopień projektuje się w rejonie km 930—937. Stopień ten może rokować duże nadziewie w zakresie pogłębiania koryta Wisły w ujściu do morza, zapewniać warunki dla żeglugi morskiej na przymorskim odcinku Wisły, wreszcie dawać znaczną produkcję energii elektrycznej i dużą moc gwarantowaną siłowni instalowanej na duży prądy. Stopień ten wymaga znacznych i kosztownych obwałowań bocznych, dla utrzymania piętrzenia wody powyżej poziomu terenu. Dla orientacyjnego porównania wymienionych alternatyw, w celu wyboru korzystniejszej, zbadałmy amplitudy między stanami charakterystycznymi na wodowskazach Tczew i Przegalina, jako miarodajnych dla rozpatrywanych stopni (tab. I).

TABLICA I

Charakterystyka przepływu	Tczew		Przegalina	
	Stan cm	Amplituda cm	Stan cm	Amplituda cm
Średnia roczna woda	386		505	
Wielka woda brzegowa	655	269	576	71
Średnia wielka woda	816	161	633	67
Woda katastrofalna z 1924 r.	1076	260	774	141
	razem	690	razem	279

Z zestawienia w tabl. I wynika, że amplituda między stanami wody na Wiśle tczewskiej jest kilkakrotnie większa niż w Przegalinie. Oznacza to, że na stopniu w Przegalinie można uzyskać większą produkcję energetyczną i większą moc siłowni, niż na stopniu położonym na Wiśle tczewskiej. Świadczy to również, że ta sama wysokość ścianek larsenowskich, która na Wiśle tczewskiej wystarczyłaby np. na zabezpieczenie dołu fundamentowego do poziomu średniej wielkiej wody, przy budowie stopnia w Prze-

galinie może wystarczyć dla zabezpieczenia od wody katastroficznie wysokiej. Są więc w Przegalinie z tego tytułu korzyści. Mury przyczółków i filarów jazu, mury i wrota służą mogą być w Przegalinie stosunkowo niższe niż na Wiśle tczewskiej; mniejsza może być w Przegalinie kubatura wykopów z dołu fundamentowego, oraz ewentualnych kanałów ulgi na czas budowy. Założymy, że nadwyżki produkcyjne stopnia w Przegalinie nad produkcją stopnia Wisły tczewskiej zrównoważą różnicę kosztów budowy obwałowań bocznych stopnia w Przegalinie, nad kosztami robót bagrowniczych i regulacyjnych na dolnym stanowisku stopnia projektowanego na Wiśle tczewskiej. Założenie powyższe wydaje się prawdopodobne. Przy wspomnianym założeniu łatwo jest stwierdzić, że koszt instalacji stopnia w Przegalinie będzie mniejszy niż na Wiśle tczewskiej, zaś jego efekty produkcyjne energetyczne i żeglugowe oraz głębokość koryta Wisły i działanie na głębokość w ujściu do morza — będą większe. Z tego powodu i dla większej przejrzystości rozwiązania, przyjmujemy dla dalszych rozpatrywań wariant kanalizacyjny Wisły ze stopniem w Przegalinie, choć ostateczna decyzja w tej sprawie może zapaść dopiero na podstawie opracowania projektu wstępnego.

Stopień wodny w Przegalinie projektuje się w km 937, ze stałym poziomem piętrzenia, przewyższającym poziom wielkiej wody z 1924 r. o około 5 m. Warstwa użytkowa zbiornika, leżąca powyżej poziomu piętrzenia normalnego, może posiadać wysokość około 1,5 m i pojemność użytkową około 45 mln. m³ (rys. 1). Hydrostatyczny poziom piętrzenia normalnego znajduje się prawie na poziomie średniej wody na wodowskazie w Białogórze, zabezpieczając w tym rejonie korzystne warunki żeglugowe dla barek 1000 t, bez robót bagrowniczych. Istniejąca śluza komorowa dla barek 500 t w Gdańskim Głowie (na Wiśle elbląskiej), a nadto śluza w Białogórze na Nogacie dla barek 200 t mogą być w dalszym ciągu użytkowane po zbudowaniu stopnia w Przegalinie, przy ewentualnym dokonaniu niewielkiej przebudowy.

Potężne wały przeciwpowodziowe, o przekroju dochodzącym do 150 m², będą na odcinku tczewskim wykorzystane do utrzymania stałego piętrzenia. W dolnej partii zbiornika, położonej poniżej Tczewa, obwałowanie to będzie poważnie wzmocnione, a w rejonie przyległym do zapory — również podwyższone.

Miedzy Gdańskiem, Świbnem, a Elblągiem można będzie zbudować morską drogę wodną, biegnącą ujściem Wisły, oraz po trasie Wisły gdańskiej i elbląskiej. Trasa kanału morskiego przecinać się będzie z Wisłą bezpośrednio poniżej stopnia w Przegalinie (rys. 2). Dla ochrony kanału od wysokich stanów wód Wisły służyć będą wrota powodziowe. Ewentualne urządzenia dla zrzutów wody ze zbiornika na Wisłę gdańską i elbląską są możliwe przy niewielkiej przebudowie wałów wiślanych; mogą one być wykonane w czasie późniejszym.

Na stopniu w Przegalinie można projektować siłownię wodną, instalowaną na całkowity przelisk zbliżony do przepływu wielkiej wody brzegowej. Należałoby w tym celu zainstalować 10 turbin o przepływie po 250 m³/s. Siłownia może pracować nawet w czasie powodzi, bowiem strata spadku nie jest zbyt wielka. W czasie godzin gromadzenia wody w zbiorniku, odpływ rzeki może być całkowicie zatrzymany. Na terenie zbiornika mogą być zainstalowane urządzenia poboru, zasilające Żuławy w wodę pitną i przemysłową.

Dalsze stopnie kaskady dolnej Wisły mogą być projektowane następująco:

Stopień Białogóra w rej. km 885 — 893

„ Grudziądz „ „ 822 — 829

„ Solec „ „ 760

Piętrzenia na tych stopniach przewiduje się wyższe od poziomu wielkiej wody katastroficznej. Pożądane jest, aby zbiorniki na każdym stopniu projektowanej kaskady posiadały dostatecznie wysoką warstwę użytkową dla wyrównania dobowego.

Produkcyjna rola stopnia w Przegalinie

Pod względem produkcyjnym na pierwsze miejsce wysuwa się energetyka stopnia. Np. dla $Q_i = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$ i $H_i = 7,50 \text{ m}$ moc instalowana $N_i = 144 \text{ MW}$. Moc gwarantowana przy 6-godzinnej pracy siłowni w miesiącach zimowych i niekorzystnym poziomie merza wyniesie: $N \cong 8,3 \cdot 1,2 \cdot 7,15 = 71 \text{ MW}$. Moc gwarantowana wzmocnienie po wyrównaniu przepływów Wisły wodą ze zbiorników retencyjnych położonych wzdłuż biegu Wisły i dopływów.

Ilość rocznej produkcji energii elektrycznej wynosi w przybliżeniu $P = 562 \text{ miln. kWh}$. Ilość produkcji ekwiwalentnej siłowni cieplnej wynosiłaby:

$$\frac{562\,000\,000 \cdot 0,99}{0,90} = 671\,000\,000 \text{ kWh}$$

Oszczędność węgla energetycznego wyniesie:

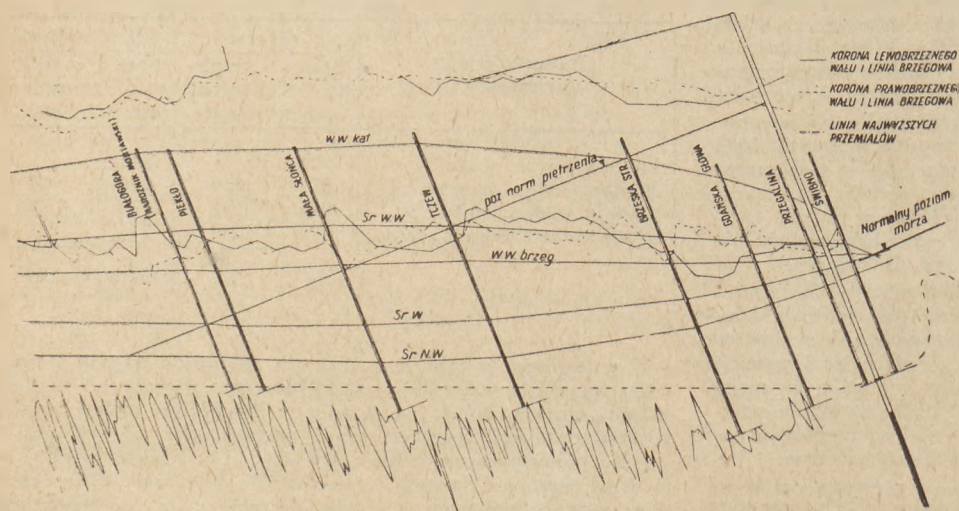
$$617\,000\,000 \cdot 0,001 \cdot 0,65 \cdot 1,1 = 445\,000 \text{ ton/rocznie.}$$

Wskutek szczytowej pracy siłowni można się spodziewać w ujściu Wisły przez ok. 265 dni w roku codziennego przepływu $2400 \text{ m}^3/\text{s}$ lub więcej, w ciągu co najmniej 6 godzin na dobę. W okresie pozostałych 100 dni w ciągu roku przepływ będzie mniejszy, lecz — a wyłączeniem lat szczególnie suchych — wyniesie co najmniej $1200 \text{ m}^3/\text{s}$.

Przedstawione warunki odpływu z siłowni muszą powodować w dolnym stanowisku — ujściowym korycie Wisły i rynnach ujściowych — bardzo silne działanie erozyjne na dno. Możemy w tych warunkach oczekiwać znacznego pogłębienia koryta. Będą tu działać powszechnie w podobnych wypadkach występujące przyczyny związane z przepływem wody przez stopień hydrotechniczny, powodujące pogłębienie z powodu wzrostu przepływu jednostkowego, oraz z powodu uwolnienia wody od rumowiska i części namulów. Orientacyjne obliczenia wykonane wg formuł radzieckich i polskich, dla ruchu wody w rzece skanalizowanej i swobodnej, wskazują, że w danym przypadku można oczekiwać głębokości średniej na przemiałach w nurcie Wisły ok. 8 m. minimalnej zaś, na najwyższych przemiałach, niemniej niż 5 m. Z powyższego wynika, że rachuby na uzyskanie głębokości należytych dla żeglugi morskiej są dla ujścia Wisły zupełnie realne. Możliwość uprzystępnienia ujścia Wisły dla żeglugi morskiej można uważać za drugi ważny czynnik produkcyjny stopnia w Przegalinie. Gdyby nawet po dłuższym przeciągu czasu okazało się konieczne wykonanie prac uzupełniających w ujściu Wisły, np. w formie wybagrowania osadów, a być może również wydłużenia kierownic brzegowych, to jednak nie mogą te względy być przeszkodą w realizowaniu koncepcji kanalizacyjnej.

Przeciwpowodziowa rola stopnia w Przegalinie

W okresie istnienia na dolnej Wiśle pojedynczego stopnia w Przegalinie, przy stanach przyborowych i wyższych, rumowisko grube osadzi się, jak to ma miejsce w warunkach dziesiętnych na trasie Korzeniowo — Białogóra, czyli powyżej cofki zbiornika. Część tego rumowiska, przy opadaniu wody zostanie wyerodowana z koryta rzeki i przetransportowana do cofki zbiornika. Rumowisko drobniejsze zostanie osadzone w dolnej części zbiornika. W warunkach przeciętnych, jak wyżej już wskazywano, odpływ rzeki może być całkowicie zamykany w celu magazynowania wody roboczej. Powodować to będzie osadza-



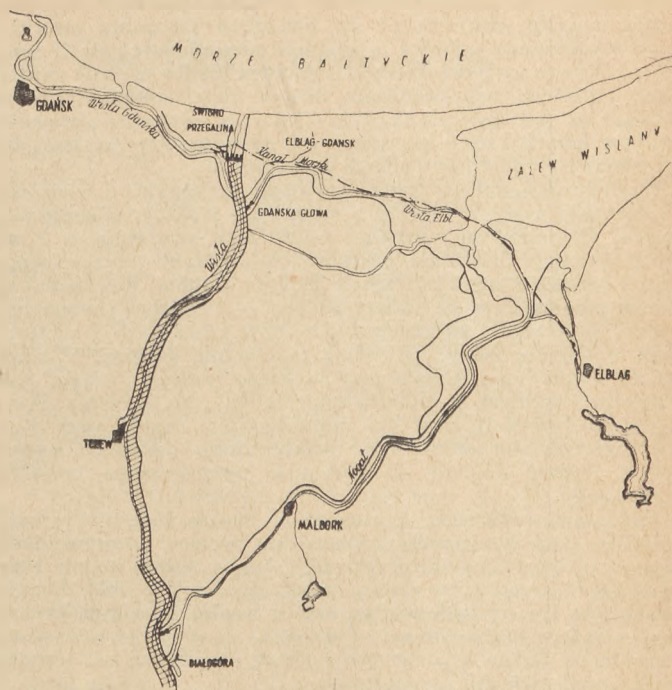
Rys. 1.

nie się w dolnej partii zbiornika najdrobniejszych frakcji piaszczystych i części frakcji pyłowych. Będzie to równoczesnym powodem szybkiego uszczelnienia dna, brzegów i wałów, a ponadto również zwiększenia siły erozyjnej rzeki poniżej stopnia. Przy bardzo wysokich przepływach w Wiśle osadzałoby się w dolnej partii zbiornika przegalińskiego rumowisko grubsze. Aby tego uniknąć, można doprowadzać do skutecznego przepłukiwania zbiornika, o ile w tym czasie zrezygnuje się z piętrzenia wody na stopniu. Wąskie koryto tczewskie stwarza korzystne warunki dla okresowego przepłukiwania zbiornika.

Po wybudowaniu stopnia w Białogórze oraz dalszych stopni kaskady Wisły dolnej, zamulanie zbiornika przegalińskiego będzie stopniowo maleć. Równocześnie może wzrosnąć tendencja do przemieszczania rumowiska w obrębie zbiornika. Może wtedy nastąpić pogłębienie w końcu cofki zbiornika przegalińskiego, oraz spłylenia w partii środkowej. W ujściu Wisły powstaną w tym okresie warunki dalszego pogłębiania koryta. Tczewskie koryto regulacyjne, posiadające szerokość 250 m, powoduje znaczniejsze prędkości wody niż na odcinku wyżej leżącym, uregulowanym na szerokość 375 m. W tych warunkach powstaje łatwość tworzenia się kry i śryżu. Wędrują one z wodą Wisły tczewskiej, o znacznej głębokości, do spływających się przekrojów Wisły ujściowej i w rynnach ujściowych. Na Wiśle ujściowej spadek lustra wody bywa bardzo mały. W tych warunkach, szczególnie przy działaniu silnych wiatrów z kierunków północnych, zachodzi bardzo forsowne tworzenie się „zabitek lodowej” pod istniejącą pokrywą lodową z podpływającej pod nią kry i śryżu, oraz znaczne wypiętrzenia lodowe, składające się ze zwalów kry i śryżu. Powyższe działanie Wisły potęguje silny północny wiatr, który przy podwyższonym stanie wody może napędzić na mierzeję i wepchnąć do koryta Wisły ogromne ilości morskiej kry lodowej z zatoki. Wybudowanie stopnia w Przegalinie powinno tę sytuację radykalnie zmienić. W zbiorniku zmniejszy się erozja denną z odcinka tczewskiego Wisły oraz osadzi się część rumowiska. Istnienie zbiornika ułatwi wytwarzanie się pokrywy lodowej, co wpłynie na zmniejszenie ilości kry i śryżu. Mniejsza ilość tych materiałów będzie przyplwąć do przekroju stopnia niż obecnie przyplwają do tego samego przekroju, oraz zdążać do morza po przejściu przez turbiny. Powyższe musi powodować zwiększenie głębokości w ujściu i w rynnach ujściowych Wisły. Lecz to właśnie stanowi ów, tak bardzo pożądaną z punktu widzenia wzrostu bezpieczeństwa powodziowego na Żuławach, rezultat równoczesnego zwiększenia głębokości na odpływie Wisły, w połączeniu ze zmniejszeniem ilości dopływających zlodzień. Wydaje się w warunkach powstania tych pomyślnych okoliczności dla odprowadzania wód i lodów, że w godzinach pracy silowni oraz przy ewentualnej akcji lodolamaczy morskich posiadamy zapewnić odpływ dla lodów spływających z góry. Czy tylko w obrębie zbiornika nie spowoduje się tak samo niepoemyślnych skutków dla spływu lodów, jakie istnieją obecnie w ujściu do morza? Warunki dla tworzenia się zatorów lodowych na zbiorniku przegalińskim będą różne od tych, które je dziś powodują w ujściu Wisły. Po pierwsze, mniej będzie lodów w końcu cofki zbiornika niż obecnie w ujściu Wisły. Nadto muszą one posiadać tendencję posuwania się w kierunku stopnia, z powodu ciągłego dopływu wody i codziennej pracy silowni. Niemal również znaczenie przypisywać tu należy możliwości wykorzystania lodolamaczy, które będą mieć zapewniony dostęp od strony stopnia do górnej części zbiornika. W przypadku powstania maksymalnego zagrożenia na stanowisku dolnym lub górnym, mamy do dyspozycji, jako bardzo silny środek dla likwidacji zatoru, wypuszczenie ze zbiornika wysokiej, choćby niezbyt długotrwałej fali z rezerwy zatorowej.

Na podstawie tych wywodów możemy sformułować następujące wnioski, dotyczące działania stopnia przegalińskiego na stosunki w ujściu Wisły:

- stopień kanalizacyjny w Przegalinie sprzyja wytworzeniu i utrzymaniu w ujściu Wisły znacznych głębokości;
- zmniejsza on znacznie erozję na odcinku tczewskim;
- powoduje uszczelnienie dna i brzegów Wisły, zwłaszcza w dolnej partii zbiornika, tj. poniżej Tczewa;
- zmniejsza ilość zlodzień prowadzonych z Wisły do morza, daje pewną możliwość sterowania przebiegiem zjawisk lodowych na Wiśle tczewskiej i w ujściu Wisły; z tego powodu stanowi ważny element walki o uniknięcie zatorów lodowych w ujściu Wisły i powodzi zatorowych;
- w przeciwieństwie do koncepcji dotąd wysuwanej, koncepcja kanalizacji Wisły na przymorskim odcinku ujawnia jej kompleksowość, przy czym efekty produkcyjne pojawiają się niepozwłocznie po wybudowaniu stopnia; w miarę dalszej zabudowy Wisły wzrastają efekty stopnia przymorskiego.



Rys. 2.

W sprawie głównych wad stopnia w Przegalinie

Do podstawowych wad stopnia w Przegalinie należy zaliczyć zamulanie zbiornika. Łatwo by się tego uniknęło, gdyby kanalizacja Wisły (wysokimi stopniami) była realizowana poczynając od górnego biegu stopniowo w dół — jak wskazuje prof. Dębski. Jeżeliby jednak szczególnie wielkie zainteresowanie terenów żuławskich w realizacji kaskady najpierw na odcinku przymorskim, a następnie na dolnej Wiśle zwyciężyło, to z koniecznością pewnych zabiegów, np. bagrowań na terenie czaszy zbiornika, należy się liczyć. W miarę budowy dalszych stopni kaskady dolnej Wisły zamulanie zbiornika przegalińskiego będzie malało. Wykształcenie zbiorników inundacyjnych położonych na Wiśle dolnej i środkowej oraz regulacja drobnych cieków wzdłuż biegu Wisły będzie sprzyjać zmniejszeniu ilości osadów w zbiorniku przymorskim.

Całkowitą pojemność zbiornika przegalińskiego można oceniać na 165 miln. m³, a przeciętną roczną ilość osadów z Wisły ocenia się na 2 miln. m³. Należy podkreślić, że wskutek znacznego ograniczenia erozji na Wiśle tczewskiej, w wyniku objęcia tego odcinka spiętrzeniem stopnia przegalińskiego ogólna ilość erozji na Wiśle dość znacznie zmaleje. Ilość rumowiska, które „przeskoczy” przez stopień w Przegalinie częściowo przynajmniej jest od nas zależna (przepuszczanie kulminacji wzebrań do morza bez spiętrzenia). Groźba osadzania się rumowiska grubszego (w rejonie Małej Stońcy) — ani w początkowych latach eksploatacji, ani dla przypadku budowy niezwłocznej następnych stopni kaskady dolnej Wisły — nie wydaje się niebezpieczna. Gdyby w rozbudowie kaskady dolnej Wisły powstały dłuższe trwające przerwy, należałoby stosować przepłukiwanie w czasie wielkich wód. Koryto tczewskie, jako posiadające dużą zdolność erozyjną, doskonale się do tego celu nadaje. Uwzględniając w szczególności możliwość dokonywania robót bagrowniczych, groźbę zamulania zbiornika przegalińskiego można uznać za łatwą do opanowania.

