

2. Geografia P. 10 J. P.
PAŃSTWOWA
WYŻSZA SZKOŁA PEDAGOGICZNA
w GDAŃSKU
INSTYTUT GEOGRAFICZNY

GOSPODARKA WODNA

MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI
I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XII

WARSZAWA, KWIECIEŃ 1952 r.

Nr 4

WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

TREŚĆ

Konstytucja Polskiej Rzeczypospolitej Ludowej	121
DZIAŁ I — PLANOWANIE, ORGANIZACJA	
Inż. Stefan Ihnatowicz — Kanał Dunaj — Morze Czarne	122
DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA	
Kazimierz Chomicz — Analiza wzorów opadowych stosowanych w hydrotechnice	130
Inż. Zdzisław Mikulski — Przepływ rzek przy zmiennej cofce i dotychczasowe metody jego określania	131
DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE	
Inż. Tadeusz Tillinger — Mechanizacja regulacji rzeki Wisły	136
Prof. inż. Czesław Zakaszewski — Podsiąkowe nawodnianie łąk	141
Prof. dr inż. Jerzy Ostromecki — O zastosowaniu mapy potrzeb wodnych do projektowania nawodnień podsiąkowych	146
Inż. Jerzy Ostrowski — Obliczenie nawodnienia podsiąkowego łąk doliny rzeki Nurczyk	148
DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO	
Inż. Włodzimierz Skoraczewski — Kryty żelbetowy kanał z elementów prefabrykowanych	153
Henryk Witkowski — Walczymy o najoszczędniejszą gospodarkę metalami nieżelaznymi	155
DZIAŁ V — EKSPLOATACJA	
Mgr Zenon Wierzbicki i inż. Jan Wokroj — Gospodarowanie wodą na zbiornikach retencyjnych a możliwości przewidywania przebiegu opadów i fal powodziowych	156
Przegląd wydawnictw	158

Содержание

SOMMAIRE

CONTENTS

Конституция Польской Народной Республики	Constitution de Republique Polonaise Populaire.	Constitution charter of Polish Folks Republic.
Канал Дунай — Черное Море.	Canal Danube — Mer Noire.	Danube — Black See Canal.
Анализ применяемых в гидротехнике формул для определения атмосферных осадков.	Analyse des formules appliquées dans l'Hydrotechnique, definissant les precipitation atmosphériques.	Analysis of rain fall formulas applied in Hydrotechnics.
Исследовательские методы для определения коэффициента фильтрации грунта.	Méthode d'exploration établissant le coefficient de filtration du sol.	Investigation methods of establishing the coefficient of soil filtration.
Механизация регуляции реки Вислы.	Mécanisation des travaux de régularisation du fleuve Vistule.	Mechanisation of regulation works on the river Vistula.
Указания по сельскохозяйственному благоустройству болота Кувасы.	Lignes directrices pour l'aménagement agricole du marais Kuwasy.	Guiding principles of the agricultural management of the marsh Kuwasy.
Плывучий песок и его технические свойства на основе новейших исследований.	Sable boullant — ses propriétés techniques en considération des études récentes relatives.	Fluent sand — its technical properties on the ground of recent researches.
Железобетонный коллектор из сборных элементов.	Conduite en béton armé construite des éléments préfabriqués.	Reinforced concrete pipe line of prefabricated elements.
Внедрять экономные методы хозяйства цветными металлами.	Luttons pour l'économie la plus rationnelle des métaux non-ferreux.	Fighting for the economical management coloured of coloured metals.
Несколько замечаний о проведенных мелиорациях в долине реки Нэр.	Quelques remarques sur les aménagements hydrauliques dans la vallée du Ner.	Some notices on the executed water catchment works in the Ner valley.
Результаты испытаний и наблюдений на обводненных лугах долины реки Нэр.	Resultats des épreuves et observations sur les prairies irriguées dans la vallée du Ner.	Results of tests and observations on the irrigated meadows in the Ner valley.
Обзор печати.	Revue des publications.	Review of publications.

GOSPODARKA WODNA

MIESIĘCZNIK

POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XII

WARSZAWA, KWIECIEŃ 1952 R.

Nr 4 (65)

Konstytucja Polskiej Rzeczypospolitej Ludowej

W dniu 27 stycznia 1952 r. ogłoszony został projekt Konstytucji Polskiej Rzeczypospolitej Ludowej. Równocześnie Komisja Konstytucyjna, zgodnie z Ustawą Konstytucyjną z dnia 26 maja 1951 r. otworzyła nad zgłoszonym projektem ogólnonarodową dyskusję, wychodząc z założenia, że najszerszy udział mas pracujących w tej dyskusji przyczyni się do wszechstronnego omówienia i przyswojenia sobie przez miliony obywateli zasad nowej Konstytucji jako woli narodu i prawa najwyższego Polskiej Rzeczypospolitej Ludowej.

Projektowana Konstytucja ustala te wszystkie osiągnięcia, które lud pracujący miast i wsi już zrealizował i nadal realizuje na drodze wprowadzenia w Polsce ustroju socjalistycznego.

W przemówieniu wygłoszonym na posiedzeniu Komisji Konstytucyjnej w dniu 23 stycznia 1952 r. Prezydent Rzeczypospolitej Polskiej Bolesław Bierut podkreślił zasadnicze znaczenie Konstytucji, jako dokumentu ustalającego podstawowe zasady ustroju społecznego i państwowego — zasady, którymi kieruje się naród i państwo.

Projekt Konstytucji ujmuje zasadnicze prawa w formę niezwykle zwartych, ścisłych artykułów. Podstawowym więc zadaniem dyskusji ogólnonarodowej jest spopularyzowanie, wyjaśnienie najszerszym masom olbrzymiej wagi i rewelacyjnej treści politycznej i społecznej, która zawarta jest w każdym artykule projektu Konstytucji.

„Nowa Konstytucja — powiedział Prezydent Bierut — ma być ujętą w formę powszechnego prawa Wielką Kartą zwycięskich osiągnięć i utrwalonych na zawsze zdobyczy społecznych polskiego ludu pracującego, który stał się rzeczywistym gospodarzem swego kraju, jedynym i wolnym twórcą losów narodu, gwarrantem jego rosnącej siły, niezawodną ostoją jego wielkiej przyszłości. W suchych na pozór artykułach projektu Konstytucji zawarty jest w istocie ogólny wynik i bilans wiekowy historii walk klasowych i wyzwolńczych polskich mas ludowych, którym na przestrzeni ostatnich 70 lat przodowała polska klasa robotnicza — walk długich i ciężkich, ale uwieńczonych zwycięstwem.

Nas — hydrotechników, współodpowiedzialnych za szybkie odrobienie wieloletnich zaległości i zacofania na polu postępu technicznego, wynikłych na skutek naszej długoletniej niewoli i związanych z tym warunków życia politycznego i gospodarczego — interesują specjalnie te artykuły Konstytucji, które ustalają stosunek Państwa Ludowego do tych dziedzin życia gospodarczego, w których zagadnienia gospodarki wodnej odgrywają jedną z podstawowych, a częstokroć zasadniczą pozycję. Interesują nas przede wszystkim te artykuły Konstytucji, które wytyczają kierunki, w których powinna pójść nasza myśl techniczna.

Polska Rzeczpospolita Ludowa zapewnia rozwój i nieustanny wzrost sił wytwórczych kraju przez jego uprzemysłowienie, przez likwidację zacofania gospodarczego, technicznego i kulturalnego. Organizuje gospodarkę planową opierając się na przedsiębiorstwach, stanowiących własność społeczną. Zabezpiecza stały wzrost dobrobytu, zdrowotności i poziomu kulturalnego mas ludowych (art. 3 p. 2, 3, 5).

Konstytucja stanowi, że mienie ogólnonarodowe: złoża mineralne, wody, lasy państwowe, kopalnie, drogi, transport kolejowy, wodny i powietrzny, środki łączności, banki, państwowe zakłady przemysłowe, państwowe gospodarstwa rolne i państwowe ośrodki maszynowe, państwowe przedsiębiorstwa handlowe, przedsiębiorstwa i urzędy komunalne — podlega szczególnej trosce i opiece państwa oraz wszystkich obywateli (art. 8).

Konstytucja zapewnia nieustanny wzrost produkcji przemysłu państwowego, służącej wszechstronnemu zaspokajaniu potrzeb wytwórczych i konsumpcyjnych ludności wiejskiej, jednocześnie planowo wpływając na stały wzrost towarowej produkcji rolniczej, która zaopatruje przemysł w surowce, a ludność miejską w żywność (art. 9).

Polska Rzeczpospolita Ludowa otacza opieką indywidualne gospodarstwa rolne pracujących chłopów i udziela im pomocy w celu ochrony przed wyzyskiem kapitalistycznym, pomaga do zwiększenia produkcji, podniesienia poziomu rolniczo-technicznego oraz podniesienia ich dobrobytu. Polska Rzeczpospolita Ludowa udziela szczególnego poparcia i wszechstronnej pomocy powstającym na zasadzie dobrowolności rolniczym spółdzielniom produkcyjnym — jako formom gospodarki zespolowej „...gospodarka zespolowa jest środkiem do szybkiego i znacznego podniesienia dobrobytu i kultury wsi” (art. 10 p. 1, 2).

Polska Rzeczpospolita Ludowa dba o wszechstronny rozwój nauki, opartej na dorobku przodującej myśli ludzkiej i postępowej myśli polskiej — nauki w służbie narodu (art. 63).

Polska Rzeczpospolita Ludowa szczególną opieką otacza inteligencję twórczą — pracowników nauki, oświaty, literatury i sztuki oraz pionierów postępu technicznego, racjonalizatorów i wynalazców (art. 65).

Wyszczególnione postanowienia Konstytucji mają wzruszającą wymowę dla każdego technika, stwarzając szerokie pole do pracy dającej wielkie zadowolenie moralne i poczucie swej wartości, umożliwiając jednocześnie zdobyć wiedzę i systematyczne jej pogłębianie w warunkach jakie nie do pomśnienia były w Polsce kapitalistycznej.

Dlatego też wszyscy hydrotechnicy, wszyscy pracownicy nauki nie tylko z największym uznaniem przyjmują projekt naszej, prawdziwie postępowej Konstytucji Polskiej Rzeczypospolitej Ludowej, lecz korzystając ze wskazań i zagwarantowanej przez tę Konstytucję pomocy państwa ludowego, ze spotęgowaną energią i zapałem będą pracować nad realizacją naszego wielkiego Planu Gospodarczego na odcinku gospodarki wodnej, Planu zapewniającego dobrobyt wszystkim ludziom pracy.

DZIAŁ I – PLANOWANIE, ORGANIZACJA

INŻ. STEFAN IHNATOWICZ

Kanał Dunaj – Morze Czarne

W okresie 11.X. — 2.XI.51 r. grupa polskich inżynierów zwiedziła w ramach współpracy gospodarczej polsko-rumuńskiej — budowę kanału Dunaj — Morze Czarne. Inżynierowie polscy spotkali się z b. życzliwym przyjęciem ze strony Generalnej Dyrekcji Kanału D.M.C., która umożliwiła im zapoznanie się zarówno z ogólnym założeniem projektu i przebiegiem studiów, jak również z wykonawstwem robót na poszczególnych placach budowy.

Wstęp

W maju 1949 r. rząd Rumuńskiej Republiki Ludowej postanowił rozpocząć budowę kanału żeglugi Dunaj — Morze Czarne. Obecnie budowa kanału jest w pełnym biegu, a ukończenie inwestycji przewidziane jest w 1955 r.

Myśl skrócenia drogi wodnej Dunaju powstała niewątpliwie dawniej. Narzucał ją sam przebieg Dunaju, który w rejonie Czarna Woda zbliża się do morza na odległości ok. 60 km i następnie zwraca gwałtownie ku północy, by po ponownym zwrocie o 90° w rejonie Galacu znaleźć ujście w morzu o 280 km poniżej Czarnej Wody.

Trudność wykonania kanału skracającego polegała na tym, że na pasie terenu oddzielającego Dunaj od morza — w miejscu najwyższym — występują jurajskie wzgórza, o wysokości ok. 100 m n. p. m.

Realizacja takiego połączenia wymagała przeto nie tylko woli, lecz i odpowiednich środków technicznych.

Podjęte w okresie międzywojennym studia nad budową kanału D. M. C. ograniczyły się do przygotowania podstawowych danych topograficznych. Rząd międzywojenny, ulegający silnym wpływom obcych koncernów eksploatujących bogactwa kopalne Rumunii i nie zainteresowanych w rozwoju żeglugi na Dunaju, a tym mniej w rozwoju poszczególnych dzielnic Rumunii, nie zdobył się na realizację projektowanego kanału.

Rząd Ludowej Republiki nie tylko podjął budowę kanału jako inwestycję główną, lecz powiązał to zagadnienie z szeregiem innych inwestycji, mających na celu zasadnicze przeobrażenie i podniesienie gospodarcze i kulturalne ubożego okręgu Dobrudży.¹⁾

Wszystkie pomocnicze i drugoplanowe inwestycje, konieczne w związku z budową kanału, są planowane i wykonywane w uzgodnieniu z potrzebami rozwoju gospodarczego przyległego regionu.