Przewaga walorów technicznych, którą rozporządza stopień w Przegalinie nad innymi alternatywami w wariantcie kanalizacyjnym, została uzyskana w wyniku zbliżenia go do ujścia Wisły i wysokiego stosunkowo wypiętrzenia normalnego lustra wody. Wypiętrzenie może pociągać za sobą groźbę powodzi awaryjnych. Celem zlikwidowania tego niebezpieczeństwa, zaporą, a szczególnie obwałowanie podłużne na zbiorniku, powinny być zbudowane w taki sposób, aby wykluczały w ogóle możliwość nagłego zaistnienia katastrofy, oraz powinny przedstawiać wyjątkowo wielką gwarancję przeciawaryjną. Warunki takie można uzyskać na drodze znacznego powiększenia przekroju poprzecznego obwałowań podłużnych zbiornika i dodatkowego, przeciwoerozyjnego wzmocnienia, oraz zainstalowania odpowied-

nich urządzeń bezpieczeństwa, które w czasie wywiązywania się awarii mogłyby doprowadzić do likwidacji piętrzenia awaryjnego. Współczesna technika tę trudność niewątpliwie potrafi rozwiązać. Koryto ujściowe Wisły przedstawia bardzo znaczne możliwości szybkiego odprowadzania dużych ilości wody; zarówno z uwagi na szerokość regulacyjną i znaczną normalną głębokość wody w korycie, która powstanie po wybudowaniu stopnia, jak i z uwagi na odporność budowli brzegowych.

Względy ekonomiczne będą oczywiście decydować o wielkości wypiętrzenia wody, a więc też o rozmiarach środków zabezpieczających. Obniżenie np. poziomu normalnego piętrzenia o 2 m czyni zbędnymi większość kosztownych urządzeń zabezpieczających i ogromnie zmniejsza koszty budowy stopnia. Równocześnie jednak pomniejszają się walory stopnia — zwłaszcza energetycznego. Usytuowanie, zwłaszcza z powodów związanych z piętrzeniem w obrębie Żuław, powoduje zwiększenie kosztów. Wydaje się, że usytuowanie stopnia przymorskiego (przegalińskiego) jest szczególnie ważnym czynnikiem skuteczności jego działania. Najwłaściwszy przekrój rzeki dla zainstalowania stopnia, oraz najwyższy poziom normalnego i maksymalnego piętrzenia, można będzie wybrać dopiero na podstawie opracowanego projektu wstępnego.

Wypada tu podkreślić, iż z uwagi na bardzo dużą urodzajność gruntów, oraz konieczność zapewnienia wałom bocznym, jako zaporowym (w dolnej partii zbiornika), bardzo dużego stopnia bezpieczeństwa przeciawaryjnego, należy się liczyć z dość znaczną szerokością korony tych wałów, oraz z bardzo łagodnym pochyleniem skarpy odwodiernej. Pozwoli to na pełne wykorzystanie gospodarcze terenu zajętego pod budowę obwałowań dla uprawy kultur rolniczych lub ogrodniczych.

Ekonomia stopnia w Przegalinie

Obliczenie ekonomiczne stopnia przeprowadzono w formie wyliczenia długotrwałości okresu akumulacji, tj. okresu, w ciągu którego koszty stopnia zrównoważą się z wpływami z niego uzyskiwanymi.

Całkowity koszt wszystkich obiektów stopnia: siłowni, jazu, śluzy, zapory, rozbudowy obwałowań bocznych i ubezpieczeń, oraz robót różnych wyszacowano na 1300 miln. zł. Koszt wariantu konkurencyjnego wyceniono na 200 miln. zł. Obejmuje on przedłużenie kierownicy brzegowych, wzmocnienie wałów wiślanych, konieczne z uwagi na likwidację niebezpiecznej filtracji pod wałami, szczególnie w miejscach wybojów powstałych w czasie dawniejszych katastrof wałowych, a nadto wydatek inwestycyjny stanowiący równoważnik dla kosztów robót bagrowniczych. W kosztach niniejszych nie uwzględniono pozycji, którą stanowią koszty utrzymania i odbudowy zagrożonych na odcinku tczewskim budowli regulacyjnych.

Przyjęto, że jedynym czynnikiem produkcyjnym jest produkcja energetyczna stopnia, przy czym koszty siłowni wodnej obciążone są kosztami wszystkich obiektów stopnia. Porównywalna z wodną siłownią cieplną obciążona jest tylko kosztem inwestycji własnej. Koszty eksploatacyjne siłowni cieplnej obliczono dla ceny za węgiel energetyczny 335 zł/tonę, bez doliczania kosztów transportu i innych kosztów węgla. Normy jednostkowe przyjęte w obliczeniu bazują na analogicznych opracowaniach „Hydroprojektu” oraz na pracach Gubina i Morozowa.

Ustalono: koszt siłowni wodnej	576 miln. zł
„ obiektów związanych	724 „ „
razem	1300 miln. zł

koszt eksploat. siłowni (rocznie):

amortyzacja siłowni	20 miln. zł
amortyzacja obiekt. związanych	18 „ „
załoga	1,73 „ „
mater. pomocn.	0,555 „ „
razem	40,585 miln. zł

Ustalono: koszt ekwiwal. siłowni cieplnej	227 miln. zł
„ eksploat. siłowni (rocznie):	
amortyz. siłowni	14,75 miln. zł
załoga	5,11 „ „
administr.	1,53 „ „
węgiel	149,00 „ „
mater. pomocn.	29,80 „ „
razem	200,19 miln. zł

$$\text{Okres akumulacji: } \frac{1300 - 227}{200,19 - 40,585} = 6,7 \text{ lat}$$

Jeżeli od sumy nakładów inwestycyjnych odjąć 200 miln. zł, równoważnych kosztom obiektów pozaenergetycznych, to okres akumulacji skróci się do 5,1 lat.

Istniejące obecnie w naturze rozwiązanie Wisły w obrębie delty „wykroczyło” poza ramy zabudowy zakreszonej i przewidzianej pierwotnym projektem generalnym. Świadczy o tym m. in. odcięcie Nogatu od przepływu wielkich wód, które znajduje się w sprzeczności ze zwięzieniem regulacyjnego koryta Wisły tczewskiej. Taki rozwój zagadnienia był konieczny z uwagi na skrócenie ujściowego biegu Wisły prawie o 25 km; przyniósł on jednak tylko połowiczne rezultaty. Dla podtrzymania skuteczności działania urządzeń zainwestowanych, głównie z myślą o zwiększeniu bezpieczeństwa powodziowego Żuław, ciągle trzeba uciekać się do żmudnych, kosztownych, a w skutkach niewystarczających prac, zwłaszcza celem opanowania nadmiernej filtracji pod wałami, groźby zatorów lodowych (szczególnie w ujściu Wisły), utrzymania zagrożonego istnienia budowli regulacyjnych odcinka tczewskiego.

Rozwiązanie tych zagadnień jest konieczne i pilne. Możliwe jest ono, bodaj jedynie, w oparciu o koncepcję kanalizacji przymorskiego odcinka Wisły. Koncepcja ta powinna wejść do programu inwestycji polskiej gospodarki wodnej i znaleźć się tam powinna obok inwestycji pierwszoplanowych, z uwagi na znaczenie gospodarcze i pilność realizacji. Stopień wodny w Przegalinie posiada znaczenie kompleksowe i zaspokaja liczne i ważne potrzeby terenowe i resortowe. Zabezpiecza on mianowicie od powodzi tereny położone w delcie Wisły; daje dużą i cenną produkcję energetyczną; sprzyja rozwojowi żeglugi morskiej w ujściu Wisły, a rzecznej na dolnej Wiśle, oraz może służyć dla budowania drogi wodnej typu morskiego, celem połączenia Elbląga z morzem przez ujście Wisły i z Gdańskiem; jest korzystny dla poboru wody pitnej i przemysłowej; utrzuca i zabezpiecza istniejące, ale coraz bardziej zagrożone budowle regulacyjne Wisły tczewskiej. Orientacyjne obliczenie efektów energetycznych oraz nakładów inwestycyjnych i kosztów eksploatacyjnych wskazuje na wysoką rentowność stopnia przymorskiego, usytuowanego w Przegalinie. Akumulacja nakładów inwestycyjnych, wydatkowanych na budowę wszystkich obiektów stopnia następuje w wyniku produkcji samej tylko energii elektrycznej w ciągu ok. 7 lat. Akumulacja nakładów inwestycyjnych siłowni wodnej i obiektów obciążających tylko energetykę (ok. 85% wszystkich nakładów inwestycyjnych) następuje w ciągu ok. 5 lat.

W związku z wysuniętą koncepcją, należy przeprowadzić studia obejmujące od strony naukowej zagadnienia z nią związane, badania na modelach, opracowanie projektu wstępnego. Należy przeprowadzić kontrolę też programu gospodarki wodnej, dotyczących inwestycji projektowanych w dorzeczu Wisły, z punktu widzenia potrzeb zabezpieczenia powodziowego Żuław.

* * *

Wykorzystanie przez gospodarkę narodową efektów produkcyjnych stopnia przymorskiego, może ją tylko pobudzić do dalszych inwestycji w dziedzinie gospodarki wodnej. Nawet mniej rentowne inwestycje zbiornikowe w górnym biegu Wisły, przez wybudowanie stopnia na dolnej Wiśle, zwiększą swoją atrakcyjność. Koncepcja kanalizacyjna Wisły przymorskiej nie usiłuje wcale podważać konieczności pilnej realizacji programu wodnego w obszarze górnej i środkowej Wisły; chodzi jedynie o stworzenie dla obiektów budowanych na górnej Wiśle warunków owocnego oddziaływania w ujściu. Z uwagi na prędkie narastanie stożka, a stąd z uwagi na bezpieczeństwo powodziowe na Żuławach, łączy się to z realizacją stopnia przymorskiego. Oczywiście warunki budowy stopni w górach są inne niż np. w Przegalinie, lecz nie mniej trudne. Możnaaby zaryzykować twierdzenie, że stopień w Przegalinie pod wieloma względami nastęca mniej trudności od pozostałych stopni na Wiśle. Nie ma też problemu realizatorów; braki byłyby w sprzecz. Dla potrzeb dolnej Wisły, w skali przedstawionej w niniejszym opracowaniu, należałoby przewidzieć 5—6 refulerów o dużej wydajności, które można uzyskać w drodze importu. Ogromną większość potrzebnego sprzętu budowlanego produkujemy albo importujemy, w ramach ustalonych stosunków handlowych.

PROF. DR INŻ. KAZIMIERZ DĘBSKI

Gdzie leży bezpieczeństwo m. Gdańska i delty Wisły

(w odpowiedzi mgr inż. F. Cieciorze)

W dwóch artykułach¹⁾ poświęconych zagadnieniom bezpieczeństwa Gdańska i delty Wisły starałem się uzasadnić, że żadne środki doraźne stosowane w ujściu Wisły nie są zdolne odwrócić stale rosnącego zagrożenia powodziowego delty Wisły.

Przyczyną zagrożenia jest nieustanna i intensywna akumulacja aluwii w stożku ujściowym. Walczyć skutecznie z tym procesem geologicznym nie można inaczej, jak przez zapobieganie wszelkim postaciom denudacji w dorzeczu. W akcji zapobiegawczej następujące środki powinny być zastosowane:

- środki biologiczne, polegające na zadarnianiu i zalesieniu nieużytków, pochyłości terenowych i brzegów rzek;
- środki agrotechniczne, polegające na stosowaniu takich sposobów uprawy roli i pielęgnowaniu takich rodzajów roślin, które utrudniają spływ powierzchniowy, a ułatwiają wsiąkanie i powiększają zdolność retencyjną gruntów;
- środki techniczne, polegające przede wszystkim na obudowie potoków górskich i regulacji rzek, ponadto na zakładaniu stawów i większych zbiorników wodnych, zatrzymujących rumowisko, wreszcie na kanalizacji Wisły, postępującej systematycznie od góry ku dołowi rzeki.

Zagadnieniem skutecznej ochrony Żuław od powodzi zajął się w swym artykule mgr inż. E. Cieciora. Z rozważań tego Autora i naszych własnych wyprowadzamy następujące zgodne wnioski:

- groźba powodzi na Żuławach, spowodowanej przez akumulację aluwii w stożku ujściowym Wisły, jest groźbą realną;
- groźbie tej trzeba doraźnie przeciwdziałać w ujściu Wisły za pomocą środków takich, jak roboty pogłębiarskie, budowa kierownic, wzmacnianie i uszczelnianie wałów itp.;
- radykalnym sposobem odwrócenia niebezpieczeństwa może być wybudowanie kaskady Wisły.

Dalsze wnioski mgr inż. Cieciora nie pokrywają się z naszymi. Mgr inż. Cieciora uważa środki zapobiegawcze przede mnie proponowane za „żmudne i kosztowne“, a dla ujścia Wisły „mało skuteczne lub zgoła obojętne“.

Zdaniem mojego Szanownego Oponenta, w ujściu Wisły, w okolicy Przegaliny, powinien być zbudowany stopień piętrzący, w którego cofce mogłoby się osadzać rumowisko Wisły doprowadzane z góry, a spad na stopniu o wysokości 7,5 m dawałby możliwość zbudowania siłowni o mocy instalowanej 144 MW. W ten sposób powstrzymany by miał być proces akumulacji rumowiska w stożku ujściowym Wisły, a zarazem wykorzystana by być mogła energia ujściowego odcinka Wisły.

Wobec tej rozbieżności poglądów, potrzebne jest wyjaśnienie spraw wątpliwych w dyskusji szczegółowej. Rozpatrzmy kolejno następujące kwestie dyskusyjne:

- procesy denudacyjne w zlewni Wisły,
- akumulację aluwii w stożku ujściowym,
- erozję brzegów i dopływów Wisły,
- warunki akumulacji aluwii w cofce stopnia piętrzącego,
- sposoby przeciwdziałania akumulacji aluwii i zatorom,
- kolejność robót zapobiegawczych.

Procesy denudacyjne w dorzeczu Wisły

Denudacja jest potężnym czynnikiem geologicznym. O natężeniu procesów denudacyjnych w dorzeczu Wisły świadczą wyniki pomiarów unosin przepływających wraz z wodą Wisły przez profile hydrometryczne w Szczucinie, w Sandomierzu, w Puławach, w Warszawie, we Włocławku, w Toruniu i w Tczewie w latach 1938/39 i w tych samych profilach w latach 1949/51. W tabl. I podano wyniki pomiarów wykonanych w pierwszym i drugim okresie w środkowym i dolnym biegu Wisły.

Nie ulega wątpliwości, że większe dopływy Wisły środkowej: Kamienna, Ilżanka, Pilica, Radomka z lewej strony, a Wyżnica, Wieprz, Wilga, Świder z prawej strony, nie licząc dużej ilości drobnych dopływów płynących do Wisły z dużym spadkiem (np. potok Grodas w Kazimierzu nad Wisłą), doprowadzają do Wisły dużą ilość okruchów skalnych, dodając je do masy rumowiska transportowanego z górnej zlewni.

Wzdłuż biegu Wisły środkowej i dolnej nie tylko nie ujawnia się udział dopływów w ogólnej masie transportu, ale nawet daje się zauważyć pewien ubytek masy transportowanej w środkowym i dolnym biegu Wisły. Według wyników pomiarów z lat 1938/39 ubytek unosin zaznacza się wyraźnie w całym dolnym biegu Wisły, zaczynając już od Warszawy. Pomiary z lat 1949/51 dowodzą istnienia wielkiej akumulacji aluwii w środkowej Wisłę, między Puławami a Warszawą. Wynikałoby z tego, że masa akumulowana nie rozdziela się równomiernie wzdłuż biegu rzeki, ale skupia się na tych odcinkach, na których istnieją szczególnie korzystne warunki osadzania rumowiska i kolmatacji terenów nadrzecznych. Ponieważ warunki te mogą być w różnych latach inne, dlatego takie miejsca wzmożonej akumulacji mogą się zmieniać.

Z obliczeń wykonanych przez mgr inż. J. Skibińskiego w Biurze Studiów Komitetu Gospodarki Wodnej PAN (w oparciu o mapę erozji powierzchniowej opracowaną przez doc. dr A. Renigera) wynika, że w dorzeczu Wisły, w granicach Polski ulega corocznie denudacji 5 225 000 ton okruchów mineralnych. Odpowiada to denudacji jednostkowej, przeciętnej, rzędu 30,1 t/km², tj. przeszło 20 m³ na rok i 1 km² powierzchni zlewni.

Część poruszanej masy mineralnej zatrzymuje się na obszarze zlewni, część tworzy osady w łożysku Wisły. Do ujścia rzeki dochodzi 40% masy poruszanej w dorzeczu.

Na podstawie bardziej szczegółowych obliczeń mgr inż. S. Czernika i naszych własnych przyjęto, że średni roczny dopływ aluwii wiślanych do stożka ujściowego Wisły wynosi obecnie ok. 2 miln. m³ w roku. W ciągu 113 lat od 1840 r. do 1953 r. w stożku ujściowym legło 207 miln. m³ osadów. Odpowiadałoby to średniej rocznej akumulacji 1 830 000 m³.

Akumulacja w stożku ujściowym

Przyrost objętości masy aluwialnej stożka ujściowego Wisły powoduje bezustanne rozrastanie i przekształcanie delty wiślanej. W okresie historycznym spłycone zostały dawne ramiona Nogat i Wisły Elbląskiej, otwarte zostało natomiast ramię zachodnie nazwane Wisłą Gdańską. Ramię to uległo skróceniu w 1840 r., wskutek zatorowego spiętrzenia wód wiosennych i przerwania wydmy pod Górkami. W 1895 r. gdańskie ramię Wisły zostało wyeliminowane przez wykonanie przekopu pasa wydmy pod Świbnem i Rożankowem i skierowanie Wisły przekopem wprost do morza. Przekop mógł ułatwić odpływ wód Wisły w ciągu pierwszych kilkudziesięciu lat, nie zapobiegł jednak akumulacji aluwii w nowym ujściu Wisły, natomiast znacznie ją ułatwił. Od czasu wykonania nowego ujścia objętość masy akumulowanej w morzu, naprzeciw ujścia, corocznie się powiększa. Utworzyła się w tym miejscu mierzeja, której wymiary z roku na rok wzrastają. W perspektywie najbliższych 50 lat ilość nowych osadów wyniesie ok. 100 miln. m³. Jeżeli przyjąć, że głębokość morza w tym miejscu wynosi średnio 4 m, a podstawa usypianych osad

TABLICA I. Ilość unosin w Wiśle

Km	Przekrój	Zlewnia km ²	Ilość unosin w tys. ton w roku		t/km ² (średnio)
			1938/39	średnia 1949/51	
447	Puławy	57 303	1709	1613	29,0
514	Warszawa	85 176	1901	1167	18,0
679	Włocławek	171 250	1866	—	10,9
739	Toruń	179 990	1795	1655	9,6
908	Tczew	193 170	1499	1866	8,7

¹⁾ Dębski K. — Zagadnienia bezpieczeństwa m. Gdańska i delty Wisły. Gospodarka Wodna nr 10/54 i nr 3/55.

dów uformuje się w kształcie półkola, wtedy wielkość promienia obliczyć można z równania:

$$\frac{r^2 \cdot \pi}{2} \cdot 4 = 100 \cdot 10^6$$

Stąd wynika $r = 4000$ m. Do utrzymania swobodnego ujścia Wisły potrzebne będzie wydłużanie obustronnych kierownic corocznie ok. 80 m naprzód, w kierunku morza.

Powstanie stożka ujściowego i rozrastanie delty jest przejawem procesu geologicznego, nie dającego się powstrzymać ani odwrócić. Całkowite wyeliminowanie tego procesu przerasta możliwości ludzkie. Jednakże środkami, którymi rozporządza technika, można natężenie tego procesu poważnie ograniczyć. Przez odpowiednie uporządkowanie dorzecza oraz przez załadowanie koryt rzecznych można zmniejszyć ilość masy aluwialnej, wprawianej corocznie w ruch na obszarze zlewni i w korytach rzek. W konsekwencji ilość materiału aluwialnego, zasilającego stożek ujściowy Wisły, może być znacznie zredukowana. Pożądana ewolucja, idąca w tym kierunku, już się rozpoczęła.