Pod tym kątem widzenia buduje się urządzenia komunikacyjne (koleje, drogi, łączność), wodociągowe (nowe ujścia wody, rejonowe rurociągi), energetyczne (elektrownie ciepłe i sieć przesyłowa), melioracyjne (zbiorniki dla chwywania deszczów nawaalnych, nawodnienia i odwodnienia), robotnicze osiedla mieszkaniowe (dzielnice miast istniejących i przyszłych) warsztaty mechaniczne (przyszłe warsztaty napraw maszyn rolniczych) itp.

Działalność Dyrekcji Budowy Kanału nie ogranicza się li tylko do inwestycji mających bezpośredni związek z budową i zaspokajaniem potrzeb licznego personelu robotniczego i technicznego, lecz współdziała również w pracy nad podniesieniem poziomu kulturalnego i zdrowotnego okolicznej ludności. Tak np. utrzymuje średnią szkołę techniczną w Czarnej Wodzie, wspiera szkoły początkowe, udziela za pośrednictwem własnych izb zdrowia pomocy lekarskiej miejscowej ludności itp.

Jak stąd widać, budowa kanału D. M. C. posiada cechy typowo socjalistycznej inwestycji, mającej jako główne zadanie usprawnienie żeglugi na Dunaju i roz-

wiązującej równocześnie szeroki wachlarz zagadnień gospodarczych i kulturalnych przyległego regionu.

Ze względu na znaczenie budowy kanału dla całego kraju, jej rozmiar i charakter, stała się ona przedmiotem zainteresowania całego narodu, zajmując przy tym najpoważniejszą pozycję w pięcioletnim planie gospodarczym Rumunii.

Podjęcie tak poważnej, zarówno pod względem technicznym, jak i ekonomicznym inwestycji, wymagającej gruntownych studiów i prac dokumentacyjnych oraz znacznej koncentracji ciężkiego sprzętu budowlanego, stało się możliwe dzięki wydatnej pomocy ZSRR w fachowcach i w nowoczesnym sprzęcie oraz współpracy sąsiadujących z Rumunią państw demokracji ludowej. Wybitni fachowcy radziecy brali udział w studiach i przy opracowaniu wstępnego projektu kanału D. M. C. Na budowie można oglądać nowoczesne radzieckie ssąco-refulerowe pogłębiarki i urządzenia hydromonitorowe o znacznej wydajności, radzieckie i czechosłowackie kopaczki, radzieckie i węgierskie wagony — wywroty, wreszcie polskie lokomotywy robocze z Chrzanowskiej Fabryki Lokomotyw.

Ogólna charakterystyka inwestycji

Długość kanału D. M. C. wyniesie 62 km, przy ilości wykopów ok. 140 miln. m³ i robót betonowych ok. 1,0 mln. m³. Skracając drogę wodną Dunaju o ca. 220 km, w wyniku czego nastąpi obniżenie kosztów przewozu ładunków do portu morskiego, a tym samym zwiększą się możliwości rozwoju handlu morskiego Rumunii.

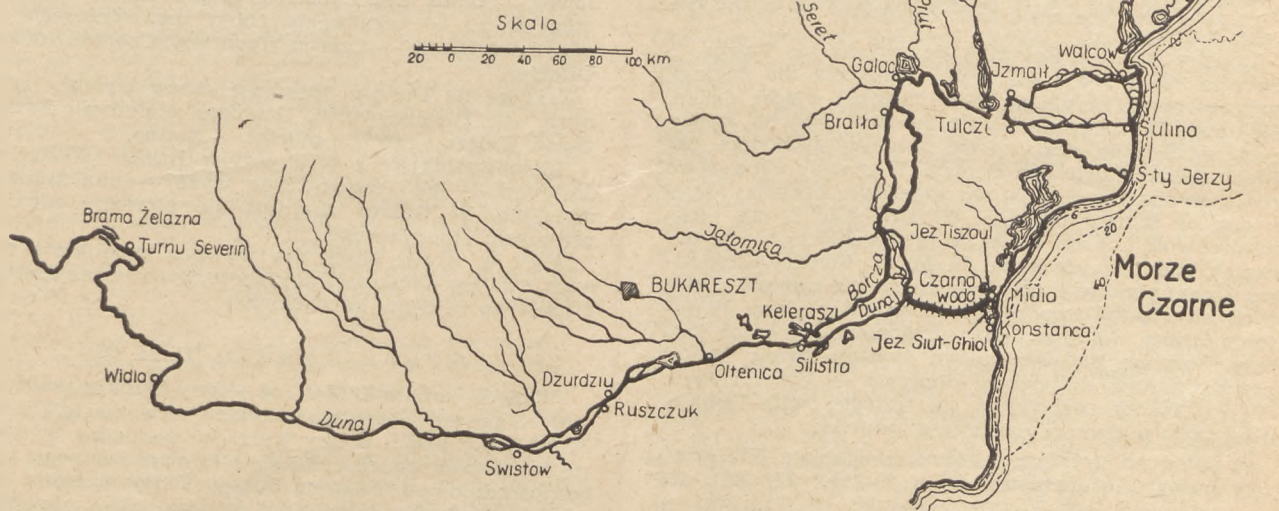
Kanał ma być obsługiwany przez 5 portów budujących się równocześnie i obejmujących jeden port rzeczno-kanałowy przy wlocie z Dunaju w Czarnej Wodzie, 3 porty na samym kanale oraz jeden port morsko-rzeczny w Midii.

Budowa kanału wywrze poważny wpływ na rozwój gospodarczy i kulturalny ubożego rejonu Dobrudży, zarówno wskutek przecięcia go magistralną drogą wodną, jak i w wyniku ubocznych inwestycji w dziedzinie melioracji, przemysłu, komunikacji lądowej, rozbudowy miast i urządzeń użyteczności publicznej, realizowanych w związku i równocześnie z budową kanału.

Na obszarze dorzecza kanału, wynoszącego ok. 870 km², równoległe z budową kanału i w związku z tą budową przewidziana jest melioracja ok. 100.000 ha gruntów. Prace melioracyjne obejmą odwodnienie bagien i nawodnienie gruntów nadających się pod uprawę. W tym celu przewiduje się wykonanie sieci kanałów osuszających oraz budowę ok. 60 różnej wielkości (od 0,4 do 4,0 miln. m³) zbiorników retencyjnych, o łącznej pojemności ca. 60 miln. m³. W zbiornikach, z których znaczna część już została wybudowana, będzie magazynowana woda z deszczów nawaalnych dla nawodnień. W celu zmniejszenia szkodliwego wpływu pól. wsch. wiatrów na warunki klimatyczne kraju przewiduje się zasadzenie ok. 15.000 ha leśnych pasów ochronnych. Wszystkie te zabiegi zmierzają w kierunku tzw. przeobrażenia przyrody za przykładem ZSRR, gdzie inwestycje tego rodzaju planowane są na wielką skalę.

¹⁾ Porówn. artykuł „Dobrudża i jej kanał” — dra S. Berezowskiego. Gospodarka Wodna, 1950. Nr 7—8 (przyp. Red.).

Mapka Dunaju od Żelaznej Bramy do Suliny



Rys. 1

ich wykorzystania na stałe, w interesie ogólnego rozwoju gospodarczego przyległego regionu.

Dobruddza — kraj przecięty przez kanał

Rejon Dobrudży, przez który ma przejść kanał D. M. C. (rys. 1), jest od natury szczególnie upośledzony w porównaniu do pozostałych części kraju, co przypisać należy w pierwszym rzędzie panującym tu niekorzystnym warunkom klimatycznym i hydrologicznym. Odnosi się to w szczególności do doliny Kara-Su, przez którą przebiega znaczna część kanału D. M. C. Dolina jest błotnista, z licznymi płytkimi jeziorami, porośniętymi trzciną. Rozkładająca się roślinność zanieczyszcza wodę i zatrzuwa powietrze wonią zgnilizny. Brzegi doliny stanowią kamieniste wzgórza, skarpy których pokryte są cienką warstwą gleby.

Dobruddza należy do najbardziej ubogich w opady rejonów. Istotnie opad średni roczny w górach Rumunii wynosi 800—1000 mm, w Transylwanii i w dolinie Cissy 600—800 mm, w rej. Muntenii 600—700 mm, w Mołdawii i wsch. Muntenii 400—500 mm, a na wąskim pasie wzdłuż brzegu Morza Czarnego i w delcie Dunaju, to jest w rej. interesującej nas części Dobrudży, spada poniżej 400 mm, dochodząc nawet do 300 mm.

Przyczyną tak niskich w tym pasie opadów jest oddziaływanie suchych kontynentalnych wiatrów półn. wsch., zwanych křiwec (crivat), przynoszących w okresie zimowym znaczne obniżenie temperatury powietrza, a w okresie letnim — posuch.

Największe natężenie opadów przypada na wiosnę i początek lata, to jest w czasie aktywnej vegetacji, jednak systematyczność ta nie zawsze ma miejsce, nadto opady nie zawsze są dostateczne dla zaspokojenia potrzeb rolnictwa.

Posucha w Dobrudży jest zjawiskiem częstym, przy czym przeciętnie co 5 lat nosi ona charakter klęski.

Prace nad przeobrażeniem przyrody Dobrudży — jak wyżej wspomniano — zostały już zaplanowane i znajdują się w realizacji w związku z budową kanału D. M. C., przy czym przewidywane efekty na odcinku rolniczym i zdrowotnym stanowią jedno z poważniejszych uzasadnień gospodarczych dla realizacji inwestycji D. M. C.

Dunaj w obrębie Rumunii

Dunaj w obrębie Rumunii i wzdłuż jej granic przepływa na długości około 1075 km, z ogólnej długości biegu od źródła do ujścia wynoszącej 2855 km. Dorzecze Dunaju przy ujściu wynosi 817 tys. km².

Równocześnie z budową kanału trwają prace nad tworzeniem ośrodków przemysłowych związanych z istnieniem drogi wodnej. Znajdują się na ukończeniu: budowa wielkiej cementowni oraz budowa znacznych rozmiarów warsztatów mechanicznych, które obecnie już są wykorzystywane częściowo dla remontu sprzętu budowlanego, a po zakończeniu budowy kanału zostaną przekształcone w zakłady okręgowe dla naprawy sprzętu i maszyn rolniczych. Również znajduje się w budowie elektrownia cieplna 24 MW, mająca służyć wraz z czynną obecnie mniejszą elektrownią 8 MW — dla zaopatrywania placów budowy, a po zakończeniu robót do zaopatrywania w energię sieci okręgowej.

W związku z uprzemysłowieniem rejonu realizowana jest rozbudowa miast, jak Czarna Woda, Medgidia, Puortia, Alba, Nowodari, Midia, przy czym zbudowane zostały i budują się w dalszym ciągu całe dzielnice, które do czasu zakończenia robót wykorzystywane są jako osiedla administracyjne i robotnicze. W ramach tych osiedli budują się również szpitale, szkoły, kina itp. Miasto Midia, nie liczące obecnie więcej niż 5 tys. mieszkańców, zaplanowane zostało na 60 tys. mieszkańców.

Dla zaopatrzenia osiedli robotniczych i placów budowy w wodę wykonano nowe ujęcie wody z głębokich studziń w rej. pomiędzy Ovidiu i Konstancą, przy czym założono przeszło 100 km rurociągu, o średnicy głównego ciągu 450 mm. Dotychczas istniała stacja pomp w Czarnej Wodzie, zasilająca wodą z Dunaju szereg osiedli i miast, a w tej liczbie i Konstancę. Obecnie sieć wodociągowa jest zasilana z obu wymienionych ujęć, po zakończeniu zaś budowy rozbudowana w ten sposób sieć wodociągowa dostarczy dobrej pitnej wody zarówno wszystkim istniejącym, jak i mającym powstać w tej części Dobrudży osiedlom i miastom, od Czarnej Wody do Midii i Konstancy.

W związku z potrzebami budowy wykonano przeszło 300 km nowych, normalno-torowych kolei, z których część pozostanie jako inwestycja stała. Analogicznie wzbudowano przeszło 50 km nowych dróg o utwardzonej nawierzchni, nadto pokazała ilość istniejących dróg ulepszono przez wyasfaltowanie.

Wzdłuż całej drogi wykonano sieć łączności, składającą się z linii drutowych, z zainstalowaniem urządzeń pozwalających na prowadzenie równocześnie kilku rozmów na jednej linii.

Wzdłuż kanału, po obu jego stronach poprowadzono linie wysokiego napięcia dla zaopatrzenia placów budowy w energię elektryczną.

Jak z powyższego widać, cały szereg inwestycji pomocniczych potraktowany został pod kątem widzenia

Pomiędzy Karpatami i Górami Wschodnio-Serbskimi Dunaj przerzyna się dwoma wąwozami: Kazane i Żelaznej Bramy. U podnóża gór Banatu (Kazane) szerokość koryta wynosi zaledwie 150 m, a głębokość ok. 0,75 m. Żelazna Brama stanowi wąwóz o podnóża Alp Transylwańskich, gdzie Dunaj na długości ok. 3 — 4 km płynie z dużą prędkością poprzez liczne poroży i szczyty.