Jeszcze niedawno ilość rumowiska rzeczno osadzonego w delcie Wisły pochodziła z całego jej dorzecza, liczącego wraz z deltą 197 777 km² powierzchni. Po zamknięciu Nogatu, Wisły Elbląskiej i Wisły Martwej rumowisko zasilające stożek utworzony w nowym ujściu Wisły pochodziło z powierzchni liczącej już tylko 193 911 km². Przez zbudowanie zapór dolinowych na Sole w Porąbce, na Dunajcu w Rożnowie i w Czchowie, oraz na Brynicy w Kozłowej Górze, wyłączono rumowisko z obszaru denudacji o powierzchni 6 620 km². W ten sposób obszar, z którego zasilany był dawniej stożek ujściowy Wisły, zmniejszony został do powierzchni 187 291 km². Po zbudowaniu zapory i zbiornika na Wiśle w Goczałkowicach obszar zasilający stożek ujściowy Wisły zmniejszył się znowu o 739 km² i wynosi obecnie 186 552 km². Stopień wybudowany na Wiśle w Przewoźniku zamyka zlewnię o powierzchni 8 250 km². Można przyjąć, że stopień ten spowoduje zatrzymanie co najmniej 20% rumowiska prowadzonego z góry. Byłoby to równoznaczne z wyłączeniem znowu ok. 1650 km² górnej zlewni z obszaru zasilającego stożek ujściowy. Efektywna powierzchnia obszaru zasilania stożka została w ten sposób znacznie zredukowana. Powierzchnia ta wynosi dzisiaj mniej więcej 185 000 km². Masa rumowiska prowadzonego z górnego biegu w dół Wisły uległa przez to zmniejszeniu, którego stopień oceniony być może co najmniej na 7% od pierwotnej wielkości masy transportowanej w ujściu Wisły.

Każdy następny zbiornik, zbudowany w górnej zlewni, produkującej stosunkowo najwięcej rumowiska i każdy stopień piętrzący, zbudowany w łóżykach rzek dopływów Wisły i samej Wisły, automatycznie redukuje ilość dalej transportowanego rumowiska. Ponieważ w zbiornikach i w cofce stopni piętrzących zatrzymują się przede wszystkim frakcje grubsze, przeto przeciętna grubość rumowiska poniżej zbiorników i stopni piętrzących staje się mniejsza.

Erozja brzegów i dopływów Wisły

Ogromną ilość rumowiska zrzucają do koryta Wisły jej drobne dopływy wpadające w środkowym i dolnym biegu. W środkowym

wym biegu przyjmuje Wisła ogółem 31 dopływów, z których 12 ma dorzecze o powierzchni 33 do 200 km², 13 ma dorzecze o powierzchni 201 do 1000 km², 6 ma dorzecza większe od 1000 km². Oprócz tych większych dopływów wpadają do Wisły bezpośrednio wody spływające z przyległych pasów zlewni, których szerokość średnia wynosi po 3,3 km z każdej strony. Powierzchnia tej obustronnej zlewni wynosi 1750 km².

Poniżej ujścia Bugu na odcinku biegu Wisły od Modlina do Torunia, od strony prawego, wysokiego brzegu, wpada do Wisły 15 dopływów, z tych 11 o dorzeczu liczącym 30 do 200 km², 2 o dorzeczu większym od 200 km², 2 o dorzeczu większym od 1000 km². Oprócz tych większych dopływów wpadają do Wisły na tym odcinku wody spływające bezpośrednio z przyległego terenu. Średnia szerokość pasa spływu powierzchniowego wynosi tu 2,7 km. Jego powierzchnia całkowita wynosi 1076 km². Ponieważ brzeg prawy jest wzniesiony do 20 i więcej metrów nad poziomem Wisły, przeto spadki cieków, które na tym odcinku wpadają do Wisły, są duże.

Wszystkie te drobne ciek i większe dopływy doprowadzają do Wisły rumowisko, pochodzące ze zmywów powierzchniowych i erozji koryt. Ilość rumowiska jest duża, albowiem uziarnienie jego jest drobne, a spadki dna cieków przy ujściu do Wisły znaczne. Załączone dwa zdjęcia dają pojęcie o charakterze tych zjawisk erozyjnych (rys. 1 i 2).

Stożków takich jak na rys. 2 można znaleźć wiele na dopływach Wisły oraz w ujściach małych dopływów. Wszystkie one pomnażają swoim rumowiskiem masę aluwii zgromadzonych i transportowanych w łóżyku Wisły. Ażeby temu zapobiec, trzeba większe dopływy uregulować, a mniejsze ciek obudować, stawiając na nich przegrody rumowiskowe, umacniając brzegi i budując progi. Jeszcze mniejsze ciek i debry trzeba zalesić i przegradzać płotkami.

Gdziekolwiek powstają stożki napływowe, należy zbadać, skąd pochodzi rumowisko i przez stosowną obudowę obszarów denudacji nie dopuszczać do dalszych zmywów i erozji. Gdyby tę akcję przeprowadzono, obszar zasilania stożka ujściowego Wisły zmniejszyłby się znowu o jakieś 15 000 km², zatem wynosiłby od tego czasu nie więcej jak 170 000 km². Ilość rumowiska zasilającego stożek Wisły zmalałaby znowu o kilka procent.

Czy roboty ubezpieczające, o których tutaj mowa, są trudne, długotrwałe albo kosztowne? Na pewno nie. Dawać mogą natomiast efekt natychmiastowy, nie tylko w postaci poważnego odciążenia Wisły od dużej ilości rumowiska. W wielu przypadkach mogą przynosić natychmiastowe i bezpośrednie korzyści ekonomiczne, polegające na zwiększeniu dochodowości gruntów.

Akumulacja aluwii powyżej stopni piętrzących w korycie Wisły

Obliczenie ilości rumowiska, która może osadzić się powyżej stopni piętrzących zbudowanych na Wiśle, wykonano dla stopni projektowanych w Warszawie i we Włocławku. Wyniki obliczeń przeprowadzonych w związku z projektem budowy jazu na Wiśle w Warszawie pod Bielanami opublikowane były²⁾ w przedwójnym zeszycie „Gospodarki Wodnej“.

Według ówczesnych obliczeń masa transportu w profilu Warszawy może wynosić kilka milionów ton wleczyn i unosin. Z ma-



Rys. 1. Bogoryja, powiat Sandomierz. Rozmywy w okresie splotu wód wiosennych. Dolina małego ciek u wśród sienie sfalowanych terenów lessowych. Kwiecień 1952 r. Fot. A. Reniger.



Rys. 2. Tworzenie się stożka napływowego z rumowiska osadzonego w ujściu małego dopływu Sanu. Lipiec 1950. Fot. A. Reniger.

²⁾ Dębicki K. — O transporcie i osadzeniu aluwii w korycie Wisły. „Gospodarka Wodna” nr 2/39.

sy tej mogłoby ulec zatrzymaniu w cofce jazu około 116 000 ton wleczyn i 1 290 000 ton unosin, co odpowiada objętości 66 tys. m³ piasku i 955 tys. m³ namułu, razem 1021 tys. m³ corocznej przeciętnej akumulacji osadów. Stosownie do wyniku tych obliczeń, osady gromadziły się na odcinku cofki o długości około 24 km. Największa grubość złoża wypadłaby w odległości 18 do 24 km od jazu, gdzie średnio roczne podniesienie dna wyniosłoby około 22 cm.

Analogiczne obliczenie wykonano w 1955 r. w ramach prac nad przygotowaniem podstaw hydrologicznych do projektu stopnia piętrzącego na Wiśle powyżej Włocławka³⁾. Objętość rumowiska unoszonego w przepływie roku przeciętnego w profilu wodowskazowym w Płocku określono na 2 506 268 m³. W masie tej dominuje materiał o frakcjach od 0,2 do 0,002 mm; największą część materiału stanowią frakcje od 0,1 do 0,05 mm (24,5%) oraz frakcje od 0,05 do 0,02 mm (20,4%). Materiał unoszony, większy od 0,2 mm stanowi zaledwie 4% całości. Z przeprowadzonych wyliczeń wynika, że frakcje najgrubsze osiadać będą na odcinku cofki przy przepływach mniejszych od 2100 m³/s, natomiast frakcje najdrobniejsze, mniejsze od 0,002 mm, w ogóle nie będą strącane. Objętość unosin, które według wyników obliczeń mgra inż. Czernika zatrzymywać się będą w cofce stopnia piętrzącego, wynosić będzie 291 146 m³ w roku o przepływie przeciętnym. Masa zatrzymana stanowić będzie około 11,6% całkowitej masy unosin, przechodzących przez przekrój wodowskazu w Płocku.

Z dalszych obliczeń wynika, że całkowita ilość wleczyn przechodzących przez Płock w roku przeciętnym wynosić może 24 954 m³, co w porównaniu z masą unosin stanowi około 0,97%. Przeciętna grubość wleczyn jest równa 0,43 mm. Materiał ten w całości zatrzyma się w cofce piętrzenia. W sumie, całkowitą masę transportowanego rumowiska ocenił mgr inż. Czernik na 2 531 244 m³, przyjmując, że z masy tej 316 100 m³ tj. 12,5% ogólnej ilości materiału zatrzyma się na odcinku cofki.

W obliczeniu przyjęto, że stopień piętrzący stanie w kilometrze 674,85 biegu Wisły; cofka piętrzenia ma sięgać aż do kilometra 618,0 w górę od jazu. Powierzchnia zbiornika utworzonego przez stopień wynosić będzie 61,29 milionów m².

Średnia grubość warstwy osadu wyniosłaby w tych warunkach okragło 5 mm w roku przeciętnym. Największa ilość osadów gromadziłaby się w obrębie koryta rzeki na odcinku od km 650 do km 656, tj. w odległości 19 do 25 km od jazu. Grubość osadów na tym odcinku zwiększyłaby się corocznie średnio o 13 mm.

Jak widać, wyniki obliczeń wykonanych w różny sposób i w różnym czasie dla Warszawy i Płocka znacznie się różnią między sobą. Według obliczenia wykonanego dla stopnia warszawskiego, projektowanego w 1939 r., roczny przyrost osadów w cofce stopnia oceniono na 1 021 000 m³. Według obliczenia wykonanego w 1954 r. dla stopnia włocławskiego roczny przyrost osadów w cofce stopnia wynosiłby 316 000 m³. Jak zwykle w takich przypadkach, prawdy należałoby szukać pośrodku, a zatem gdzieś między 500 000 a 800 000 m³, powiedzmy średnio około 670 000 m³ w roku. Taki byłby rząd wielkości masy aluwialnej, która mogłaby być akumulowana corocznie w cofce stopnia piętrzących, zbudowanych na Wiśle dolnej.

Zalóżmy teraz, że w ujściowym odcinku Wisły zbudowano stopień piętrzący w Tczewie lub w Przegalinie. Nie ma podstaw do przypuszczenia, że warunki transportu i akumulacji rumowiska na tym odcinku będą inne niż w Płocku lub we Włocławku. Rozstaw wałów jest w obydwu przypadkach jednakowy, spadek podłużny zwierciadła wody prawie równy, a charakterystyczne objętości przepływu wody podobne. Również jakość i ilość rumowiska rzeczno, w jednym i drugim przypadku, nie może się wiele różnić. Jeżeli przyjąć, że średnie roczne natężenie akumulacji w stożku ujściowym wynosi 1 830 000 m³, a średnie roczne natężenie akumulacji w cofce stopnia pod Tczewem lub Przegalinem wynosiłoby 670 000 m³, wtedy ilość rumowiska zasilaającego corocznie stożek ujściowy, po zbudowaniu stopnia, wynosiłaby jeszcze ok. 1 160 000 m³, okragło 1 200 000 m³.

W konsekwencji efekt akumulacji aluwii w stożku ujściowym, który w obecnych warunkach nastąpić może już po 50 latach, po wybudowaniu stopnia we Włocławku lub Przegalinie nastąpiłby nieco później, a mianowicie po upływie około 75 do 85 lat. Efekt akumulacji aluwii w cofce stopnia w Przegalinie musiałby być podobny do tego, jaki został obliczony przez mgra inż. Czernika dla stopnia we Włocławku. Największa ilość osadów gromadziłaby się w odległości 19 do 25 km powyżej stopnia. Grubość

osadów zwiększyłaby się tam corocznie o 13 mm, przy natężeniu akumulacji wynoszącym 316 100 m³ w roku, względnie o 28 mm przy natężeniu akumulacji wynoszącym 670 000 m³ w roku. Przyjmijmy średnią z tych dwóch alternatyw na 20 mm w roku. Należałoby się liczyć z tym, że już po upływie około 50 lat od czasu wybudowania stopnia, dno rzeki w tym miejscu podniesie się na wysokość jednego metra ponad wysokość obecną przy niezmienionej, dalszej, takiej samej tendencji. Konsekwencją tego byłoby wzrastające z roku na rok zagrożenie wałów ochronnych.

Groźbie katastrofy przerwania z tego powodu wałów nie można by było inaczej zapobiec, jak przez budowanie kolejnych stopni piętrzących, coraz to wyżej, a więc po stopniu w Przegalinie dalszych stopni w okolicy Białogóry, Grudziądza, Solca itd. Stworzona by została w ten sposób sytuacja przymusowa wymagająca stałego i ogromnego wysiłku finansowego i technicznego. Nie trudno sobie wyobrazić, jakie byłyby następstwa przegrania tego swoistego wyścigu z widmem powodzi.

Regulacja Wisły

Głównym celem dotychczasowych projektów regulacji Wisły było zrobienie z niej dobrej drogi wodnej. Uchwała Prezydium Rządu z 1951 r. nałożyła na administrację dróg wodnych obowiązek utrzymania na Wiśle gwarantowanych głębokości tranzytowych. Temu więc celowi służą obecne prace regulacyjne wykonywane na Wiśle. Wykształceniu odpowiedniego przekroju wielkiej wody, jak również utrzymaniu naturalnych brzegów rzeki w dobrym stanie, poświęca się znacznie mniej uwagi. Jednakże od tego, jaki jest przekrój wielkiej wody i w jakim stanie znajdują się naturalne brzegi, zależy ilość rumowiska w korycie. Podczas zebrań, a zwłaszcza podczas pochodu kry lodowej brzegi Wisły, przede wszystkim brzegi wysokie ulegają gwałtownej erozji bocznej. Pojęcie o stopniu zniszczenia dają dwa załączone zdjęcia (rys. 3 i 4).



Rys. 3. Wisła koło Puław. Działalność erozyjna lodu. Marzec 1949. Fot. A. Reniger.



Rys. 4. Wisła koło Puław. Erozja brzegowa. Marzec 1958. Fot. A. Reniger.

³⁾ W elaboracie pt. „Ruch rumowiska i zamulenie zbiornika”, stanowiącym część składową opracowania założeń do projektu stopnia piętrzącego na rzece Wiśle we Włocławku, sporządzonym we Włocławskim Oddziale „Hydroprojektu” pod kierunkiem mgra inż. Czernika, starano się o określenie natężenia transportu rumowiska wlecznego i unoszonego w rzece Wiśle we Włocławku oraz o wyjaśnienie, jaka część masy transportowanej zatrzymywać się będzie powyżej rzyskiego stopnia.

Wyrównanie i odpowiednie umocnienie pochyłości brzegowych przyczyni się niewątpliwie do zmniejszenia rozmiarów zniszczeń i do ograniczenia ilości ziemi straconej z brzegów do rzeki. Należy oczekiwać, że w konsekwencji robót regulacyjnych i ubezpieczających, przy szerokim stosowaniu umocnień biologicznych, nastąpi poważnie odciążenie Wisły od rumowiska unoszonego i wleczonego.

Regulacja Wisły na wodę średnią doprowadzi do znacznego zmniejszenia szerokości zwierciadła wody w rzece przy stanach średnich i niskich. W związku z tym, zmaleje powierzchnia wodna ulegająca w zimie zamarznięciu. Grubość pokrywy lodowej, która formować się może na rzece uregulowanej, musi być mniejsza od grubości lodu na rzece nie regulowanej, a zwłaszcza od grubości skorupy lodowej, pokrywającej rozlewiska, łachy i odgałęzienia o leniwym prądzie. Obecna szerokość Wisły w całym biegu, od ujścia Sanu do dawnej granicy rosyjskiej pod Nieszawą, ciągle jest jeszcze znacznie większa od szerokości, która jest dla rzeki potrzebna. Normalna szerokość trasy średniej wody powinna⁴⁾ wynosić w Chwałowicach 161 m, w Dęblinie 191 m, w Warszawie 243 m, w Modlinie 283 m, w Nieszawie 300 m.

Po skoncentrowaniu rzeki w jednym korycie, po wykonaniu budowli ograniczających obecne, zbyt szerokie koryto, wreszcie po załadowaniu wszystkich powierzchni wodnych, znajdujących się poza liniami regulacyjnymi, objętość masy lodowej, narastającej w łożysku Wisły w miesiącach zimowych, zmniejszy się. W tym więcej, im więcej zmniejszona zostanie powierzchnia wodna oraz tym więcej, im mniejsza okaże się średnia grubość pokrywy lodowej na rzece. Inż. B. Nejm an, autor elaboratu hydrologicznego do projektu stopnia piętrzącego na Wiśle pod Włocławkiem, podał obliczenie ilości kry lodowej, która przepłynęła Wisłą w km 675 na wiosnę 1947 r. Lody ruszyły dnia 22 marca około południa. Rano dnia 26.III. rzeka była wolna od lodów. Czas spływu kry wyniósł około 84 godzin. Średnią prędkość powierzchniową wody oceniono na 1.4 m/s, stąd długość drogi spływającej kry na 426 km. Powierzchnię wodną na odcinku Wisły o tej długości ocenił inż. Nejm an na 201 550 tysięcy m², objętość masy lodowej na 76 milionów m³. Po uregulowaniu Wisły środkowej i dolnej powierzchnia zwierciadła wody przy średnim stanie zmniejszy się do 95 miln. m², stosownie do obliczenia załączonego w tabl. II.

TABLICA II

Odcinek biegu Wisły	Długość km	Trasa średniej wody	
		szerokość m	powierzchnia tys. m ²
Górna Wisła	31	150	4 650
Chwałowice — Dęblin	108	161	17 400
Dęblin — Kłoda	39	191	7 450
Kłoda — Warszawa	82	228	18 700
Warszawa — Modlin	38	243	9 230
Modlin — Włocławek	127	292	37 100
razem	425		94 530

Przyjmując, że średnia grubość lodu wyniesie 36 cm, otrzymuje się objętość masy lodowej rzędu 34 miln. m³, tj. nieco mniej jak połowę tej objętości, którą obliczył inż. Nejm an dla warunków spływu kry w 1947 r. W obliczeniach tych nie uwzględniono spływu kry z dopływów Wisły. Należy się spodziewać, że po uregulowaniu dopływów ilość kry pochodzącej z dopływów zmniejszy się także w analogicznym stosunku.

Zatem uregulowanie Wisły w całym jej biegu środkowym i dolnym przyczyni się nie tylko do zmniejszenia ilości rumowiska transportowanego w korycie rzeki, ale także spowoduje bardzo znaczne złagodzenie przebiegu wiosennego ruszania i pochodu lodów. Zatory lodowe przestaną być tak groźne, jak są dotychczas.

Kolejność robót

Rozpatrzyliśmy w ten sposób, jakie są obecne warunki akumulacji aluwii na stożku ujściowym Wisły i jakie wytworzyłyby się warunki po uregulowaniu Wisły, po ograniczeniu erozji drobnych dopływów Wisły środkowej i dolnej, wreszcie po wybudowaniu zbiorników wodnych w większej ilości na dopływach Wisły. Rozważyliśmy także, jaki wpływ wywierają mogą stopnie piętrzące,

zbudowane w korycie Wisły na transportowane przez nią rumowisko. Marginesowo rozważyliśmy wpływ regulacji Wisły na likwidację groźby zatorów lodowych.

Wśród różnych rodzajów robót są te, które powinny być wykonane w dalszych częściach dorzecza Wisły, ale także i te, które powinny być wykonane na samej Wiśle i na obszarach przyległych bezpośrednio do Wisły.

Wydaje się, że korzyści płynące z uregulowania Wisły z obudowy jej brzegów i ujściowych odcinków dopływów Wisły, zwłaszcza tych najmniejszych o dużych spadkach, są bezsporne. Dlatego myśląc o bezpieczeństwie delty wiślanej, należy te właśnie roboty zaliczyć do inwestycji pierwszej kolejności.

Dokumentacja tych inwestycji może być przygotowana bez większej zwłoki, bo potrzebne są dla niej niewielkie tylko zdjęcia geodezyjne i stosunkowo łatwe projekty. Wykonane być mogą w ramach akcji melioracyjnej lub zalesieniowej, tak samo przez państwo, jak i w drodze czynu społecznego. Roboty te powinny być wykonane w pełnym zakresie bez względu na to, w jaki sposób i w jakich miejscach będą wykonane główne budowle hydrotechniczne, tj. zapory dolinowe dla zbiorników wodnych i stopnie piętrzące na Wiśle.

Zbiorniki wodne będą budowane dla celów gospodarczych i przeciwpowodziowych, niezależnie od tego, czy przyczynią się do zmniejszenia niebezpieczeństwa powodzi na dolnej Wiśle. Kolejnością budowy zbiorników nie będziemy się tu zajmować, ograniczymy się do stwierdzenia, że każdy zbiornik w jakimś stopniu przyczyni się do zatrzymania rumowiska, a zatem do zmniejszenia akumulacji aluwii w stożku ujściowym Wisły.

Pozostaje do omówienia kolejność budowy stopni piętrzących. Jest to węzłowy punkt dyskusji. W grę wchodzi tu trzy alternatywy:

- 1) Budowa kaskady Wisły w kolejności od góry ku dołowi rzeki, zaczynając od istniejącego już stopnia w Przewozie.
- 2) Budowa stopni piętrzących w Warszawie i we Włocławku, a następnie dopiero albo równocześnie kaskady na Wiśle górnej.
- 3) Budowa stopnia piętrzącego w ujściowym odcinku Wisły w Przelanie lub w Tczewie według propozycji mgra inż.

F. Cieciorzy.

Zastanówmy się nad każdą z wymienionych alternatyw.

Pierwsza z nich pokrywa się na okres najbliższych kilkudziesięciu lat z założeniami planu gospodarki wodnej, ustalonymi przez Komitet Gospodarki Wodnej Polskiej Akademii Nauk. Alternatywa ta zgadza się z podstawowymi tezami kompleksowego planu gospodarki wodnej⁵⁾.

W ramach planu sześcioletniego wykonano w ciągu ostatnich kilku lat szereg budowli, a w szczególności zbudowano już przez Wisłę i siłownię wodną w Przewozie poniżej Krakowa, wykonano przewód syfonowy kolektora kanalizacji miejskiej Krakowa, zbudowano zapórę ziemną i zbiornik w Goczałkowicach na Wiśle wraz z ujęciem wody dla wodociągów GOP. Uzyskane wyniki świadczą, że wykonywanie budowli hydrotechnicznych na górnej Wiśle nie nastęca większych trudności technicznych. Nasze kadry inżynierskie zdolne są do podejmowania i wypełniania wszystkich zadań technicznych, związanych z wykonaniem dużych budowli na górnej Wiśle. Nasz aparat administracyjny oraz całe zaplecze materiałowe i stojący do dyspozycji park maszynowy okazały się także wystarczające.

Inaczej przedstawiałyby się sprawa, gdybyśmy analogiczne budowle rozpoczynali na dolnej Wiśle. Niewiele naszych starszych inżynierów miało możliwość prowadzić tego rodzaju budowy na dużych rzekach, młodsze kadry inżynierskie na ogół nie miały sposobności zdobycia doświadczeń praktycznych na tak dużych budowach. Terenem, na którym bez większych trudności doświadczenia takie mogą być zdobywane, jest budownictwo hydrotechniczne na górnej Wiśle. Tam mogą się kształcić młode kadry inżynierskie w rozwiązywaniu zadań technicznych i w pokonywaniu trudności robót wykonawczych. W miarę, jak teren budowy przesuwać się będzie z biegiem rzeki, wzrastać będą trudności wykonawstwa, w parze ze wzrostem wielkości zlewni i ilości przepływającej wody. Jednakże zmiany będą stopniowe, tak że przystoso-

⁴⁾ Dębski K. — Hydrologiczne podstawy projektu regulacji Wisły środkowej na wodę średnią roczną. Gospodarka Wodna nr 5 — 6/47.

⁵⁾ Teza 28 mówi w punkcie b, że „jako obszar szczególnie nadający się do lokalizacji wielkich zakładów przemysłowych uważać należy tereny wzdłuż górnej Wisły od Oświęcimia do Sandomierza oraz wzdłuż dolnych biegów prawobrzeżnych dopływów Wisły, tj. Soły, Skawy, Raby, Dunajca, Wisłoki i Sanu”.

Teza 29 mówi: „Dla powiązania powyższych regionów pomiędzy sobą oraz z Górnośląskim Okręgiem Przemysłowym, należy jak najprędzej wykonać kanalizację górnej Wisły mniej więcej do Sandomierza, ewentualnie włączając do sieci dróg wodnych tego rejonu dolne, również skanalizowane odcinki, wymienionych prawobrzeżnych dopływów Wisły. Kanalizacja rzek tego rejonu powinna być również wykorzystana dla celów energetycznych”.

wanie się do nich będzie stosunkowo łatwe. Równocześnie z przesuwaniami budowy na inne miejsce powiększać się będzie park maszynowy i zaplecze gospodarcze. Równocześnie stworzone będą warunki dogodne do dalszej kanalizacji w środkowym biegu Wisły.

Jeżeli budowa kaskady prowadzona będzie na górnej Wiśle, wtedy na Wiśle środkowej, wskutek zmniejszonego dopływu rumowiska z górnego biegu rzeki, pojawi się tendencja do erozji wglębnej. Tendencja ta powinna być wzmocniona przez uregulowanie Wisły środkowej. W ten sposób ten ostatni odcinek rzeki zostanie przygotowany do przyszłej kanalizacji.

Druga spośród omawianych alternatyw pokrywa się częściowo z opinią Komitetu Gospodarki Wodnej PAN, wyrażoną w tezach 31 i 32⁶⁾.

Ze sformułowań tych tez wynika, że ewentualna budowa stopni piętrzących na Wiśle środkowej i dolnej ma być wyjątkiem, uzasadnionym w Warszawie względami urbanistycznymi, we Włocławku względami energetycznymi. Przyjęcie tych sformułowań nie przeczy sformułowaniom zawartym w tezach 28 i 29, zatem nie wyklucza możliwości uznania alternatywy pierwszej za zasadniczą.

Trzecia alternatywa proponowana przez mgra inż. Cieciorę znajduje częściowe poparcie w przytoczonej tezie 32. Mgr Cieciora uzasadnia swoją propozycję tym, że zagrożenie ujścia Wisły, z powodu rozrastania się stożka ujściowego, jest faktem realnym. Wysuwa on jednak koncepcję, ażeby zjawisko to zwalczać nie w górnej części zlewni, lecz przede wszystkim w dolnym biegu Wisły. Mgr inż. Cieciora pisze dosłownie: „Wpływ (dodatni ze względu na bezpieczeństwo Żuław — przypisek autora) może zyskać kaskada budowana od dołu rzeki, która będzie składać się ze stopni o wysokim piętrzeniu. Wymóg powyższy od stopni na Wiśle dolnej wydaje się nieodzowny. Budowa tych stopni, a zwłaszcza stopnia przymorskiego, powinna poprzedzać, z uwagi na zagrożenie powodziowe Żuław, budowę regulacji ze zbiornikami inondacyjnymi oraz resztą kaskady Wisły“.

Z tą opinią mgr inż. Cieciora trudno się pogodzić. Zaczynając budowę na dolnej Wiśle, w samym jej ujściu, staje się od razu wobec licznych problemów, wymagających niezwłocznej decyzji i rozwiązania. Problemy dokumentacji szczegółowej, kadry i wykonawczych, zaopatrzenia materiałowego, maszyn i innego sprzętu budowlanego, organizacji dużych placów

⁶⁾ W drugiej części tezy 31 powiedziano, że wyjątkiem mogą być 2 stopnie w rejonie Warszawy, których budowa uzasadnia się względami urbanistycznymi stolicy, podczas gdy na pozostałej, środkowej części rzeki powinny być prowadzone zabiegi regulacyjne dla celów przeciwpowodziowych i jako przygotowanie do kanalizacji.

Teza 32 mówi: „Wisłę dolną od Modlina do morza, znać należy, ze względu na najwyższą wartość potencjału energetycznego, za nadającą się na całym biegu do kanalizacji dla celów energetycznych“.

budowy i inne — wystąpić muszą z całą ostrością, zaraz na początku budowy. Z tym się trzeba liczyć i być przygotowanym na pokonanie wszystkich trudności, które mogą się wyłonić. Musi to następować w porę i w całym zakresie. Wisła jest rzeką niespokojną, jej przepływ jest nieregularny. Duże wezbrania pojawiają się na wiosnę i w miesiącach letnich, a także w jesieni. Czas trwania stanów budowlanych na Wiśle, podobnie jak na rzekach górskich, praktycznie nie daje się obliczyć ani przewidzieć. Z tego powodu potrzebna jest doskonała osłona meteorologiczna i hydrologiczna każdego placu budowy. Rozwlekanie budowy na szereg lat, jak to się dzieje w Brzegu Dolnym na Odrze, groziłoby na Wiśle dolnej katastrofą.

Stopień wybudowany w ujściu Wisły spowodowałby podniesienie dna rzeki i zwiększenie niebezpieczeństwa przerwania wałów na odcinku powyżej stopnia, natomiast nie mógłby zapobiec unoszeniu drobnego rumowiska przy wysokich stanach wody poprzez otwory jazu na Wiśle dolnej do morza. W związku z tym akumulacja unosin w stożku ujściowym musiałaby trwać dalej, jakkolwiek w tempie nieco zwolnionym, jednakże nadal jeszcze wyraźnym i niepokojącym. W miejsce dotychczasowego jednego ogniska zagrożenia powodzią, zlokalizowanego w ujściu Wisły, powstałyby w krótkim czasie dwa takie ogniska, jedno w ujściu bez większej zmiany, drugie w cofce stopnia piętrzącego. Ochrona od powodzi musiałaby być organizowana równocześnie na dwóch oddalonych punktach.

Powyższe rozważania prowadzą do wniosku, że jedynie alternatywa pierwsza znajduje pełne uzasadnienie przyrodnicze, techniczne i ekonomiczne.

Przyrodnicza zaleta sposobu budowania przewidzianego w alternatywie pierwszej leży w tym, że przez budowę stopni w górnym biegu rzeki wyłącza się z ogólnej masy transportowanego rumowiska znaczną ilość rumowiska produkowanego w zlewni stopnia zbudowanego. W ten sposób ilość rumowiska schodzącego w dół rzeki systematycznie się zmniejsza. Zarazem wzmacnia się erozja wlewna poniżej stopni i dzięki temu następuje pogłębienie rzeki, sprzyjające budowie dalszych stopni.

Alternatywa pierwsza jest korzystna pod względem technicznym, albowiem umożliwia wykształcenie kadr technicznych oraz przygotowanie maszyn i sprzętu w warunkach stosunkowo łatwych. W miarę, jak budowa kaskady będzie przesuwiała się w dół rzeki, wzrastać będą trudności budowy, ale równocześnie coraz doskonalsze będzie zaopatrzenie techniczne i bardziej doświadczalne kadry wykonawców.

Alternatywa pierwsza jest korzystna także pod względem ekonomicznym, gdyż nie będzie wymagała tak dużego wysiłku finansowego, jak alternatywa druga lub trzecia. Budowa poszczególnych obiektów może trwać krótko i mogą one niezwłocznie przyjmować swe zadania produkcyjne.

PRZEGLĄD WYDAWNICTW

DOŚWIADCZENIA Z WALKI Z PRZYKRYMI ZAPACHAMI I POSMAKIEM WODY NA TLE WODOCIĄGU W WINNICY

Wody powierzchniowe, używane do zasilania wodociągów, z reguły nie spełniają wymagań stawianych wodzie dla celów gospodarstwa domowego i przemysłu. Szczególnie wody zbiorników sztucznych, powstałych przez piętrzenie zaporami wód rzecznych, są bardzo zmienne, zależnie od pory roku, pod względem ich cech fizycznych i składu chemicznego. Te zmiany powodują procesy biochemiczne zachodzące pod wpływem mikroorganizmów, szczególnie bujnie rozwijających się pod wpływem nagrzewania słonecznego na podłożu soli mineralnych i dwutlenku węgla.

Głównym źródłem zanieczyszczenia wody jest rozkładający się plankton, powodujący kwasowość, pochłanianie tlenu, nadmierne zwiększenie się ilości dwutlenku węgla, częste wydzielanie się siarkowodoru. Wszystkie te zjawiska wybitnie pogarszają barwę, zapach i smak wody oraz nadają jej agresywność.

Wielki wpływ na jakość wody, jak wykazują doświadczenia, ma wielkość i kształt zbiornika. Szczególnie niekorzystny wpływ na jakość wody wywierają zbiorniki płytkie, stanowiące doskonałe środowisko dla intensywnego rozwoju życia flory i mikroflory. Przykładem tego jest np. zbiornik w Kczłowej Górze, którego wody dla przystosowania do celów użytkowych wymagają skomplikowanego i kosztownego uzdatnienia. Na podstawie danych z literatury z góry można przewidzieć, że podobne trudności powstaną i w zbiorniku Goczalkowickim, którego rozległe płycizny o charakterze stawowym staną się znakomitym podłożem dla

rozwoju życia organicznego, powodującego wszystkie wyżej wymienione trudności w uzyskaniu dobrej wody.

W technicznej prasie radzieckiej¹⁾ ukazało się ciekawe sprawozdanie o środkach jakie zastosowano z dodatnim wynikiem w walce o polepszenie jakości wody na wodociągu w Winnicy.

Źródłem zaopatrzenia w wodę m. Winnicy jest rz. Bug Południowy. W okresie zimowym własności organoleptyczne wody gwałtownie zmieniają się, pojawia się przykry zapach i pogarsza się smak wody. Zmiana własności organoleptycznych wody pochodzi od zanieczyszczeń naturalnych i sztucznych. Zanieczyszczenia naturalne powodują rozwój świata zwierzęcego i roślinnego rzeki. Waga osadów dennych rzeki powyżej miejsca ujęcia wynosi od 5,5 do 16 t/ha. Zapachy i nieprzyjemny smak wody powoduje rozkład wskutek zamierania fauny i flory rzecznej. Stan ten pogarsza jeszcze zanieczyszczanie rzeki przez spuszczenie do niej zasobnych w substancje organiczne ścieków z cukrowni i gorzelni.

Pobudowanie na rzece zbiornika wodnego, którego spiętrzone wody obejmują urządzenia do poboru wody, nie poprawiło jej jakości, bowiem szybkość przepływu znacznie zmalała, a namulona powierzchnia wzrosła. Podczas ostrej zimy, 1953/54 r. zjawiska te przybrały na sile i w wyniku tego w wodzie pojawił się ostry, stęchło-błotny zapach i przykry posmak w ciągu dość długiego okresu czasu.

¹⁾ Зілісько-Комуналное Чошіаіство nr 7 1954 r. I. Driz. „Doświadczenia z walki z przykrymi zapachami i posmakiem wody wodociągu w Winnicy“.

Stan ten spowodowany został obniżeniem się zawartości rozpuszczonego w wodzie tlenu do 0,5 mg/l (w normalnych warunkach ilość ta waha się w granicach 12 — 14 mg/l). Deficyt rozpuszczonego tlenu spowodował śnięcie ryb i zamieranie organizmów oraz powstanie beztlenowych procesów rozkładu powodujących przykry zapach.

Aby spowodować przejście procesów gnilnych (beztlenowych) na procesy aerobowe (tlenowe), którym nie towarzyszą zapachy, wprowadzono do wody zwiększone dawki chloru, a następnie amonizację. Wydzielany tlen utlenia substancje organiczne i niszczy bakterie. Chlor może ponadto bezpośrednio reagować z substancjami organicznymi, pobierając z nich wodór i tym samym niszcząc ich strukturę.

Celem ustalenia optymalnych dawek chloru i amoniaku przeprowadzono szereg doświadczeń laboratoryjnych. Mianowicie chlorowano wodę dawkami chloru od 4,5 do 45 mg/l, powiększając dawkę w poszczególnych próbach co 4,5 mg i otrzymano następujące wyniki:

Dawka chloru w mg/l	Chlor wolny po 2 godzin- nym kontakcie w mg/l	Pochłanianie chloru	Zapach wody	Smak wody
4,5	1,8	2,7	blotny	blotny
9,0	1,4	7,6	dobry	dobry
13,5	7,7	5,8	chlo- rowy	chlo- rowy
18,0	12,6	5,4	"	"
22,5	7,7	14,8	"	"
45,0	30,2	14,8	"	"

Uzyskane wyniki laboratoryjne wskazują, że przy dawce chloru 9 m i 22,5 mg/l następowało największe pochłanianie chloru; przy dawce 9 mg/l ilość powstałego czynnego chloru okazała się mniejsza niż przy dawce 4,5 mg/l, przy czym przy dawce 9 mg/l woda po chlorowaniu posiadała dobry zapach i smak. Stąd wynika, że dawka chloru 9 mg/l stanowi punkt „przełomu“, charakteryzujący się wzrostem pochłanianego chloru.

Dalsze doświadczenia wykazały, że punkt „przełomu“ nie jest stały, leży jednak w dość wąskich granicach 9 — 10 mg/l. Po upływie dwóch godzin po rozpoczęciu chlorowania do wody dodawano amoniaku w ilości równej połowie zawartości wolnego chloru (wagowo); po 15-minutowym kontakcie woda była przyjemna w smaku i zanikał stęchło-blotny zapach wody, jak również zapach chloru.

Ponieważ woda Bugu Południowego powyżej Winnicy posiada pH = 7,0 — 8,0, przeto najwłaściwsze jest środowisko do powstawania monochloraminy, natomiast w mniejszym stopniu powstaje dwuchloramina i w minimalnym stopniu tworzy się chlorok amonowy. Reakcja pierwsza dla związania jednego atomu chloru wymaga jednej cząsteczki amoniaku. Ponieważ ciężar cząsteczkowy amoniaku wynosi 17, a ciężar atomowy chloru 35,5, to dla związania 35,5 g chloru potrzeba 17 g amoniaku. W przybliżeniu dla związania 1 g wolnego chloru potrzeba 0,5 g amoniaku.

W drugiej połowie lutego 1954 r., już w warunkach przemysłowych, rozpoczęto przechlorowywanie wody przy zastosowaniu następnie amonizacji. Okazało się, że już przy dawce chloru 5,5 — 6,5 mg/l i następującej potem amonizacji osiągnięto znaczne polepszenie smaku i zapachu wody. Wynika to stąd, że w warunkach przemysłowych woda jest stale w ruchu, zachodzi w związku z tym lepsze mieszanie i rozkład substancji organicznych zachodzi przy mniejszej dawce chloru. Zapach i posmak wody jednak zanikały całkowicie dopiero po użyciu wielkości dawki chloru bliskiej punktowi „przełomu“, ustalonej w warunkach laboratoryjnych. Zawartość powstałego wolnego chloru w wodzie za osadnikiem po dwugodzinnym kontakcie chloru z wodą była w granicach 1 — 1,1 mg/l. Po przejściu wody przez osadnik, przed skierowaniem jej na filtry, wprowadzony został amoniak (0,5 mg/l) w postaci wody amoniakalnej. Przy zawartości wolnego chloru 1 mg/l i nieco wyżej, i przy dawce amoniaku 0,5 mg/l, filtry pracowały sprawnie. W celu zaoszczędzenia ilości dodawanego chloru, zmniejszono jego dawki i wprowadzono go do wody przed osadnikami. Na filtry woda przychodziła z zawartością powstałego wolnego chloru 0,3 — 0,5 mg/l i dopiero po przejściu przez filtry uzupełniono zawartość wolnego chloru do 1 mg/l. Dawka amoniaku pozostawała bez zmiany, tj. 0,5 mg/l. W tym przypadku filtry zanieczyszczały się szybciej i cykl pracy od płukania do płukania uległ znacznemu skróceniu.