Dopiero poniżej Żelaznej Bramy od m. Turnu — Severin rzeka staje się znowu dogodną dla żeglugi, przy szerokości koryta od 750 do 1000 m i więcej. Od m. Keleraszi Dunaj rozdziela się na dwa ramiona, z których wschodnie nosi nazwę Dunaju, zachodnie zaś Bałtu Jajomickiego lub Borcza. W rejonie Chyrzowa oba ramiona zlewają się we wspólnym korycie. Mniej więcej w środku odcinka Silistra—Chyrzowa leży miejscowość Czarna Woda, w rejonie której bierze początek budujący się kanał D. M. C. Poniżej Chyrzowa Dunaj ponownie dzieli się na szereg ramion, z których największe zwane jest Bałtem Braińskim. W rejonie Braity ramiona łączą się ponownie, płynąc jedynym korytem do rej. Tulczy. Poniżej Braity Dunaj przybiera dwa największe dopływy — Seret i Prut. W rej. Tulczy rozpoczyna się rozległa delta Dunaju, utworzona przez trzy zasadnicze ramiona:

- a) północne (graniczne) zwane Ramieniem Kilijskim, najbardziej pełnowodne, o długości 111 km, nie używane jednak przez żeglugę ze względu na znaczną ilość prowadzonego w zawieszeniu rumowiska;
- b) środkowe zwane Ramieniem Sulińskim, o dł. 82,5 km, szerokości koryta 100 — 130 m. Ramię to jest uregulowane, przystosowane dla żeglugi i zapewnia korzystną głębokość 5 — 15 m;
- c) południowe zwane Ramieniem Świętego Jerzego o dł. 96 km i głęb. na szlaku ok. 10 m, a przy ujściu 1,5 m. Ze względu na tworzenie się dużych odkładów rumowiska przy wylocie, ramię to nie jest wykorzystywane przez żeglugę.

Charakterystyczne przepływy Dunaju są następujące: w profilu Wiednia śr. roczna woda 1890 m³/sek, najwyższa wielka woda 10.500 m³/sek. W profilu Czarnej Wody w obu ramionach najniższa woda 2.000 m³/sek., najwyższa wielka woda 18.000 m³/sek. Przy małej wodzie ramię Borcza prowadzi 2/3 całego przepływu, przy wyższych stanach stosunek ten poprawia się na korzyść właściwego koryta Dunaju. Jak stąd wynika, ramię Borcza jest bardziej wodne i z tego powodu obecnie jest wykorzystywane jako żeglowne.

W związku z budową kanału D. M. C. przewidziane są roboty regulacyjne, zadaniem których jest zwiększenie w prawym ramieniu przepływu przy stanach niskich, zwiększenie głębokości na przemiałach i zapewnienie dogodnego wejścia do portu i kanału w Czarnej Wodzie.

W rej. Tulczy, powyżej rozgałęzienia delty, koryto Dunaju jest silnie skoncentrowane, szerokość jest większa od 500 m, a głębokości dochodzą do 15 m. Charakterystyczne przepływy w profilu Tulcza wynoszą: średni niski 3500 m³/sek, średni roczny 6.300 m³/sek, śr. w. w. 9000 m³/sek, najniższy obserwowany 1700 m³/sek., najwyższy obserwowany 2700 m³/sek. Przepływ dzieli się pomiędzy ramionami delty w stosunku: Ramię Kilijskie 66%, Sulińskie 6%; Świętojeńskie 28%. Przy najniższym przepływie żeglowne Ramię Sulińskie prowadzi jeszcze 210 m³/sek.

Wahania stanów Dunaju są dość znaczne. W profilu Czarna Woda, różnica pomiędzy najwyższym a najniższym stanem wynosi ok. 8 m.

Zlodzenie Dunaju na odcinku poniżej Braity trwa średnio 4—5 tygodni, w rejonie Dżurdziu — 3—4 tygodni. Dolny odcinek przeciętnie raz na 4—5 lat nie zamarza wcale, w rej. Dżurdziu — raz na 2 — 3 lata, o w rej. Turnu-Sewerin Dunaj zamarzał tylko raz, jeden w ciągu okresu 1900 — 1937.

Głębokość tranzytowa na Dunaju od Braity w górę biegu rzeki do Żelaznej Bramy wynosi przy niskich stanach powyżej 2,0 m, z tym, że w latach wyjątkowo suchych spada do 1,8 m.

Dla zapewnienia potrzebnej głębokości na przejściach wykonywane jest systematyczne bagrowanie

bardziej uciążliwych przemiałów, średnio raz na 3 lata. Okres żeglugi trwa na Dunaju przeciętnie 300 dni w roku. Szlak jest oznaczony świetlnymi znakami, co pozwala na całodobową żeglugę.

W związku z budową kanału D. M. C., konieczne będzie dla zapewnienia potrzebnej głębokości tranzytowej — prócz wspomnianych poprzednich robót regulacyjnych — wzmożenie robót bagrowniczych na odcinkach Braiła — Czarna Woda oraz Czarna Woda — Oltenica.

Żeglugę na Dunaju obsługuje szereg portów rzecznych, jak Turnu-Severin, Dżurdziu, Keleraszi, Braiła; Galac, Tulcza i rzeczno-morski — Sulina.

Najpoważniejsze z tych portów Braiła i Galac są dostępne — jak wspomniano wyżej — dla statków morskich. W Galacu znajduje się poważny ośrodek przemysłu stoczniowego.

Port w Braiile służy dla wywozu produktów rolnych z doliny naddunajskiej (zboże, bydło) oraz drewna z lesistych rejonów karpacczych.

Trasa kanału D. M. C.

Wlot do kanału D.M.C. od strony Dunaju położony jest na prawym brzegu rzeki w rejonie miasta Czarna Woda, przy ujściu doliny Kara-Su, pomiędzy wysokimi wzgórzami kończącymi się stromymi ścianami lesu bezpośrednio nad brzegiem Dunaju. Lewy brzeg na tym odcinku ma charakter niskiego, płaskiego zlewiska. Nurt rzeki, po odbiciu się o wysoki prawy brzeg, przechodzi ku lewemu brzegowi, poniżej projektowanego wlotu do portu i kanału. W celu uniknięcia zamulenia wejścia do portu przewidziane jest wysunięcie molo portowych na rzekę oraz odpowiednia regulacja koryta rzeki.

Kanał na połowie swej długości przebiega doliną Kara-Su, po czym opuszczając ją wchodzi w boczną dolinę Waka-Adanka, w kierunku północno-wschodnim, przekracza wododział oddzielający dorzecze Morza Czarnego (85 m n. p. m.). Po przejściu wzgórza kanał, ujęty na długości ok. 4 km w obwałowaniu, przecina jezioro Siut-Ghiol, po czym przechodzi nad urwistym brzegiem morza. Końcowy odcinek kanału prowadzi w obwałowaniu przez teren plażowy i znajduje wylot w budującym się porcie morsko-kanałowym w rejonie m. Midia.