Zjawisko powyższe spowodowane zostało tym, że nadmiar amoniaku nie związany z chlorem przed filtrami reagował z kwaśnym węglanem wapniowym, dając węglany, które w postaci osadu osadzały się na filtrze. Z chwilą gdy amoniak zaczęto wprowadzać do wody poza filtrami, filtry zaczęły pracować dobrze.

Obecnie w wodociągach winniczych woda o każdej porze roku jest dobra. W ten sposób walka ze złym zapachem i smakiem wody została wygrana.

*

Omówiona tu metoda chlorowania, stosowana już od kilkudziesięciu lat w celu uzdatniania wody, posiada szereg wad, m. in. praca z chlorem wymaga stosowania uciążliwych środków bezpieczeństwa (chlor jest gazem trującym), powoduje korozję przewodów wodociągowych.

Sprawozdanie nie podaje czy są przeprowadzane próby zastoso-
sowania innej metody uzdatniania wody, nie posiadające wad
metody chlorowania. Interesująca byłaby np. metoda ozonowa-
nia wody. Wymaga ona wprowadzić znacznych ilości energii elek-
trycznej (120 W/m³), jednak tam, gdzie łatwo o tę energię, np.
z pobliskiej hydroelektrowni, mogłaby znaleźć zastosowanie.

Niewątpliwie ciekawy materiał doświadczały mogą dać obser-
wacje prowadzone na naszych zbiornikach wodnych, przede wszy-
stkim w Kozłowej Górze, Wapienicy, Porąbce, Rożnowie i in. Nie
doczekały się one jednak dotychczas szerszej publikacji, a wnieść
by mogły wiele ciekawego i cennego materiału w tym aktualnym
dziś u nas, z uwagi na realizowane obecnie uzupełnienie poważne-
go deficytu wody na Górnym Śląsku wodą rzeczną ze zbiornika
Goczałkowickiego.

Inż. A. Riedel

BUDOWA SZTOLNI WODNYCH PRZY ZASTOSOWANIU NOWOCZESNEGO SPRZĘTU POMOCNICZEGO I NOWEJ METODY BETONOWANIA

Zasadniczym zadaniem przy budowie sztolni wodnych jest usunięcie urobku przed wykonaniem obudowy sztolni. Dotych-
czas np. w skale wywożono urobek, powstały z wyłomu w sztolni
następnie zamontowano szalowanie z materiałów drewnianych
lub stalowych i betonowano. Sposób ten w zasadzie prosty w wy-
konaniu nie pozwalał na znaczne przyspieszenie roboty w sztolni
a to z powodu braku odpowiedniego sprzętu, który by umożliwił
wykonanie równoczesne szalowania, betonowania oraz wywóz
urobku. Myśl wynalazców poszła w tym kierunku, żeby upro-
ścić i usprawnić w.w. czynności przy pomocy specjalnego sprzętu.
Wykonanie takiego sprzętu i urządzenia przyczyniłoby się nie
tylko do szybszego wykonania obiektu i oddania go do użytku,
lecz i do obniżenia kosztów budowy. Z tych też powodów na-
leży omówić, jakie osiągnięto wyniki w tym kierunku w innych
krajach oraz czy istnieją możliwości wprowadzenia ich w kraju
przy robotach wodno-inżynierskich.

W Ameryce przy budowie wodnej sztolni długości 2300 mtr.
wprowadzono nowy sprzęt, który znakomicie przyczyni się do
usprawnienia i przyspieszenia robót sztolniowych i co ipso do
obniżenia kosztów budowy. Mianowicie zastosowano wózek stal-
owy, poruszany na szynach, zaopatrzony w specjalną konstruk-
cję nośną, do której zawieszono rurę, doprowadzającą beton
pod ciśnieniem ze zbiorników również poruszających się na szyn-
nach. W ten sposób doprowadzony beton dostaje się między
szalowanie i ścianę sztolni, tworząc jej obudowę. Wózek, na któ-
rym podwieszona jest rura doprowadzająca beton, jest tak za-
projektowany, że można przez niego przepuścić wywrotkę nała-
dowaną urobkiem w kierunku wylotu sztolni. Urządzenie do
betonowania składa się z 6 zbiorników na beton, umieszczonych
również na ruchomym wózku oraz z rury doprowadzającej beton.
Wózek konstrukcji stalowej posiada urządzenie do podnoszenia
lub opuszczania rury, doprowadzającej beton. Z rys. 1 widać
jak szyny i podkłady są demontowane i podczas betonowania
sztolni odwołane w kierunku jej wylotu. Do załadowania urob-
ku oraz zdemontowanych szyn i podkładów na wywrotki zasto-
sowano ciągnik małych rozmiarów, na gaśnicach, uzbrojony
w urządzenie ładowcze poruszane hydraulicznie. Wywrotka na-
ładowana urobkiem może przejechać przez wózek służący do
podwieszenia rury, doprowadzającej beton, do miejsca wyla-
dowania.

Ciekawe jest wykonanie i zakończenie szwu roboczego w cza-
sie betonowania sztolni. Zwykle stosuje się coś w rodzaju ścia-
ny szczytowej, wykonanej w poprzek całej sztolni dla poprzecz-
nego zamknięcia odeskowania ścian sztolni. Przewód do betonu
umieszcza się w otworze wykonanym w tejże ścianie szczytowej

w zależności od miejsca, które ma być betonowane. Beton w tym wypadku dostarcza się zwykle przy użyciu sprężonego powietrza. W taki sposób powstają pionowe szwy robocze, które charakteryzują się tzw. szkodliwym użębieniem: oprócz tego powstaje zwykle rozmieszczanie betonu, który doprowadzony w zworniku sztolni spada na jej spód pionowo, ograniczony deskowaniem ścian szczytowej, zamykającej przekrój sztolni.

Ażby uniknąć tych wad w wykonaniu betonowania sztolni, odeskowanie poprzeczne sztolni wykonano tylko do węzłowej części łukowej sztolni. Doprowadzony górą beton spada pod swoim naturalnym kątem aż do miejsca zamocowania deskowania poprzecznego sztolni. W ten sposób otrzymujemy ukośne przebiegający szew roboczy, który tworzy znacznie lepsze tzw. użębienie betonu. Betonowanie wykonuje się w następujący sposób: przed rozpoczęciem nowego, dziennego odcinka pracy, przewód, doprowadzający beton, umieszcza się nad ukośnym szwem dla wykonania dobrego związania starego i nowego odcinka przy użyciu zaprawy cementowej, dostarczonej bezpośrednio na ukośny szew. Okazało się, że zaprawa cementowa wykazuje większą przyczepność na ukośny szew aniżeli na pionowy, który powstaje przez zastosowanie pełnego odeskowania poprzecznego sztolni.

Beton spływa swobodnie po ukośnym szwie z minimalnym rozmieszaniem. Należy zauważyć, że przy pionowym szwie roboczym betonowanie ostatniego odcinka między ścianą i poprzecznym deskowaniem jest b. utrudnione, ponieważ zbyt wielkie parcie świeżego betonu wypycha poprzeczne deskowanie zaś zbyt małe parcie powoduje słabe jego zagęszczenie. Również i tych trudności można uniknąć przez szwy ukośne, do których beton może być dostarczony pod znacznym ciśnieniem. Z gospo-larczego punktu widzenia nowa metoda przynosi i inne korzyści. mianowicie przy zakończeniu robót dziennych ilość betonu, potrzebna do zakończenia szwu nie musi być ściśle określona. Betoniarz podaje telefonicznie przybliżoną ilość betonu kierownikowi betoniarzowi, którą ten natychmiast dostarcza. Po wykonaniu tej reszty betonu może on natychmiast przystąpić do oczyszczenia betoniarzki, przez co zaoszczędza czas pracy. Dla wykonania szwu roboczego ilość betonu nie odgrywa żadnej roli.

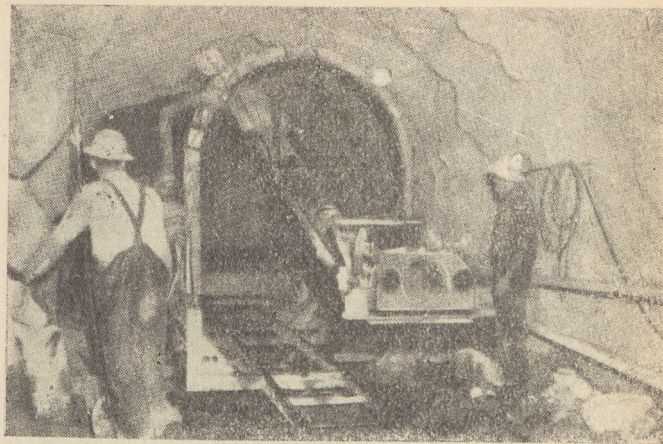
W miarę betonowania sztolni wycofuje się przewód, doprowadzający beton z miejsc wypełnionych betonem t.j. między deskowaniem i ścianą sztolni. Zbiornik na beton, wózek z przewodem betonowym oraz lokomotywa wąskotorowa tworzą stałą jednostką operacyjną. Na przodku daje się znak przy pomocy sygnału akustycznego lub optycznego maszynistce w.w. jednostki, kiedy i jak daleko ma on się wycofać.

Postęp w betonowaniu można obserwować przez klapy, wykonane w deskowaniu.

W ciągu dnia roboczego wykonano w.w. sposobem ponad 30 mb. zmontowano 30 m stalowego szalunku oraz ułożono ca 210 — 225 m³ betonu w sztolni.

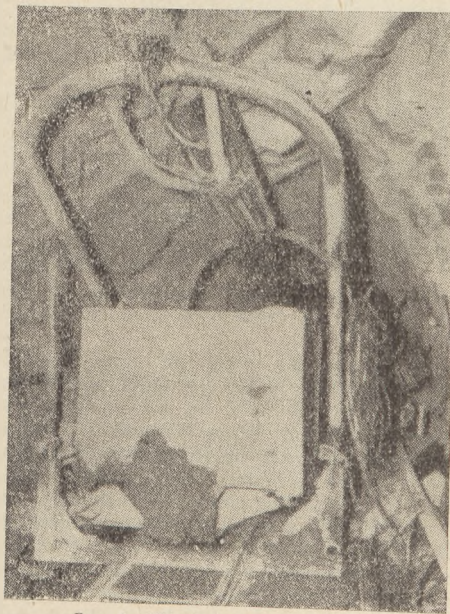
Z powyższego widać, w jakim stopniu można przyspieszyć budowę sztolni, wykonywanej w skale. Jest to mianowicie ogromny postęp w budowie w porównaniu z dotychczasowymi wynikami.

Wykonanie obudowy sztolni może być jeszcze bardziej uproszczone i przyspieszone przez zastosowanie elementów prefabrykowanych, stosowanych w tego rodzaju robotach np. betoników. Po wykonaniu obudowy z betoników czy innych elementów prefabrykowanych należy oczywiście przewidzieć betonowanie poza



Rys. 2. Wózek z przewodem do betonu

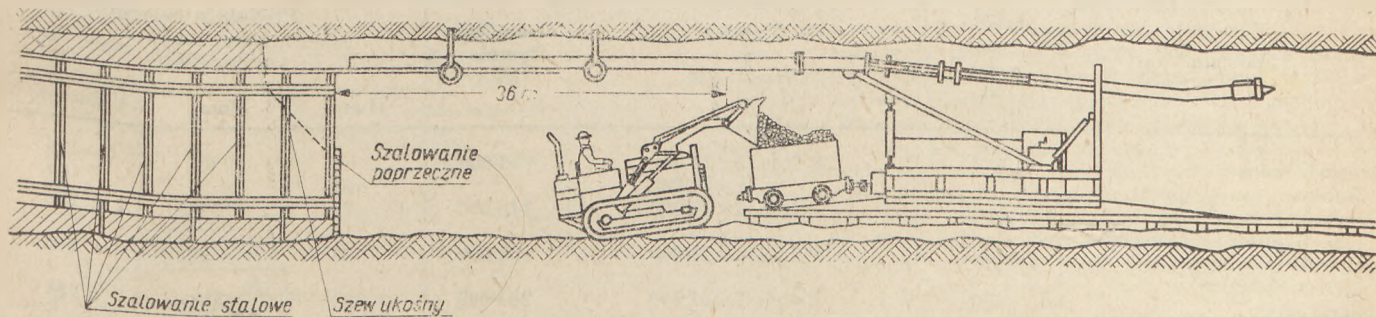
użytku. Dlatego wprowadzenie wyżej opisanej nowej metody na nasz teren budowy nie tylko robót inżynierskich, lecz i innych jest sprawą niezwykle ważną, zwłaszcza, że wykonanie jednostki



Rys. 3. Wózek do wywozu urobku

produkcyjnej, składającej się z lokomotywy wąskotorowej, wózka ze zbiornikami na beton oraz wózka z przewodem betonowym nie nasuwa żadnych trudności.

W obliczu zadań planu 5-letniego, obejmującego również budowę wielkich obiektów wodnych należy wziąć pod uwagę nowe



Rys. 1. Przebieg pracy w sztolni

obudowę sztolni lub w formie zastrzyków cementowych, zależnie od warunków budowy.

W związku z projektowaniem zbiorników, zapór ziemnych czy betonowych oraz innych obiektów, których integralną częścią są sztolnie dennie lub energetyczne, wykonanie tychże obiektów możliwie szybko i oszczędnie jest zasadniczym warunkiem realizacji całego obiektu i oddania go przed terminem do

metody wykonania sztolni, które powinny wywalczyć sobie prawo obywatelstwa na robotach wodno-inżynierskich, przyczyniając się do szybszej realizacji obiektu i wydatnego obniżenia jej kosztów.

Inż. St. Kosmala

LITERATURA

1. Der Bauingenieur 8/53.
2. Constr. Meth. Equipment 36 9/54.

ZABUDOWA ENERGETYCZNA DOLINY OBERHASLI

Topograficzne właściwości wąskiej doliny Hasli, leżącej we wschodniej części wyżyny Berneńskiej, kwalifikują ją, jako jeden z najkorzystniejszych terenów w Szwajcarii do wykorzystania sił wodnych. Doliną tą, biegnącą w kierunku północno-za-



Rys. 1. Jezioro Trübtensee, powyżej w tyle zbiornik Oberaar, z prawej strony widoczny zbiornik Grimsel.

chodnim, przepływa rzeka Aara, której głównymi źródłami zasilania są lodowce.

Pierwsze próby uzyskania koncesji na wykorzystanie sił wodnych w Oberhasli były czynione już przed rokiem 1900. W 1906 r. koncesję tę uzyskuje Towarzystwo Akcyjne Siłowni Berneńskie, które w ciągu dwu lat opracowuje projekt koncesyjny, jednak w najbliższych latach nie zrealizowany. W czasie pierwszej wojny światowej następuje dalsze rozpracowanie i zmiany projektu pod kierunkiem Zeerledera, a następnie prof. Narutowicza. Realizację projektu uniemożliwia kryzys gospodarczy, który wkrótce nastąpił. Ostateczny projekt zabudowy, uwzględniający studia terenowe dokonane w okresie późniejszym, zatwierdzono w roku 1925. Realizacją projektu zajmuje się specjalnie utworzone Towarzystwo Akcyjne Siłowni Oberhasli, w którym udział posiadają: Siłowni Berneńskie, Kanton Bazyleja-Miasto oraz miasto Brno i Zurych.

W obszarze Oberhasli, jak zwykle na terenach alpejskich, maksymalny odpływ koncentruje się w cieplej porze roku. Na pięć miesięcy letnich przypada 90%, na siedem miesięcy zimowych 10% całkowitego odpływu. Teren Oberhasli odróżnia się od innych zlewni alpejskich silnym złodowaceniem. Powoduje ono w okresie wieloletnim wyraźne wyrównanie odpływów rocznych, dzięki temu, że w latach ciepłych i suchych przy mniejszych opadach atmosferycznych następuje intensywniejsze topnienie lodu i śniegu. Obserwacje odpływu od roku 1918 wykazują, że maksymalne wahania odpływu rocznego leżą tylko 15% powyżej i 10% poniżej wartości średniej, równej 403 miln. m³. Wykorzystanie energetyczne tych zasobów wodnych było możliwe

tylko dzięki wybudowaniu zbiorników o stosunkowo dużej pojemności, wyrównujących wahania przepływów zimowych i letnich. Tak więc pojemność zbiorników Grimsel i Gelmer wynosi 100 i 13 miln. m³, tzn. mogą one zmagazynować połowę odpływu letniego z odpowiadającej im zlewni 91 km². Prócz tych zbiorników pobudowano jeszcze zbiornik Räterichsboden (27 miln. m³), Mattenalp (2 miln. m³) i Oberaar (58 miln. m³) oraz wykorzystano dwa naturalne jeziora Trübtensee i Totensee, zwiększając ich pojemność przez sztuczne podpiętrzenie. Tak więc łączna pojemność wszystkich zbiorników wynosi obecnie 203 mln. m³, co odpowiada połowie rocznego dopływu do najniższej położonej siłowni Innertkirchen.

Cały zespół energetyczny Oberhasli składa się z trzech siłowni: Handeck I, Handeck II, Innertkirchen oraz zakładu szczytowo-pompowego Grimsel. Pierwszą oddaną do użytku si-



Rys. 2. Szkic sytuacyjny zespołu energetycznego Oberhasli.

TABLICA I Siłownie i produkcja energii

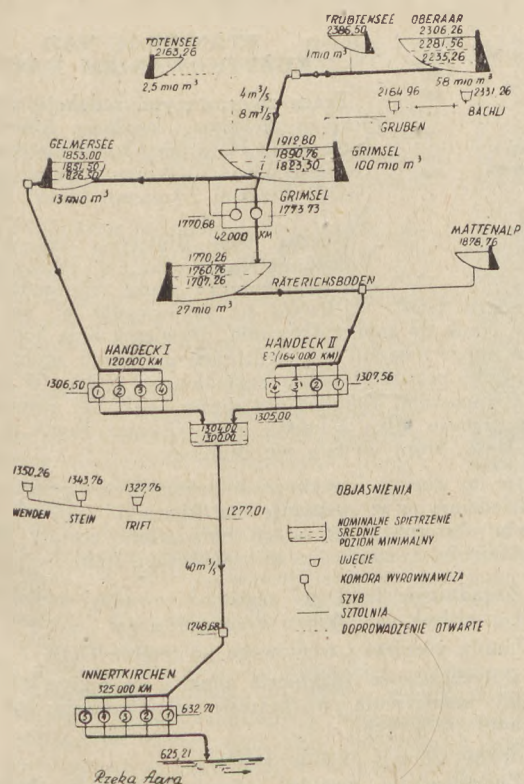
Siłownia	Średni spad netto m	Turbiny Typ — KM	Generatory łącznie kVA	Produkcja energii (rok suchy) miln. kWh		
				Lato	Zima	Rocznie
Grimsel/Oberaar	493	Pelton 2 × 21 000	45 000		69	69
Pompa		(1 × 25 000)		24		24
Handeck I (Zb. Grimsel i Gelmer)	540	Pelton 4 × 30 000	112 000	77	149	226
Handeck II (Räterichsboden)	450	Pelton 2 × 41 000	80 000	78	92	170
Innertkirchen	650	Pelton 5 × 65 000	261 000	434	350	784
Razem ok.		570 000	500 000	565	660	1225
				Dodatkowa produkcja w roku przeciętn.		
				95	5	100
				660	665	1325

łownią była siłownia Handeck I, wybudowana w latach 1925—1932. Wykorzystuje ona energię wodną przy pomocy dwu zbiorników. Zbiornik Grimsel, największy ze wszystkich w całym kompleksie, magazynuje wodę, która następnie przy pomocy sztolni odprowadzana jest do zbiornika Gelmer, a stamtąd do turbin siłowni. Siłownia Handeck I pracuje na spad wynikły z różnicy poziomów zwierciadła wody w zbiorniku Gelmer i rzędnej osi dyszy turbiny, wynoszący $546 \div 516$ m. Ponieważ zbiornik Grimsel jest położony wyżej od zbiornika Gelmer o 54,74 m, przy ujęciu istnieje specjalne urządzenie regulujące dopływ wody do sztolni. Sztolnia łącząca oba zbiorniki założona jest w niewielkim spadku, natomiast szyb posiada nachylenie $72^{\circ}/0$, a końcowy jego odcinek $8^{\circ}/0$. W celu dowozu materiałów w okresie budowy, wybudowano tunel łączący wieś Guttannen z Handeck I, w którym zainstalowano kolejkę. Obecnie kolejka ta służy do komunikacji osobowej.

Następną z kolei siłownią oddaną do użytku (w 1942 r.) jest siłownia Innertkirchen. Jest to pierwsza szwajcarska siłownia podziemna, posiadająca największe zainstalowane jednostki w tym kraju. Początkowo przerabiała ona wodę dopływającą z Handeck I. Obecnie wodę roboczą stanowi całkowita objętość wody przerabianej przez wszystkie inne siłownie, leżące powyżej oraz dodatkowo od roku 1953 woda z górnego biegu Gademmerwasser. Dopływ wody z Handeck I do Innertkirchen następuje poprzez sztolnię o dług. 10 km, założoną w spadku $4,9^{\circ}/0$. Koszt jej wykonania wyniósł prawie połowę całkowitych kosztów budowy tej siłowni. Obudowę sztolni stanowi wyprawa betonowa. Przy przekraczaniu odcinków skał bardziej spekanych, sztolnia została obudowana rurą stalową. Od komory wyrównawczej sztolnia przechodzi w opancerzony szyb ciśnawczy, o średnicy 2,60 m, zmniejszającej się do 2,40 m w dolnej części i grubości opancerzenia w części górnej 12 mm i w części dolnej 20 mm. Prędkości wody przy pełnym obciążeniu ($36 \text{ m}^3/\text{sek}$) wynoszą w sztolni dopływowej 4,2 m/sec, natomiast w szybie 6,8—8,0 m/sec, zależnie od średnicy. Podziemne pomieszczenie siłowni posiada wymiary: długość 100 m, szerokość 19,5 m, wy-



Rys. 4. Zbiornik Grimsel: na pierwszym planie zapora Secufereg, w tle zapora Spitalamm.

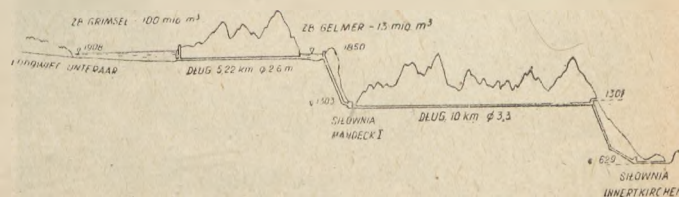


Rys. 3. Schemat zespołu Oberhasli.

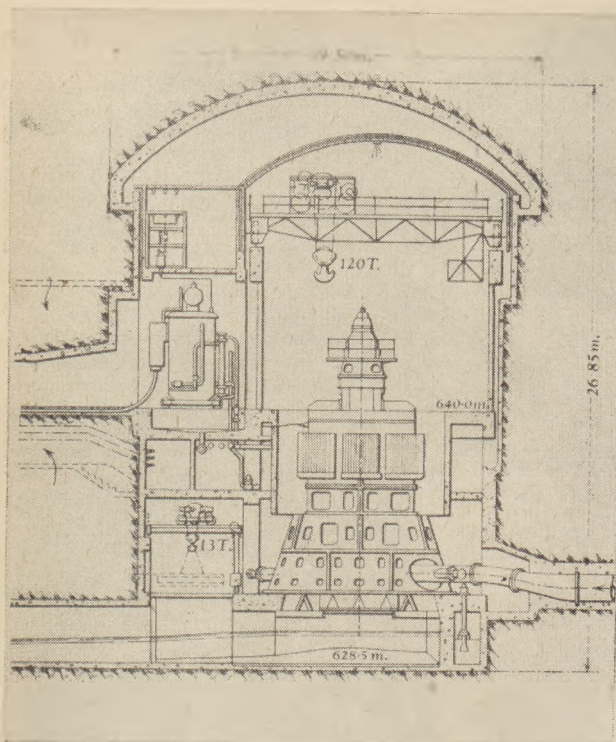
sokość 27 m. Dojście do siłowni stanowi chodnik o dług. 40 m. Miąższość skał leżących ponad siłownią jest znaczna (przekracza 40 m), dlatego wzmocnienia były zbędne. Niezależne ścianki i dach oddzielają pomieszczenie siłowni od powierzchni skalnej, dzięki czemu istnieje zupełne zabezpieczenie przed przeciekami. Rozwiązania tego zaniechano przy budowie następnej siłowni Handeck II, stosując jedynie wyprawę betonową. Budowa siłowni podziemnej uzależniona jest od odpowiednich wa-

runków terenowych. Przy korzystnych warunkach to rozwiązanie jest tańsze od $10 \div 30\%$ od budynku nadziemnego. Zaletami siłowni podziemnej jest niższy koszt utrzymania i większe bezpieczeństwo przed atakami bombowymi oraz w warunkach alpejskich bardzo istotne zupełne zabezpieczenie przed lawinami. Umieszczenie siłowni pod ziemią jest także bardzo pożądane ze względu na ochronę przyrody. W późniejszym czasie do pracy siłowni wykorzystano dodatkową wodę z dwu potoków Bächli i Gruben, oraz naturalne jezioro Totensee, które przy pomocy sztolni połączono ze zbiornikiem Grimsel.

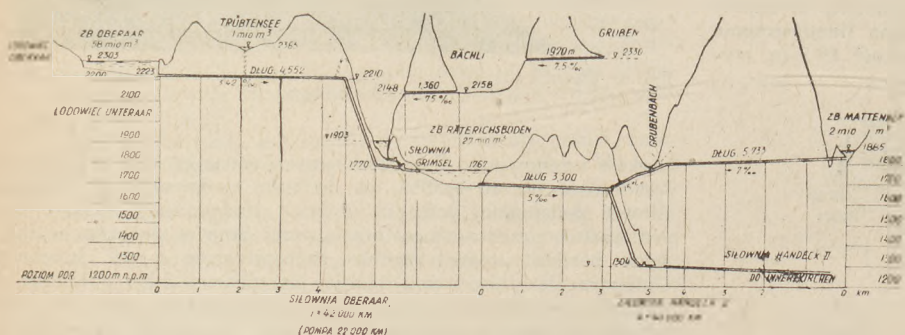
W drugim, powojennym etapie budowy zespołu siłowni Oberhasli wykonano siłownię Handeck II (oddaną do użytku w roku 1952) i zakład szczytowo-pompowy Grimsel (pracujący od 1954 r.). Siłownia Handeck II jest także siłownią podziemną położoną na przeciwnym końcu doliny w stosunku do Handeck I. W celu zasilania nowej siłowni pobudowano szereg ujęć wód, dotychczas niewykorzystywanych przez Handeck I. Najważniejszy z nich jest zbiornik Räterichsboden, położony w dolinie rzeki Aary. Otrzymuje on wodę z jeziora Grimsel oraz z mniejszych potoków. Drugim jest zbiornik Mattenalp, który tworzy ujęcie wody w górnym biegu potoku Urbachwasser (odpływ lodowca Gauli), wpadającego do rzeki Aary w Innertkirchen. Powierzchnia zlewni tego zbiornika wynosi ponad 36 km^2 , z czego $2/3$ jest pokryte lodem. Przepływ w potoku Urbachwasser, prowadzącym duże ilości rumowiska, jest bardzo nierównomierny. Ponieważ warunki terenowe nie pozwoliły na budowę większego zbiornika, dlatego istniejąca, o pojemności 2 mln. m^3 , służy jedynie do wyrównania maksymalnych przepływów i łapania wlezonego osadu. Objętość jego jest za mała



Rys. 5. Przekrój doprowadzenia wody do siłowni Handeck I i Innertkirchen.

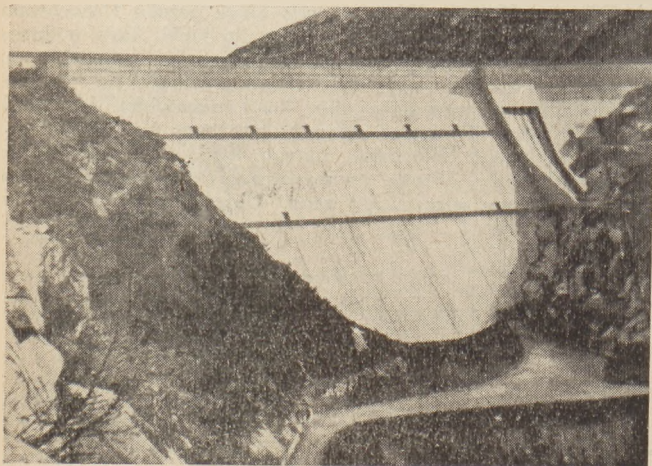


Rys. 6. Przekrój poprzeczny siłowni Innertkirchen.



Rys. 7. Przekrój doprowadzenia wody do siłowni Grimsel i Handeck II.

do magazynowania wody na okres zimowy; późną jesienią jest on całkowicie opróżniany. Doprowadzenie wody do siłowni odbywa się jak zwykle sztolnią, która w tym przypadku przebiega pod masywem górskim Ritzhorn, ok. 1380 m poniżej szczytu. Sztolnia ta łączy się przy pomocy komory wyrównawczej ze sztolnią doprowadzającą wodę z Räterichsboden i wspólnym szybem doprowadzana jest na łopatkę turbiny. Podobnie jak przy doprowadzeniu wody do Handeck I, zbiornik Mattentalp położony jest o 108,5 m ponad zbiornikiem Räterichsboden, wobec



Rys. 8. Widok strony odpowietrznej zapory Räterichsboden.

czego musiano także zastosować specjalne urządzenie regulujące odpływ wody. W wypadku wykonywania obu zbiorników, sztolnie służące do odprowadzania wody w czasie budowy wykorzystano później, jako sztolnie doprowadzające wodę do siłowni. Woda spod turbin siłowni Handeck II wypływa do małego zbiornika wyrównawczego, który połączony jest poniżej siłowni Handeck I ze sztolnią prowadzącą wodę do siłowni Innertkirchen. Posiada on także przelew do koryta rzeki Aary i upust denný, przy pomocy którego może być opróżniany. Siłownia Handeck II połączona jest tunelem podziemnym z siłownią Handeck I, dzięki czemu istnieje bezpośrednie połączenie podziemne Guttannen. Połączenie to jest szczególnie ważne dla obsługi siłowni w okresie zimowym.

Zespół energetyczny Oberhasli posiada także siłownię szczytowo-pompową, Grimsel, usytuowaną bezpośrednio u podnóża jednej z zapór tworzących zbiornik o tej samej nazwie. Wykorzystuje ona wodę w ilości 8 m³/sek dopływającą zimą ze zbiornika Oberaar i jeziora Trübtensee, pracując na spadzie 493 m. Posiada ona jeden turbogenerator, zaopatrzony w dwie turbiny Peltona na osi poziomej, podczas gdy wszystkie pozostałe siłownie posiadają turbiny Peltona o osi pionowej z dwoma dyszami. Siłownia produkuje energię tylko w okresie zimowym. W okresie letnim zainstalowana pompa tłoczy wodę ze zbiornika Grimsel do zbiornika Oberaar, w całkowitej ilości 20 miln. m³ rocznie, przy wydatku jednostkowym 4 m³/sek przy wysokości tłoczenia 400 m. Dane charakterystyczne poszczególnych siłowni zestawiono w tablicy I.

Przytoczony opis zabudowy okręgu Oberhasli, zrealizowanej w okresie trzydziestoletnim, jest przykładem racjonalnego i maksymalnego wykorzystania naturalnych zasobów energii wodnej.

(„Schweizerische Bauzeitung“ 1952, 1953.
„Schweizerische Technische Zeitschrift“
Nr 23/24, 1955. „Die Bautechnik“ 1943.
„Wasser- und Energiewirtschaft“ 1955, Nr
4. „Engineering“ 1955).

Inż. J. B. Lewandowski i inż. T. Manthey

STAN PRAC NAD ZUŻYTKOWANIEM HAŁD

Praca zbiorowa pod redakcją prof. inż. Jerzego Nechaya. Wydanie Komisji Zużytkowania Hałd przy Komitecie dla spraw Górnośląskiego Okręgu Przemysłowego (GOP) Polskiej Akademii Nauk. Biuletyn Nr 1.

Genezą tego Biuletynu jest Uchwała Prezydium Rządu z dn. 6.VI.1953 r. w sprawie regionalnego planu zagospodarowania

przestrzennego GOP. Uchwała ta zobowiązała m. in. Polską Akademię Nauk do zapoczątkowania, ożywienia oraz koordynacji prac naukowych i badań w dziedzinach mających znaczenie dla sporządzenia i realizacji planu regionalnego GOP. W związku z tym PAN powołał Komitet dla spraw GOP. W ramach tego Komitetu pracuje kilka Komisji, m.in. również Komisja Zużytkowania Hałd, która wydała ten Biuletyn.

Obrazuje on stan prac naukowych dokonanych i prowadzonych w tej dziedzinie oraz wskazuje na kierunki dalszych badań. W siedmiu obszernych referatach naświetlone zostały następujące zagadnienia, związane ze zużytkowaniem hałd:

- I — Zagadnienie hałd w zagospodarowaniu przestrzennym Górnośląskiego Okręgu Przemysłowego
- II — Hałdy górnictwa węglowego na terenie GOP
- III — Dotychczasowe osiągnięcia nauki i techniki polskiej oraz jej zamierzenia w zakresie zużytkowania hutniczych hałd żużliwych
- IV — Wykorzystanie zwalów GOP
- V — Zużytkowanie zwalów odpadowych przy kopalniach rud metali nieżelaznych
- VI — Wykorzystanie materiałów zwalowych w budownictwie ogólnym i robotach inżynierskich
- VII — Wartość hałd dla celów rolniczych.

Instytucje i osoby pracujące naukowo w powyższych dziedzinach lub zainteresowane bliżej tymi zagadnieniami mogą otrzymać Biuletyn po zwróceniu się do Komitetu dla spraw Górnośląskiego Okręgu Przemysłowego przy Prezydium Polskiej Akademii Nauk, Warszawa, Pałac Kultury i Nauki.

TURBINY KAPLANA I RYBY

Pod takim tytułem ukazał się w miesięczniku „Die Wasserwirtschaft” artykuł dra Rabena, w którym autor na podstawie wyników doświadczeń przeprowadzonych jesienią 1937 r. omawia szkody wyrządzane w rybostanie przez turbiny Kaplan. Jedne z wielu doświadczeń przeprowadzonych nad szkodliwość tych turbin zostały wykonane na stopniu Oberbau na rz. Menie. Siłownia Oberbau posiada 2 turbiny Kaplan o przepłyku $75 \text{ m}^3/\text{sek}$ każda. Spad wynosi od 2,80 m do 3,50 m, średni przepływ w rzece $65 \text{ m}^3/\text{sek}$. Przy tych turbinach wirnik o średnicy 4,45 m, posiadający 4 łopatki, znajduje się w min. odległości 0,68 m poza kierownicą. Kierownica posiada 24 łopatki, rozstawione w odstępach 0,565 m od siebie. Przy zmianie objętości wody przepływającej przez turbinę zmienia się położenie łopatek wirnika celem utrzymania stałej ilości obrotów wynoszącej 86,2 obr/min. Prędkość obwodowa łopatek wirnika wynosi przy tym 72 km/godz. Istnieje tu więc teoretyczna możliwość zranienia ryb przy uderzeniu łopatką wirnika lub ich rozdarcia, gdy dostaną się one w szczelinę pomiędzy łopatką wirnika i jego obudową. Dosyć często zdarza się np. rozdarcie węgorzy częściowo lub na całej ich długości. Uderzenie węgorza łopatką może doprowadzić do zupełnego przecięcia ryby, często jednak przecięcie nie jest całkowite. Już najłżejsze uderzenia prowadzą do złamania kręgosłupa, przy czym zniszczona zostaje żyła ogonowa i następuje wylew krwi, powodujący zaróżowienie brzegów płetw. Tak zranione węgorze są nadal jadalne, lecz wylew krwi działa odstraszająco na konsumenta, utrudniając ich zbyt. Oczywiście nie wszystkie zranienia są śmiertelne, np. jeden z rybaków złowił węgorza z obciętym ogonem, którego następnie hodował przez 3 lata.

Turbiny Kaplan w tej siłowni są jedynymi turbinami tego typu na danym odcinku rzeki, pozostałe turbiny są turbinami Francis. Ponieważ przy turbinach Francis nie stwierdzono uszkodzeń ryb,

łatwe było przeprowadzenie doświadczeń w tym kierunku na turbinach Kaplan. Urządzenie doświadczalne było bardzo proste. Kanał dolny siłowni został przeprowadzony przy pomocy sieci zakładanych z barki, a wyniki każdego połowu poddawano badaniom. Umieszczenie jakiegokolwiek urządzenia powyżej siłowni było zbędne. W czasie trwania połowów notowano stany wody oraz zmiany objętości wody przepływającej przez turbiny ($59 \div 155 \text{ m}^3/\text{sek}$).

W wyniku połowów złowiono 250 węgorzy, z których 49 było zranionych, co wynosi 19,6%. Z tych 49 węgorzy 8 było poćwiartowanych, 41 odniosło obrażenia wewnętrzne. Większość zranionych węgorzy posiadała długość $60 \div 65 \text{ cm}$. Innych ryb złowiono 1122 sztuki, z czego zranionych było tylko 15, a więc 1,3%. Były to jednak ryby przeważnie małe, o długości od 11 do 14 cm, tak że przeciętna uszkodzeń 1,3% wydaje się zbyt niska. Już przy długości ryb wynoszącej 17 cm, procent ryb zranionych wzrasta do 16%. Niebezpieczeństwo zranienia rośnie przy zmniejszeniu przepływu przez turbiny. Tłumaczy się to zmniejszeniem szczeliny między łopatkami wirnika. Ilustruje to załączona tablica.

Przepływ m^3/sek	Ilość dni połowu	Ilość złowio- nych ryb	Ilość zranionych ryb	
		szt.	szt.	%
> 80	16	279	46	16,5
$70 \div 80$	23	439	82	18,7
< 70	33	621	118	19,0

Możliwość zranienia zwiększa się przy wzroście długości ciała ryb zarówno przy węgorzach, jak i innych rybach.

T. M.

(„Die Wasserwirtschaft” nr 8/55).

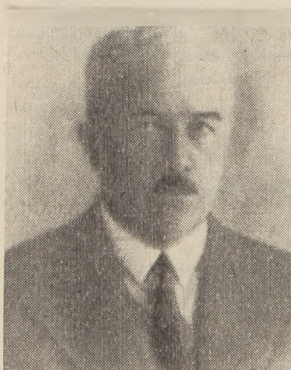
WSPOMNIENIA POŚMIERTNE

PROF. DR INŻ. ROMUALD ROSŁOŃSKI

W dniu 4 stycznia 1956 r. zmarł w Krakowie kierownik Katedry Budowy Zapór i Siłowni Wodnych Politechniki Krakowskiej, profesor zwyczajny, doktor nauk technicznych, inżynier Romuald Rosłoński.

Bogate swoje życie rozpoczął w Bednarowie, powiecie kałuskim, gdzie urodził się w 1880 r. Po ukończeniu gimnazjum we Lwowie, uzyskuje dyplom inżyniera na Wydziale Inżynierii Politechniki Lwowskiej w 1904 r., następnie pogłębia swe studia za granicą na Politechnice w Charlottenburgu, jako asystent prof. Grautza i na praktyce w Stanach Zjednoczonych A. Pn., gdzie uczestniczy w budowie metra oraz centralnego wodociągu dla Nowego Yorku, specjalizując się równocześnie na wykładach w Columbia. Po powrocie do kraju studiuje jeszcze geologię na Uniwersytecie Jagiellońskim i rozpoczyna pracę w Dyrekcji Dróg Wodnych w Krakowie. Obszerne i gruntowne studia kończy uzyskaniem dyplomu doktora nauk technicznych na Politechnice Lwowskiej. W 1913 r. obejmuje kierownictwo budowy wodociągu w Przemyśle, a w 1919 r. zostaje mianowany naczelnikiem Wydziału hydrologicznego Instytutu Hydrologicznego w Warszawie. Habilitowany w 1924 r., zostaje docentem budownictwa wodnego Politechniki Lwowskiej, członkiem Towarzystwa Naukowego we Lwowie, a w 1929 r. członkiem korespondentem Akademii Nauk Technicznych. Mianowany we wrześniu 1937 r. profesorem zwyczajnym przy Politechnice Lwowskiej pełni te obowiązki do września 1939 r., po czym obejmuje katedrę w Instytucie Politechnicznym. Wypadki wojenne przenoszą Go do Krakowa, gdzie w październiku 1945 r. obejmuje stanowisko profesora budownictwa wodnego na Wydziałach Politechnicznych Akademii Górniczo-Hutniczej, przemianowanych później na Politechnikę Krakowską. Z Krakowem już się nie rozstaje aż do zakończenia swojego szczytnego żywota.