Warunki geologiczne

Pod względem geologicznym rejon trasy kanału został zbadany bardzo szczegółowo.

Wykonano w stosunkowo krótkim czasie ok. 2000 wierceń, o łącznej długości przeszło 50 km, z czego ok. 15% w gruntach skalnych.

Ogółem zbadano ok. 50.000 próbek gruntu.

Zasadniczo wiercono do rzędnej minus 10 poniżej poziomu morza, najgłębsze wiercenia sięgały 180 m poniżej poziomu terenu. W partii przejścia grzbietu normalne wiercenie wynosiło 100 m.

Na podstawie zbadanych próbek gruntu ustalono podział gruntów na kilkanaście typów, co w znacznym stopniu ułatwiło zorientowanie się w uzyskanym materiale i pozwoliło na przejrzyste sklasyfikowanie przekrojów. Dla poszczególnych typów gruntu określone zostały podstawowe wskaźniki jak: kąt tarcia wewnętrznego i kohezja dla gruntu w stanie suchym i mokrym (w obrębie wody gruntowej), ciężar właściwy dla gruntu w stanie naturalnym i pod wodą. Uogólnione w ten sposób charakterystyki gruntów posłużyły do wstępnego porównania alternatywnych warunków fundowania budowli, ubezpieczenia skarp w wykopach itp.

Wiercenia wykonano w zasadzie profilami w odległości ok. 500 m, co najmniej po 3 wiercenia w każdym profilu. W razie potrzeby siatkę otworów zagęszczano.

Równolegle z przeprowadzeniem wierceń wykonywano badania morfologiczne (stosunkowo w małym zakresie), geomorfologiczne, geologiczne i geotechniczne.

W wyniku przeprowadzonych badań stwierdzono, że podstawa geologiczna tej części Dobrudży składa się z jury i kredy. Najwyższe wzniesienie pokładu jury na trasie kanału zalega na rzędnej spągu 52 m n. p. m.

Poczynając od 55 km w kierunku morza występuje najstarsza w tym rejonie formacja metamorficznych łupków sylurskich. Nad sylurem zalegają skały wapienne młodszego pochodzenia (apt, wapień boremski itp.).

W kierunku od największej wyniosłości profilu kanału do Czarnej Wody na Dunaju, tj. w obrębie doliny Waka-Adanka i doliny Kara-Su, starsze formacje (trzeciorzędowe) uciekają w głąb terenu, a zwiększa się natomiast miąższość formacji czwartorzędowych, złożonych z leśu, leśu przeformowanego, iłów, młodszych glin, produktów sedimentacji rzecznej i błotnej, rzadkich piasków i żwirów. Grubość warstw czwartorzędowych wynosi od 0 m, jak np. na stromych zboczach doliny Kara-Su, do 20 m, a nawet 30 m, jak np. w profilu grzbietowym kanału. Wyjątek od powyższej zasady stanowią niektóre wzniesienia górnej powierzchni formacji wapiennych, np. w rejonie śluzy Nr 1, gdzie wapień boremski pojawia się już na rzędnej minus 6,0 m; podobny grzbiet występuje w rejonie Medgidia, wreszcie w połowie długości kanału znowu przecina wzniesienie z wapienia boremskiego.

Szczegółowe badania geologiczne, które poprzedziły właściwe studia kanałowe, pozwoliły na opracowanie gruntownego uzasadnienia zarówno dla wybranej trasy kanału, jak i miejsc usytuowania poszczególnych budowli.

Tak np. odsunięcie trasy kanału w kierunku ku jezioru Siut-Ghiol powstało na skutek konieczności wyjścia poza strefę uskoku skalnego w formacjach wapiennych. Przekroczenie tego uskoku przy zachowaniu najkorzystniejszego sytuacyjnie kierunku w poprzek do szczeliny skalnej stworzyłoby poważne niebezpieczeństwo deformacji skarp kanału. Dla uniknięcia tego, trasę kanału wygięto ku południowi, uzyskując przejście wzdłuż uskoku i przekraczając go w obrębie głębokich formacji czwartorzędowych.

Drugim przykładem wykorzystania badań geologicznych dla trasowania kanału jest studium nad wariantem końcowego odcinka trasy w kierunku na Konstancję. Trasa według tego wariantu miała iść doliną Kara-Su w kierunku płd. wsch., od miejsca gdzie przyjęty wariant skręca z tej doliny w dolinę Waka-Adanka. Badania geologiczne na odcinku południowego wariantu wykazały, że formacje, przez które kanał miałby przechodzić, zawierają cienkie warstwy łu w miękkich skałach wapiennych. W takich warunkach miałyby miejsce po nawodnieniu warstewek łów usuwiska, a utrzymanie skarp kanału połączone by było z poważnymi trudnościami. Z tych względów południowy wariant trasy został całkowicie zdyskwalifikowany. Zresztą, jak z dalszych studiów wynikało, wariant ten okazał się nie do przyjęcia również z powodu braku terenów dla rozwoju portu w rej. Konstancy.

Wreszcie miejsca usytuowania głównych budowli na kanale zostały wybrane w oparciu o szczegółowe dane geologiczne, jak np. śluza Nr 1 na wzniesieniu z wapienia boremskich, śluza Nr 2 na sylurze.

Przy wykonaniu studiów geologicznych dużą pomoc okazali geolodzy radzieccy, ze znanym geologiem prof. Masłowym na czele.

Przekroje kanału, budowle

W profilu podłużnym kanał przedstawia jedną pochyłość od Dunaju w kierunku morza, o łącznym spadzie wynoszącym kilkanaście metrów przy najwyższym stanie wody na Dunaju. Spad ten jest pokonany dwiema śluzami.

Normalny poziom wody na odcinku kanału pomiędzy śluzami odpowiada w przybliżeniu najniższemu żeglownemu stanowi wody w Dunaju. W okresie takich stanów żegluga przez śluzę Nr 1 odbywać się będzie przy wrotach otwartych, bez śluzowania. Z układu tego wynika, że zadaniem śluzy Nr 1 jest umożliwienie wejścia statkom na kanał przy zmiennych stanach wody na Dunaju.

Uszczelnienie kanału przewidziane jest na odcinku przekraczającym wzgórza wododziałowe, z uwagi na spękania i szczeliny w skałach jurajskich, w których wykonana będzie dolna część przekopu kanałowego oraz na odcinku jeziornym Siut-Ghiol, gdzie kanał ma

przebiegać w obwałowaniu z narzutu kamiennego. Jako uszczelnienie przewidziane jest ilowanie.