To właśnie bogate w pracę i doświadczenia życie Zmarłego dało substrat pod rozwój niezwykłego i wrodzonego już talentu uczonego. Przez Jego prace naukowe przebiega wielka



wiedza, nieujarzmiona w danym dziale, ogromne doświadczenie fachowe przy indywidualnej śmiałości nowej myśli. Problemy zawarte w Jego pracach stanowią skarbnicę myśli i tematów dla młodej kadry pracowników nauki i techniki.

Jego dorobek naukowy i zawodowy obejmuje ponad 70 publikacji i niezliczoną ilość prac wykonanych dla gospodarki wodnej. Z najważniejszych pracy wykonanych dla kraju należy wymienić: zaopatrzenie w wodę miasta Łodzi, ekspertyzy geologiczne dla zbiorników w Rożnowie, Czchowie i Porąbce, projekty wodociągu śląskiego, studia dla regulacji rzeki Brynicy powodującej podtapianie kopalni śląskich, studia dla zbiorników wodnych w dorzeczu Przemszy i wiele innych prac.

Zmarły, jako pedagog, przedstawiał wzór wychowawcy i nauczyciela o wielkiej rozpiętości zagadnień, pozornie kontrastującej z głębokością ujęcia tematu. Jego wkład bowiem stanowił przy tym skończoną konstrukcyjnie całość. Znany przynajmniej dwu pokoleniom inżynierów, którzy byli jego uczniami, dawał im oprócz wiadomości zasadniczych także takie elementy intelektu, które pozwalały im na rozwój samodzielnych myśli i sięganie do nowych problemów techniki.

Zmarły jako człowiek był niezwykłą indywidualnością. Cechowała go bezwzględna uczciwość i prawosć charakteru. Serce, jakim darzył młodzież, ukrywał pod maską przybranej szorstkości. Ogromną swą wiedzę łączył nieświadomie z dziecięcą wprost naiwnością w potocznym życiu. Mimo jasnego i z reguły trafnego poglądu na świat, odczuwał głęboko wypadki, gdy ktoś zawiódł Jego zaufanie. Mimo wielkiej wyrozumiałości dla swego otoczenia i dość szerokich kontaktów z ludźmi, nie ulegał zażyłości, ani zwierzeniom. Często zdawało się, że przebywa w obłokach myśli i nauki, muzy najbardziej zazdrosnej o przyziemne cele. Tak zamknęła się księga Jego życia, do samego końca pełna pasji naukowej.

Śmierć profesora Romualda Rosłońskiego pozbawiła naukę polską jednego z największych filarów.

Część Jego pamięci.

ANALIZA WKŁADU NAUKOWEGO I DOROBKU PROF. DRA ROMUALDA ROSŁŃSKIEGO

W większości prac naukowych opierał się prof. Rosłowski na własnych metodach badawczych, które stosował nawet przy opracowywaniu konkretnych projektów. Tak więc jeden z jego większych projektów, wodociąg miasta Przemyśla, opiera się na badaniach terenów wodonośnych własną metodą, przedstawioną w pracy „Zbiornik wody gruntowej w Prątkowicach nad Sanem” (1923). Kelwinowską metodę odwzorowań przystosował autor do układu studzien w doktorskiej pracy „O wydajności i oddziaływaniu studzien” (1908). Bilans odpływu poleskiego dorzecza Jasioldy (1932) i badanie wody gruntowej w jej dorzeczu oparł na wieloletnich obserwacjach czynników odpływów stanowiących podstawy do oryginalnej metody obliczeń retencji gruntowej. Tezy do projektu regulacji Brynicy poprzedził rozległymi badaniami czynników hydrologicznych i ich wnikliwą interpretacją. Ryzykowny na pozór „Projekt zaopatrzenia w wodę miasta Łodzi” z 700 m głębokich odwiertów oparł na dokładnych hydrologicznych badaniach statygrafii łódzkiej niekiedy wodonośnej.

Tę możliwość stosowania własnych metod w podejmowanych zadaniach umożliwiło prof. Rosłowskiemu nie tylko gruntowne wykształcenie techniczno-przyrodnicze, ale także doświadczenie naukowe w porównywaniu zagadnień technicznych i metod naukowych innych krajów. Jako młody stypendysta austriackiego ministerstwa wyznań religijnych i nauk, wnikł w te zagadnienia w Niemczech, później w Szwajcarii i Norwegii (wielkie zakłady hydroelektryczne), wreszcie w Ameryce, gdzie pracował przy budowie kolei podziemnej pod rzeką Hudson i przy budowie tunelu wodociągowego w Albany pod tą rzeką dla Nowego Yorku.

Jako nowość przywiózł prof. Rosłowski do kraju wystudiowaną w Ameryce metodę budowy grobli ziemnych (zapór) sposobem hydraulicznym, opublikowaną w „Czasopiśmie Technicznym” w 1910 r.

Nieprzerwaną dalszą pracę naukową (studia geologii i geofizyki u profesorów Szajnochy i Rudskiego, matematyki u Żurawskiego, Zaremby i Birkenmajera), w Państwowym Instytucie Geologicznym w Warszawie itd., jako nie kończące się doskonalenie, godził prof. Rosłowski ze żmudną, ale ogromnie owocną pracą nad wykonaniem — zleconych mu przez najwyższe władze — projektu zaopatrzenia w wodę Zagłębia Śląsko-Dąbrowskiego i projektu zaopatrzenia w wodę przemysłową i pitną Fabryki Związków Azotowych w Mościcach. Zarząd m. Warszawy zleca prof. Rosłowskiemu rozpatrzenie projektu prof. Pomianowskiego

kanalizacji m. Warszawy wraz z ekspertami zagranicznymi Ministerstwo Robót Publicznych powierza Mu projekt zaopatrzenia w wodę m. Łodzi, Ministerstwo Komunikacji powołuje Go na eksperta do badań hydrologicznych przy budowie zbiorników w Porąbce, Rożnowie i Czchowie i referenta zamierzonej obecnie budowy zbiornika w Czorsztynie. Województwo Śląskie powierza prof. Rosłowskiemu badania podstawowe do regulacji Brynicy w celu zapobieżenia zatapiania przez nią kopalni węgla i rudy cynkowej, poza tym badania mające na celu budowę zbiorników wodnych w Kozłowej Górze, Azarleju i Józefówce. Województwo Lwowskie powołuje prof. Rosłowskiego do zbadania sił wodnych w dorzeczu Stryja i na Oporze. Zarząd m. Lwowa zleca Mu i prof. Nadolskiemu zbadanie możliwości wykorzystania siły wodnej na Dniestrze w Uniu. Prz. Miejskiej Rady Narodowej w Krakowie powierza prof. Rosłowskiemu opracowanie projektu odprowadzenia ścieków miejskich, zanieczyszczających Wisłę w Dąbiu i pod Nową Hutą.

Ze wszystkich powierzonych mu prac, które doprowadziły do zrealizowania projektów na obecnym obszarze Polski, wywiązał się prof. Rosłowski w sposób przynoszący Mu olbrzymią zasługę, bo nie zawiodły go metody badawcze i dociekania, jakimi w swej bogatej skarbnicy naukowej posługiwał się i doświadczenia praktyczne, zdobyte za granicą i w kraju. Na stanowisku profesora Wydziałów Politechnicznych stanął prof. Rosłowski przed zagadnieniem planu 6-letniego i racjonalizacji projektów w zakresie techniki sanitarnej i planowej gospodarki wodnej na rzekach.

Zarysy tych prac dopiero się kształtowały. Orientując się w potrzebach w tej dziedzinie, dał prof. Rosłowski rozwiązanie i wytyczne, jak planować w miastach sieć kanalizacyjną w pracy „Opad i odpływ w sieci kanalizacyjnej miast” (Gaz, Woda i Technika Sanitarna Nr 4, 1951), aby przy bardzo dużych potrzebach na tym polu nie planować kanałów miejskich nieracjonalnie i za kosztownie. Obecnie ważnym zagadnieniem, domagającym się natychmiastowej realizacji była i jest sprawa zbiorników na naszych rzekach podkarpackich dla celów hydroelektrycznych, rolniczych i zaopatrzenia miast w wodę. Nie posiadając dotychczas generalnego planu projektowania i budowy zbiorników wodnych, ani bilansów wodnych miesięcznych, niezbędnie potrzebnych do rozwiązania zagadnień gospodarki wodnej na naszych rzekach, hydrologia polska znajduje się w trudnym położeniu. Świadomy tych trudności zajął jeszcze prof. Rosłowski odnośne wskazania zamknąć w pracy: „O możliwościach bilansowania odpływu rzek polskich i planowej gospodarki wodnej”, jako przekaz do zrealizowania dla żyjącego pokolenia.

Prof. Zbigniew Kajetanowicz

Wspomnienie o profesorze Romualdzie Rosłowskim

Pisząc tych kilka słów wspomnienia, nie mam zamiaru tą drogą zastąpić szczegółowego opisu Jego życia i działalności, pragnę tylko odsonić pewne strony życia prof. Rosłowskiego, nieznane może innym, oraz uczcić Go w ten skromny sposób, opierając się na znanym mi szeregu ciekawych faktów i dokumentów.

Z profesorem Rosłowskim zetknąłem się blisko jeszcze przed 1939 r., gdy pracowaliśmy razem w Radzie Administracyjnej Państwowych Zakładów Wodociągowych na Górnym Śląsku. Jako wiceprezes tej Rady miałem ciągłą styczność z prof. Rosłowskim, który załatwiał wszystkie najważniejsze i najtrudniejsze sprawy techniczne dotyczące zaopatrzenia w wodę Górnego Śląska. Były to sprawy bardzo trudne, wiążące się z wykonaniem Konwencji Polsko-Niemieckiej w Genewie, wymagającej, aby wodociągi na polskim Górnym Śląsku całkowicie uniezależniły się od wodociągów po stronie niemieckiej Górnego Śląska. W tym czasie przypada otwarcie wodociągów państwowych z ujęciem w Maczkach, a prof. Rosłowski za wybitne zasługi uzyskuje wysokie odznaczenie państwowe.

W dniu otwarcia Wodociągu Państwowego na Górnym Śląsku odsłonięto na budynku administracyjnym w Maczkach tablicę pamiątkową z napisem: „Pierwszemu Prezydentowi Rzeczypospolitej Polskiej — Gabrielowi Narutowiczowi — Inicjatorowi Budowy Wodociągu w Maczkach — Państwowe Zakłady Wodociągowe na Górnym Śląsku — 1937 r.”. Inicjatywa wybudowania wodociągu zastępczego na polskim Śląsku została zrealizowana głównie dzięki pracy i wiedzy prof. Rosłowskiego, który od pierwszej chwili kierował sprawami technicznymi i pod którego kierownictwem wyrobili się pierwszorzędni inżynierowie, jak: Ziemi-

ba, Chramiec, Rochacz i inni, których nazwiska są nam dobrze znane z ich obecnych prac projektowych. Po wojnie w 1945 r., prof. Rosłowski nadal służył przedsiębiorstwu wodociągowemu swymi radami. Tak więc Państwowe Wodociągi na Górnym Śląsku (obecnie Wojewódzkie Zakłady Wodociągów i Kanalizacji) są związane ściśle z nazwiskiem prof. Rosłowskiego, któremu wiele zawdzięczają w okresie swej budowy i rozbudowy.

Z innych wodociągów, nie licząc Krakowa, w których Zmarły odegrał dużą rolę, należy wymienić projekt wodociągu dla Łodzi, oparty na wodzie gruntowej. Przed 1939 r. przy zatwierdzeniu tego projektu profesor Rosłowski gorąco motywował potrzeby Łodzi, tak ważnego ośrodka pracy twórczej w Polsce.

Gdy w 1951 r., w okresie przygotowywania w Warszawie I Kongresu Nauki Polskiej powierzono mi przewodnictwo i organizację Podsekcji Techniki Sanitarnej, uważałem za swój obowiązek zaprosić przede wszystkim prof. Rosłowskiego, który, niestety, nie przyjeżdżał na nasze zebrania do Warszawy usprawniając się w następujący sposób (cytuje z listu Jego z dnia 20 maja 1950): „Zaproszenie na posiedzenie Podsekcji Techniki Sanitarnej w dniu 24 maja rb. otrzymałem i dziękuję za powiadomienie. Niestety, nie mogę skorzystać z zaproszenia, bo niewygodny podróży zbyt mię utrudniają, poza tym nie mam żadnego kąta w Warszawie, gdzie mógłbym odpocząć. To jest powodem, że jeszcze nie byłem w Warszawie po wojnie”. Jednocześnie pisze Profesor m. in. „Z innych spraw może zainteresuje Pana wiadomość, że właśnie wczoraj ukończyłem projekt oczyszczalni ścieków Krakowa — mechanicznej i biologicznej, tej ostat-

niej w oryginalnym rozwiązaniu". Po wielu innych uwagach profesor Rosłoński kończy list słowami, które są mi drogie, a mianowicie: „No rozpisałem się, niechże to będzie rewanżem za pamięć, której dowody miałem w tylu pocztówkach od Pana otrzymanych i za milczenie z mej strony, wymuszone tzw. pilną, terminową i nigdy nie kończącą się nadprogramową pracą". Z tych słów widać, jak był profesor Rosłoński zapracowany i jak sobie cenił fakt, że młodszy kolega o Nim nie zapominał, chociaż bezpośrednio drogi naszej współpracy od 1945 r. się rozeszły.

W 1951 r., profesor Rosłoński uzyskał nagrodę państwową za całokształt pracy w dziedzinie hydrologii. Gdy przesłałem Mu z tej okazji życzenia, odpowiedział z Zakopanego kartą z dnia 4.VIII.1951: „Serdecznie dziękuję za gratulacje i za tak rzadkie dla mnie wyrazy i wypowiedzi życzliwości. Nie mogę przyjechać na Zjazd (I Zjazd Nauki Polskiej — czerwiec 1951), bo lekarze zalecili niezwłoczny wyjazd do Zakopanego po ukończeniu wykładów. Przebywam tu od 4 tygodni i zdrowie moje nieco się poprawiło". W tym czasie prof. Rosłoński nadesłał mi swój doskonale opracowany skrypt o hydrogeologii, należący do prac wybitnie oryginalnych w tej dziedzinie. Pracę tę wypożyczyłem naszemu studentom magisterium (jako pracę wzorową), którzy specjalizują się w hydrogeologii.

Ostatnią pracą prof. Rosłońskiego, którą zauważyłem, jest artykuł pt.: „Uwagi w sprawie oczyszczania ścieków z kanalizacji

miejskiej" (Gaz, Woda i Technika Sanitarna, nr 11, 1955). W pracy tej prof. Rosłoński, po zapoznaniu się ze świeżo wydanym klasycznym podręcznikiem kanalizacji miast Imhoffa, wypowiada się szczegółowo i technicznie za różnymi możliwościami biologicznego oczyszczania ścieków, wskazując na to, że: „tymczasem stan zanieczyszczenia rzek i wód powierzchniowych wzrasta u nas w sposób groźny, zarówno z powodu wpuszczania do rzek kanałami nieoczyszczonych odchodów ludzkich, ale także z powodu bez troskiego pozbywania się wbrew prawu nieoczyszczonych wód fabrycznych do ścieków i wód powierzchniowych. Tym trybem nadal gospodarować nie można, bo równocześnie daje się odczuwać duży brak wody gruntowej, potrzebnej do zasilania wodociągów miejskich". Znamienne to słowa i jak ściśle łączą się z naszą akcją ochrony wód przed zanieczyszczeniem, jaką prowadzimy przede wszystkim w Instytucie Gospodarki Komunalnej (w Dziale Techniki Sanitarnej). Cała ta praca jest bardzo interesująca i wskazuje, że prof. Rosłoński do ostatniego dnia żył ważnymi problemami budownictwa wodnego i techniki sanitarnej, za co na tym miejscu pragnę, tak jak potrafię, złożyć Mu serdeczny hołd, jako jednemu z najbardziej zasłużonych ze starszego pokolenia, a tak mi bliskich profesorów i inżynierów.

Cześć Jego pamięci!

Prof. Zygmunt Rudolf

INŻ. ZYGMUNT GANOWICZ

Polski świat hydrotechniczny poniósł dotkliwą stratę — dnia 2 stycznia 1956 r. przedwcześnie zmarł magister inżynier hydrotechnik — Zygmunt Ganowicz.

Inżynier Ganowicz urodził się dn. 12 lutego 1900 r. w Koninie woj. poznańskim: nauki średnie pobierał w gimnazjum państwowym im. T. Kościuszki w Kaliszu; studia akademickie odbył w okresie 1921 — 1926 r. na Politechnice Warszawskiej, na wydziale inżynierii wodnej sekcji melioracji rolnych; dyplom uzyskał w czerwcu 1926 r.

Pracę zawodową rozpoczął w 1926 r. w Krajowym Towarzystwie Melioracyjnym, a w 1930 r. wstąpił do służby państwowej w Wydziale Wodno-Melioracyjnym w Wilnie. W instytucji tej do wybuchu drugiej wojny światowej zajmował stanowisko zastępcy Naczelnika Wydziału.

W okresie wojny pracował bez przerwy w zawodzie melioracyjnym w Departamencie Melioracyjnym Republiki Litewskiej, zaś w 1945 r. powrócił do rodzinnych stron i rozpoczął pracę jako kierownik Oddziału Technicznego PUR w Łodzi, a następnie, od października 1947 r. objął stanowisko inspektora melioracyjnego w Centralnym Zarządzie PNZ w Poznaniu, przemianowanym później na Centralny Zarząd PGR. Od 1 marca 1950 r. przeszedł do organizującego się Biura Projektów Wodno-



Melioracyjnych Oddział w Poznaniu; w Biurze tym pracował do końca życia na stanowisku kierownika pracowni projektowej.

Zygmunt Ganowicz już w czasie studiów na Politechnice zjednał sobie sympatię i poważanie ze strony kolegów, a jego zalety charakteru i umysłu znajdowały uznanie także przez cały 30-letni okres pracy zawodowej.

Szlachetny prostoliniowy charakter, głęboka wiedza zawodowa — oto cechy którymi odznaczał się Zmarły.

Ostatnich parę lat swego życia Zygmunt Ganowicz poświęcił opracowaniu poważnego projektu melioracji tzw. Niziny Konińskiej, przylegającej do miasta Konina, miejsca urodzenia Zmarłego i stałego miejsca zamieszkania Jego Rodziców.

Czuąc ubytek sił Zmarły mówił do swoich kolegów, że chciałby jeszcze zdążyć dać rodzinnej okolicy swój projekt melioracyjny, w który chciałby włożyć całą swoją wiedzę i wieloletnie doświadczenie.

Zygmunt Ganowicz uległ złośliwej, nieuleczalnej chorobie umierając w sile wieku. Ta przedwczesna śmierć pozostawiła głęboki żal u wszystkich, którzy Go znali.

Cześć Jego pamięci!

Czesław Bieleń

KRONIKA

Z ŻYCIA STOWARZYSZENIA NAUKOWO-TECHNICZNEGO INŻYNIERÓW I TECHNIKÓW WODNO-MELIORACYJNYCH

W dniu 12 grudnia 1955 r., odbyła się oficjalna uroczystość 10-lecia Naczelnej Organizacji Technicznej, w salach Rady Ministrów. Na uroczystości tej wręczono złote i srebrne odznaki honorowe NOT dla najbardziej wyróżniających się aktywistów w pracach na terenie NOT i poszczególnych stowarzyszeń. Spośród członków naszego Stowarzyszenia otrzymali:

- honorowe odznaki złote NOT:
- Mgr inż. Kazimierz Matul — przewodniczący Zarządu Głównego Stowarzyszenia i Komisji Gospodarki Wodnej przy Prezydium NOT
- Prof. Stanisław Turczynowicz — honorowy członek Stowarzyszenia, długoletni członek Zarządu Głównego i przewodniczący Komisji Redakcyjno-Wydawniczej
- Inż. Tadeusz Wallner — długoletni przewodniczący Zarządu przodującego Oddziału Stowarzyszenia w Toruniu

honorowe odznaki srebrne NOT:

- Inż. Stanisław Hausman — b. sekretarz generalny Stowarzyszenia, długoletni członek Zarządu Głównego oraz przewodniczący Komisji Odczytowo-Szkoleniowej
- Mgr inż. Stefan Modrzejewski — b. kilkakrotnie przewodniczący Zarządu Oddziału Stowarzyszenia w Warszawie, długoletni członek Zarządu Głównego i Komisji Redakcyjno-Wydawniczej
- Inż. Władysław Bartosik — długoletni członek i obecny przewodniczący Zarządu Oddziału Stowarzyszenia w Stalinogrodzie.

W IV kwartale 1955 r. Centrala Biura Projektów Wodno-Melioracyjnych w Warszawie ufundowała dla Stowarzyszenia 5 proporców na nagrody przechodnie, za osiągnięcia najlepszych wyników w długofalowym współzawodnictwie między oddziałami i kołami zakładowymi Stowarzyszenia. Zarząd Główny przeznaczył 2 proporce na I i II nagrodę przechodnią dla przodujących oddziałów i 3 proporce na I, II i III nagrodę przechodnią dla przodujących kół zakładowych.

Nagrody będą przyznawane przez Zarząd Główny dwa razy do roku: w II kwartale — za wyniki we współzawodnictwie w okresie IV i I kwartału oraz w IV kwartale — za wyniki w II i III kwartale. Opracowany regulamin przyznawania tych nagród przechodni, który ma obowiązywać od IV kwartału 1955 r., otrzymały do wiadomości wszystkie oddziały i koła zakładowe Stowarzyszenia. Sekretariat Generalny NOT i Centralny Zarząd Wodnych Melioracji.

W końcu grudnia 1955 r. zostały wydane przez Zarząd Główny dwa dalsze zeszyty (II i III) biuletynu „Postęp techniczny w dziale Wodnych Melioracji”, które w r.b. już przekazano wszystkim oddziałom i kołom zakładowym do wykorzystania w akcji rozwijania postępu technicznego na poszczególnych terenach ich działalności.

Zarząd Główny zainicjował w r.b. organizowanie wieczorów klubowych dla członków Stowarzyszenia.

Pierwszy taki wieczór klubowy odbył się dn. 19 stycznia 1956 r. w gmachu NOT w Warszawie — dla członków Oddziału Warszawskiego i został wypełniony opowiadaniem kol. dra Zygmunta Sochonia o swoich wrażeniach z pobytu w NRD. oraz kol.

inż. Tytusa Bartosza — z pobytu na Węgrzech. Zarząd Główny zaleca organizowanie takich wieczorów klubowych we wszystkich oddziałach i kołach naszego Stowarzyszenia.

* * *

Zarząd Główny przewiduje w r.b. zorganizowanie następujących konferencji naukowo-technicznych:

- „Zagospodarowanie łąk na madach” — Gdańsk, druga połowa maja r.b., z ewentualnym zaproszeniem gości z ZSRR i NRD.
- „Wykorzystanie inwestycji melioracyjnych w rolnictwie” (międzybranżowa, z udziałem Stowarzyszenia Rolników) — Szczecin, połowa czerwca r.b.
- „Melioracje na gruntach ornych” — Poznań, pierwsza połowa września r.b., z ewentualnym zaproszeniem gości z ZSRR, CSR, NRD, NRF i Bułgarii.
- „Rolnicze i przemysłowe wykorzystanie torfowisk” (międzybranżowa, z udziałem Stowarzyszenia Rolników) — Gdańsk, druga połowa września r.b., z ewentualnym zaproszeniem gości z ZSRR, CSR, NRD, i Węgier.

KSIĘGOZBIÓR IM. TADEUSZA TILLINGERA

Dla uczczenia pamięci zmarłego w grudniu 1955 r. prof. Tadeusza Tillingera, pracownicy CBS i PBW „Hydroprojekt” postanowili wspólnymi siłami zakupić szereg książek, w celu utworzenia pamiątkowego księgozbioru im. Tadeusza Tillingera. Za odpowiednią do tego celu literaturę uznano: książki i podręczniki z dziedziny hydrotechniki, ze szczególnym uwzględnieniem dróg wodnych i żeglugi śródlądowej, nadto hydrauliki, hydrologii, meteorologii, geologii inżynierskiej, mechaniki gruntów, i słownictwa technicznego, co odpowiada kierunkowi zainteresowań zmarłego. W marcu 1956 r. rozpoczęto zbieranie darów na zakup książek do księgozbioru i zatwierdzono wzór pamiątkowego exlibrisu, opracowanego przez inż. arch. Kowalewskiego.

S. Ihnatowicz, Z. Kornacki, Cz. Stepnowski, A. Żbikowski

LISTY DO REDAKCJI

CZY PRZEŁOM DUNAJCA JEST ZAGROŻONY?

W Nr 3/56 czasopisma „Turysta” ukazała się notatka pt. „Protest przeciwko zniszczeniu przełomu Dunajca”, informująca o apelu PTTK w Krakowie dla rozpoczęcia „bezwzględnej i energicznej akcji w celu ocalenia bezcennych wartości kulturalnych”. Są tu dwa zagadnienia: pierwsze — to przełom Dunajca w Pieninach, który wbrew alarmom nie ulega zniszczeniu, gdyż projektowany zbiornik w Czorsztynie będzie usytuowany powyżej Trzech Koron. Jedynie może zachodzić obawa o brak wody w przełomie wskutek magazynowania jej w zbiorniku i pracy siłowni wodno-elektrycznej. Na to można zaradzić, zastrzegając utrzymanie w okresie letnim stałego przepływu, umożliwiającego spływ przełomem Dunajca pomiędzy Sromowcami i Krościenkiem. Spływ ten jest jedną z najciekawszych imprez turystycznych. Drugim zagadnieniem jest zabezpieczenie zabytków kulturalnych w Dębnie, Frydmanie i in. Tu będą potrzebne bliższe studia dla całości zagadnienia i zabezpieczenia poszczególnych obiektów, np. przeniesienia takiego zabytku, jak kościół z XVI w. w Dębnie.

Projekt budowy zbiornika od szeregu lat z różnych przyczyn nie wyszedł poza stadium założeń wstępnych. Od początku za-

mierzenia datuje się sprzeciw Państwowej Rady Ochrony Przyrody. Niestety każdy zbiornik powoduje zniszczenie życia społecznego i śladów dawnej kultury na obszarze zalewu. Ale budowa zbiornika przyniesie wielkie korzyści natury gospodarczej — zabezpieczenie powodziowe doliny Dunajca i wyzyskanie energii wodnej. Przybędą nowe wartości turystyczne. Na przykładzie zbiornika rożnowskiego widzimy, jak może zyskać piękno gór w połączeniu z zalewem.

Ostatnia powódź na Dunajcu w 1955 r. przyniosła ok. 80 miln. zł strat. Nie chcielibyśmy naruszać zabytków, ale czy, dążąc do uporządkowanej gospodarki, możemy poprzestać na obserwowaniu piękna szalonej rzeki? Część społeczeństwa, przedstawiająca grupę hydrotechników i energetyków, wśród których są i czynni turysci — wielbicieli piękna przyrody, wypowiada się za budową zbiornika. Władze państwowe rozstrzygną powstały spór, oceniając obiektywnie korzyści i straty, jakie gospodarce narodowej przyniesie budowa zbiornika w Czorsztynie.

Inż. Tadeusz Kruszcowski

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

Wydawca: NACZELNA ORGANIZACJA TECHNICZNA

REDAGUJE KOMITET:

REDAKTOR NACZELNY — inż. MARIAN CHUDZYŃSKI

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

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

SEKRETARZ REDAKCJI — HALINA MIKULSKA

REDAKTOR TECHNICZNY — DR JADWIGA WŁODEK-SANOJCOWA

Podręczne słownictwo w zakresie dróg wodnych (materiały do słownika w 5 językach)

Rozdział 4

Nr	Hydrologia	Hydrologie, Rosyjski	Hydrologie, Niemiecki	Hydrologie, Francuski	Hydrology, Angielski
1451 (1452 ¹⁾)	lód lód denny (lód o strukturze gąbczastej, tworzący się na dnie, skupiający się pod pokrywą lodową, lub pod dnem statków — lód podbity — wypływający na powierzchnię)	лед донный лед, грунтовый лед	Eis, Grundeis	glace, glace de fond, moutonne	ice ground ice, bottom ice anchor ice, (Am) sponge ice minute particles of ice in suspension (Z)
1453	szkliwo lodowe (cienkie błonki lodowe pojawiające się na wodzie po nastaniu mrozów, jako początek pokrywy lodowej)	сало	Eisblende,	glace de surface	surface ice, sheet ice (ARm)
1454	lepa (lód struktury gąbczastej podobny do waty, powstający na powierzchni wody z opadów śnieżnych)	шуга (поверхностная)	Eisschlamm,	sorbet de glace	frazil ice, slush ice, sludge ice
1455	śryw (lód struktury gąbczastej, tworzący się w masie wody i wypływający na powierzchnię rozbijając się w kłęski obramowane wieńcem i tworząc lód prądowy — nazwa wspólna dla płynących: lepy, śryw i lodu dennego)	шорох, ледяная пена, губчатый лед, глубинная шуга	Treibeis	glace flottante, glace dérivante, mousse de glace	floating ice (Rap) drifting ice (TS) flue ice, current ice
1456	lód brzegowy (lód powierzchniowy, tworzący się przy brzegach w formie jednolitej pokrywy lodowej, sięgającej w miarę postępu zlodzenia ku środkowi)	заберег, сплошной прибрежный лед	Ufereis	glace de berge, glace de rivage	fast ice, land ice, shore floe ice foot
1457	zamarzać	замораживать	zufrieren	congeler	to freeze
1458	zamrażanie (rzeki) (utworzenie się pokrywy lodowej)	ледостав	Eisdecke, m Zufrieren des Flusses	congélation, prise (de la rivière)	freezing, formation of ice
1459	rzeka stanęła, rzeka zamarała	река замерзла	der Fluss ist zugefroren	la rivière est prise	the river has frozen up

¹⁾ Objasnienia terminów 1452 — 1456 przyjęto wg Lamborga)

Nr	Polski	Rosyjski	Niemiecki	Francuski	Angielski
1460	przeręb (otwór wyrąbany w pokrywie lodowej)	прорубь	Eisloch,	trouée, f (dans la glace)	ice hole
1461	plonka, płona (oparzelisko na bagnie, miejsce nie zamarzające)	польня	Wake, f Wühle, f	éclaircie (entre les glaces)	polynia (space of open water in midst of ice (Ox))
1462	pękanie lodów — na rzecze (zjawisko poprzedzające ruszenie lodu)	вскрытие реки	Eisbruch,	débâclement, m FRp) de la rivière	breaking of ice
1463	ruszanie lodu (początkowe poruszenie się lodu, po pęknięciu pokrywy lodowej)	подвижка льда	Eisversetzung	débâcle de glace	ice motion (RA)
1464	pochód lodu	ледоход	Eisgang, m Eistrieb	débâcle, charriage de glace	drifting of ice (TS)
1465	kra (części popękanej pokrywy lodowej, unoszone prądem wodnym)	льдина, глыба льда	Eisscholle,	glaçon, m	floating of ice (RA) block of ice, ice floe (Arm)
1466	zator (z kry) (nagromadzenie kry, utrudniające przepływ wody i powodujące jej spiętrzenie, często niebezpieczne)	затор	Eisdamm, m (St) Eisbarre, f Eisverstopfung, m (Gr)	embâcle,	packing of ice, damming up of ice (TS)
1467	zator (ze sryżu)	закор	Eisschlammbarre, i Eisschlammversetzung, f (Gr)	embâcle (de fraisl)	ice blocking (Ra) ice clogging (Rap) ice sludge
1468	pole lodowe	ледяное поле	Eisfeld,	champ de glace	sea floe
1469	góra lodowa (unoszone prądami oceanicznymi szczątki spływających lodowców)	айсберг, ледяная гора	Eisberg,	iceberg m (L)	iceberg, ice bank, ice field
1470	ławica lodowa (wał z odłamków lodu, tworzący się dookoła kry zwłaszcza na morzach podbiegunowych, wskutek ścierania i uderzeń)	торос, ледяной торос	Eismauer, m (Gr)	banquise f (L)	ice belt hummock (ARm)
1471	lodowiec (nagromadzenie odwiecznych lodów, napełniające doliny i pokrywające wysokie szczyty górskie)	ледник	Gletscher,	glacier	glacier
1472	lodownia	ледник	Eiskeller, m, Eishaus,	glacière, f	ice store, ice box, ice house
1473	epoka lodowa	ледниковый период	Eiszeit,	période glaciaire	ice age
1474	gołolódz (cienka powłoka lodowa, pokrywająca ziemię, rośliny i budowle wskutek nagłego oziębienia po deszczu lub odwilży)	гололедица	Glatteis	verglas, m (FRp)	ice covered ground, glazed frost, black frost, ice crusted ground
1475	pak, lód polarny (wieloletni lód pochodzenia polarnego, w odróżnieniu od lodu prądowego, który tworzy się co rok; gęsto płynący lód polarny utrudnia, a nawet nicieraz uniemożliwia żeglugę)	полярный лед, пак	Packeis,	pack, glace de pack	pack ice

Nr	Polski	Rosyjski	Niemiecki	Francuski	Angielski
1476	ślizgawka	ледяной каток	Eisbahn, f, Schlittschuhbahn, f	pâtinoire, f	skating ring, slide
1477	topnieć	таять	tauen	fondre	to thaw
1478	odwilż	оттепель	Tauwetter, n	degéle	thaw
Rozdział 5					
1501	Hydrometria	Гидрометрия	Hydrometrie, f	Hydrométrie, f	Hydrometry hydraulic measurement
1502	reżym rzeki	режим реки	Flussregime, n	regime m d'une rivière	regime, regimen
1503	stan wody	состояние уровня воды	Wasserstand, m	niveau d'eau	(Am) rule, control
1504	spływ	сток	Abfluss, m	écoulement, m	flow
1505	przepływ, natężenie przepływu (m³sek)	расход	Durchfluss, m	débit, m	discharge
1506	odpływ, natężenie odpływu (m³, mln m³)	объем стока	Abflussmenge, f	abondance, f	value of discharge
1507	spływ jednostkowy (lsek/km²)	модуль стока	Abflussquantum, n	débit unitaire	rate of discharge
1508	wskaźnik odpływu, wysokość odpływu (mm)	высота стока	Abflusshöhe, f	hauteur du débit	height of discharge
1509	zlewnia	бассейн	Einzugsgebiet, n	bassin versant, bassin hydrographique	catchment area, (Am) drainage area
1510	dorzecze — zlewnia rzeki	бассейн реки	Stromgebiet, Flussgebiet	bassin versant	catchment area
1511	zlewisko — zlewnia morza	бассейн моря	Einzugsgebiet	bassin versant	catchment area
1512	dział wodny (wododział), granica naturalna zlewni	водораздел	Wasserscheide, f	ligne de partage des eaux	watershed
1520	pomiar wodne	промер воды,	Wassermessung, f	jaugeage (hydrométrique)	hydraulic measurement
1521	wodowskaz	водомерный пост	Pegel, m	station fluviométrique	water level measuring post,
1522	lata wodowskazowa	водомерная рейка	Pegelplatte, f	échelle, f fluviale	water level gauge
1523	krzywa stanów wody	кривая (колебания) уровня	Wasserstandganglinie, f	courbe des niveaux d'eaux	water level curve
1525	krzywa częstotliwości	кривая распределения	Häufigkeitskurve, f	courbe de fréquence	frequency curve
1526	stan wody najdłuższej trwającej, moda (Mo)	мода	Modalwert	valeur modale	mode
1527	krzywa czasów trwania stanów wody	кривая обеспеченности уровня воды	Pegelstanddauerkurve, f	courbe de durée des niveaux d'eaux	duration curve
1528	normalny stan wody	нормальный уровень	Wasserstanddauerlinie, f	valeur médiane du niveau	median value
	madiana (Mo)	медиана	Normalwasser, n		
	(stan trwający wraz z wyższymi lub niższymi przez pół roku, tj. 182,5 dni — wartość środkowa)	вень	Zentralwert, n		
1529	średni stan wody (M)	средний уровень	Mittelwasser, n	eau moyenne	mean water level
	(stan średni arytmetyczny z codziennych stanów, wyznaczony z podzielenia pola pod krzywą czasów trwania przez długość podstawy)				
1530	krzywa konsumcyjna, krzywa objętości przepływu, charakterystyka przepływu	кривая расхода	Abflussmengenkurve, f	courbe des débits (Z)	discharge curve, hydrograph (Z, Z)

	Polski	Rosyjski	Niemiecki	Francuski	Angielski
1531	krzywa codziennych przepływów, krzywa dobowych natężeń przepływów	хронологический график расходов, гидрограф	Abflussganglinie, f (Gr) Durchflussummenganglinie	courbe de débits journaliers	chronological discharge curve
1532	krzywa czasów trwania przepływów	кривая обеспеченности расхода воды	Wassermengendauerlinie, f (Z) Abflussummengendauerkurve, f	courbe de débits classée (Z)	rating curve of flow (Am) flow curve (Z)
1533	krzywa sumowania przepływów, krzywa całkowita	интегральная кривая расхода	Wassermengensummenganglinie, f Zufussummengangkurve, f Intergralkurve, Summenganglinie (Gr)	courbe intégrale des débits	integral discharge curve
1552	sonda	промер воды, лот	Peillot, n, Lot,	plomb de sondage	sounding lead
1553	sondowanie sondą obławianą	измерение глубины лотом	peilen mit Lot	sondage à l'aide d'un plomb	sounding with a lead
1554	lata sondowa	фушток, рейка для промера глубины	Peilenstick, m, Peilstange	latic de sondage	sounding pole (Z)
1555	милынек гидронетричный	гидрометрическая вертушка	hydrometrischer Flügel	moulinet hydrométrique	screw current meter (Z)
1556	изотача	изотача	Isotache, f	isotaque	isotach
1557	изохрона	изохрона	Isochrone, f	isochrones	isochron (isochron unity)
1558	(linia łącząca punkty o jednako- wej w czasie odległości spływu do pewnego przekro- ju potoku lub rzeki)	поверхностный поплавок	Oberflächenschwimmer, m	flotteur de surface	surface float (Z)
1559	пływak powierzchniowy	глубинный поплавок	Tiefschwimmer, m	flotteur de profondeur	subsurface float, depth float (Z)
1570	limnigraf, wodowskaz samo- piszący (automatyczny)	лимниграф; самопишущий водомерный пост	Linnigraph, m, selbstregistrierender Pegel	limnigraph	limnigraph
1571	związek wodowskazów, wodowa- skazy sprzężone, odczyty jed- noczesne	связь водомерных постов	gleichwärtige Wasserstände	niveaux équivalents	equivalent gauge readings or levels
1572	niska woda	низкая вода, низкий уро- вень воды	Niedrigwasser, n; niedriges Wasser, Niedrigwasser (NW)	basses eaux	low water
1573	niższa woda	меньше	Kleinwasser, n	étage	low water
1574	wysoka woda	половодье	Hochwasser, n	hautes eaux	high water
1575	przybór	паводок	Hochwasserwelle, f	montée de l'eau	flood water rise (Z)
1576	powódź	наводнение	Überschwemmung, f	inondation, f	inundation, flooding
1577	wzbranie spowodowane wiatrem	нагон воды ветром	das Steigen des Wassers Aufreibung des Wasserspiegels durch Wind	relèvement du niveau par le vent	raising of the level by wind
1578	opadanie stanu wody spowodowane wiatrem	снижение состояния уров- ня воды вследствие от- токи воды ветром	Abenkung des Wasserspiegels durch Wind	abaissement du niveau par le vent	lowering of the level by wind
1701	Meteorologia	Метеорология	Meteorologie, f	météorologie, f	meteorology
1702	pogoda, stan pogody	погода, состояние погоды	Wetter, n	état du temps	weather
1703	piękna pogoda	хорошая погода, ведро	schönes Wetter	beau temps	good weather
1704	czyste powietrze	чистый воздух	reine Luft	air pur	pure air
1705	pogoda pochmurna	пасмурная погода	trübes Wetter	temps gris	dull, cloudy weather
1706	pogoda deszczowa	дождливая погода	Regenwetter	temps pluvieux	rainy weather
1707	pogoda mroźna	морозная погода	frostmäßig Wetter	temps à gelée	frosty weather
1708	pogoda burzliwa	бурная, штормовая погода	Sturmwetter	temps orageux	stormy weather
1709	odwilż (odłoga)	оттепель	Tauwetter	dégel	thaw

(ciąg dalszy nastąpi)