Bilans dopływu wód gruntowych i strat na przesiakanie i parowanie z kanału jest dodatni. Dopływ wynosi 4 m³/sek, straty zaś na odcinku jeziornym i na parowanie na całym kanale wynoszą około 1 m³/sek. W ten sposób do kanału dopływać będzie ok. 3 m³/sek.

Na odcinku jeziornym Siut-Ghiol zw. wody w kanale leży powyżej poziomu jeziora, którego zwierciadło wody z kolei jest wzniesione o 2 m nad poziomem morza.

Jezioro Siut-Ghiol jest wypełnione słodką wodą, pochodzącą ze zlewni własnej i licznych źródeł, a od morza jest oddzielone wąską ciągłą mierzeją, atakowaną silnie przez fale morskie. Na północ od jeziora Siut-Ghiol znajduje się wysychające jezioro Tiszaul, które jest zasilane grawitacyjnym kanałem krytym, prowadzącym z jeziora Siut-Ghiol.

Z uwagi na to, że kanał D.M.C. przecina istniejące pomiędzy jeziorami połączenie kryte, przewiduje się zasilanie jeziora Tiszaul z kanału żeglugi.

Pokrycie zapotrzebowania w wodę rejonu przyległego do kanału na cele rolnicze i przemysłowe, jak również na zasilanie jeziora Tiszaul, ma być zapewnione przez pobieranie dodatkowej ilości wody z Dunaju, dla przeprowadzenia której przewiduje się urządzenie w śluzie Nr 1 specjalnego przepustu.

W przekroju poprzecznym kanał posiada szerokość dostateczną dla ruchu dwutorowego oraz dość znaczną jak dla śródlądowych dróg wodnych głębokość. Nachylenie skarp na poszczególnych odcinkach ustalono na podstawie badań kontrolnych w terenie, przy czym wynosi ono dla gruntów mieszkalnych w zależności od rodzaju gruntu od 1 : 2,5 do 1 : 4. W gruntach czwartorzędowych projektowane jest wykonanie ławczek o szerokości 3 m co każde 7,5 m wysokości skarpy. Na poziomie + 7,5 m nad zw. wody przebiegać ma droga inspekcyjna, odwodnienie której zabezpieczą kanały opaskowe i odpowiednie nachylenie korony drogi.

Ubezpieczenie skarp w gruntach nieskalnych pod wodą i na wysokości 1,0 m nad zw. wody przewidziane jest w postaci warstwy ochronnej ze żwiru i tłucznia na podspycie z piasku. Skarpy powyżej zasięgu falowania zostaną obsiane. W przejściach kanału przez grunty skalne, skarpy otrzymują nachylenia bardziej strome niż podano wyżej, przy czym w przekroju wykonane zostaną jako schodkowe, o wysokości stopnia ok. 8 m.

W przejściu kanału przez grzbietowy profil jurajski największy wykop wyniesie ok. 91 m głębokości, z czego na górną warstwę formacji czwartorzędowych przypada około 30 m, a na skały wapienne przeszło 60 m.

Ze względu na znaczną przy wykopie otwartym kubaturę robót ziemnych, w projekcie wstępnym rozważany był wariant przejścia odcinka grzbietowego w skałę tunelem, koszt którego mógł wypaść niższy niż koszt przekopu. Wariant ten został odrzucony z różnych powodów, a między innymi ze względu na trudności z uzyskaniem w krótkim czasie specjalnego sprzętu i fachowców. Za otwartym wykopem przemawiało nadto duże zapotrzebowanie na kamień łamany do budowy portu w Midii.

Na kanale przewidziano budowę dwóch stopni śluzowych, 2 bram ochronnych, 1 przepustu dennego (w śluzie Nr 1) i 1 przelewu w obwałowaniu w rejonie jeziora Siut-Ghiol. Ponadto projekt obejmuje budowę 8 przekroczeń mostowych przez kanał, z czego 4 kolejowe i 4 drogowe, szereg przepraw promowych dla lokalnych potrzeb gospodarczych oraz szereg pompowni dla celów irygacyjnych, ujęć grawitacyjnych itp.

Na każdym z dwu stopni przewidziane są po dwie bliźniacze śluzy ze sprzężeniem konstrukcyjnym, bez sprzężenia hydraulicznego, które wobec dostatecznej ilości wody nie było potrzebne. Wymiary śluz są dostosowane dla śluzowania pociągów złożonych z jednostek pływających o dużych wymiarach.

Śluza Nr 1 stanowi budowlę złożoną, łączącą w sobie konstrukcję komory żeglugowej i przepustu zasilającego na przepływ 21 m³/sek. Ponadto środkiem

komory przechodzi most kolejowy na linii Bukareszt—Konstanca. Oba progi służą założone są na tym samym poziomie. Jako zamknięcia główne służą — górne i dolne — zaprojektowano wrota wsporne o opierzeniu cylindrycznym. Do otwierania służą mają wyćinki kół zębatach o napędzie elektrycznym.

Napełnianie i opróżnianie komór śluzowych ma się odbywać przy pomocy krótkich kanałów obiegowych, obustronnych, zamykanych zasuwami tocznymi. Jako zamknięcia remontowe dla komór przewidziane są ciężkie (40 ton) kratowe paraboliczne belki, zakładane w obu głowach. Dla manipulacji belkami służą mają dźwigi Derrick, o nośności 42 ton i długości strzały 29 m, umieszczone na filarach górnej i dolnej głowy, oddzielających wloty do komór śluzowych. Dźwigi powyższe wykorzystane będą w czasie budowy do montażu wrot wspornych.

W podłożu górnej głowy, pomiędzy wnękami dla belek zakładanych a niszą dla wrot, znajduje się wlot do przepustu doprowadzającego do kanału 21 m³/sek. wody dla celów rolniczych, przemysłowych itp. Szyb wlotowy przykryty jest pomostem kratowym. Z szybu prowadzą dwa rozgałęzienia przepustu pod kanałami obiegowymi, które idą poprzecznie do osi służ, okalają wewnętrznie zarys przyczółków głowy i następnie łączą się w obrębie zarysu głowy we wspólnej komorze, założonej głęboko w płycie podłoża. Z komory zbiorczej woda odpływa trzema kanałami popod dnem komory służ do płytkiego szybu wylotowego, znajdującego się w podłożu dolnej głowy, naprzeciwko wylotów dolnych kanałów obiegowych.

Opisane wygięcie przebiegu kanałów przepustu w głowie górnej wynikało z konieczności uzyskania miejsca dla umieszczenia zamknięć, regulujących przepływ. Z powodu zespolenia konstrukcji przepustu z głową służ długość głowy wypadła dość znaczna (ok. 40 m). Zdaniem fachowców rumuńskich połączenie obu budowli w jedną dość skomplikowaną konstrukcję dało jednak poważną oszczędność w kosztach.

Konstrukcja dolnej głowy wobec braku zamknięć w kanałach przepustu wypadła znacznie prostsza niż głowy górnej. Komora służ typu dokowego ma być wykonana z betonu marki 110 z dozbrojeniem w ilości stali ok. 40 kg/m³. Sekcje komory o długości po 20 m każda; głowy służ pomimo dość znacznej długości nie są dylatowane.

Służa Nr 1 ma być fundowana bez ścian szczelnych na wapieniu boremskim. Nacisk na grunt pod komorą 3 kg/cm², pod głowami ok. 5 kg/cm². Z uwagi na skalne podłoże osiadania nie przewiduje się.

Obsługa mechanizmów na obu służach ma być zelektryfikowana, sterowanie — centralne. Urządzenia sterownicze znajdują pomieszczenie w 3-piętrowym budynku w górnej głowie, umieszczonym na filarze działającym obie komory.

Czas napełnienia komory przy maksymalnym spadzie na służie obliczono na 11 minut, prędkość pionowego przemieszczania się statku w komorze poniżej 1 cm/sek. Czas otwarcia względnie zamknięcia zasuw w kanałach obiegowych 2—3 minuty. Cały proces śluzowania pojedynczego wyniesie średnio około 1 godziny.

Służa Nr 2 jest konstrukcyjnie prostsza niż opisana wyżej służa Nr 1. Progi służ są położone na różnych poziomach, ściana spadowa wynosi około 4,5 m. Po szczegółowych studiach, jako zamknięcie w górnej głowie, przyjęto zasuwę toczną, prowadzoną we wnękach i opuszczaną do szybu w murze ściany spadowej. Szyb połączony jest z komorą za pomocą kanału odpływowego, idącego pod progiem.

Napełnianie komory odbywa się przez podniesienie do góry zasuw, przy czym zarówno w szybie, jak i w kanale odpływowym przewidziane są urządzenia dla niszczenia energii wody.

Charakterystyki hydrauliczne napełniania, wielkość wysiłków na linach cumowniczych były zbadane w laboratoriach radzieckich.

Zamknięcie w głowie dolnej jest analogiczne jak w służie Nr 1.

Służa (Nr 2 ma być fundowana na dobrym skalnym podłożu (sylur), bez ścian szczelnych.

W górnym stanowisku tej służi przewidziana jest budowa ujęcia wody, dla zasilania wspomnianego wyżej jeziora Tiszaul.

Brama awaryjna od strony Dunaju jest połączona konstrukcyjnie z mostem drogowym. Zadaniem tej bramy jest umożliwienie odciążenia kanału od wód Dunaju, w przypadku poważnego uszkodzenia służi Nr 1. Z uwagi na małe prawdopodobieństwo takiego uszkodzenia (dwie długie komory), sprawa budowy omawianej bramy nie została dotychczas definitywnie postanowiona, zwłaszcza że budowla jest wyjątkowo kosztowna ze względu na konieczność głębokiego fundowania na kesonach.

Wybór miejsca pod bramę Nr 1 został przesądzony ostatecznie przyjętą lokalizacją służi Nr 1 w rejonie wzniesienia z wapienia boremskiego, stanowiącego dostatecznie pewne podłoże dla zafundowania służi. Ten sam pokład wapienia w miejscu projektowanej bramy Nr 1 ucieka w głąb terenu do rzędnej 17 m poniżej p. m., stanowiąc podkład dla warstw słabych gruntów czwartorzędowych, o znacznej miąższości. Warunki fundowania omawianej budowli są najgorsze w porównaniu z innymi budowlami na kanale. Dla wzmocnienia słabego gruntu w czasie wykonywania budowy przewiduje się w tym miejscu zastosowanie elektroosmozy.

Zamknięcie awaryjne Nr 1 pomyślane zostało w postaci podwójnej, tocznej bramy zasuwowej, zamykanej synchronicznie z obu stron. Każda z dwu części bramy w normalnym położeniu (w czasie trwania żeglugi) mieścić się ma w tunelu odpowiedniego przyczółka, stanowiącego równocześnie opory mostu. W przekroju poprzecznym zasawa stanowi konstrukcję w kształcie trójkąta, z opierzeniem stalowym od strony Dunaju. Urządzenia toczne przesuwają się po torach leżących w płaszczyznach prostopadłych do boków trójkąta.

Należy zauważyć, że zarówno w projekcie bramy Nr 1, jak i pozostałych budowli na kanale — nie liczonego się z ruchem rumowiska, z uwagi na istnienie obseznego osadnika w postaci akwatorium portu w Czarnej Wodzie.

Brama awaryjna Nr 2 położona jest na początku jeziornego odcinka Siut-Ghiol i służyć ma do zamknięcia odcinka kanału z kilku portami, w przypadku przerwania obwałowań kanału w obrębie jeziora.

Konstrukcja bramy Nr 2 jest tegoż typu co i bramy Nr 1, lecz znacznie prostsza, z uwagi na mniejszy spad obliczeniowy, dobre warunki fundamentowania na jure oraz brak mostu, który w bramie Nr 1 komplikuje rozwiązanie.

Porty śródlądowe

Port w Czarnej Wodzie znajduje się na początku budującego się kanału, na prawym brzegu Dunaju.

Port ten jest przeznaczony dla obsługi przyległego, rozwijającego się rejonu przemysłowego oraz dla zaopatrywania i przeformowywania pociągów holowniczych idących na kanał z Dunaju, względnie przychodzących z kanału i idących w kierunku Braiły lub Oltenicy. Przewidywany obrót w porcie — około 600-000 ton rocznie — obejmuje zboże, tarcicę, ropę, rudę itp. ładunki masowe.

W związku z budową portu i kanału wyburzona została najniższa położona dzielnica miasta Czarna Woda.

Port ma posiadać 2 baseny, z których jeden, bliższy Dunaju — przewidziany jest dla ładunków masowych, drugi zaś dla drobnicy.

Port zostanie oddzielony od Dunaju dwoma mołami wysuniętymi na rzekę w celu zbliżenia wjazdu do osi dynamicznej rzeki i zmniejszenia przez to możliwości zamulenia wjazdu do portu.

Dla operacji formowniczych i manewrowych służby mają redy utworzone przez rozszerzenie kanału wychodzącego z akwatorium portu. Statki przychodzące z Dunaju znajdują redę na samym Dunaju oraz w obszernym awanporcie od strony rzeki.

Przystań dla statków osobowo-drobnicowych przewidziana jest na prawym brzegu Dunaju, powyżej wjazdu do portu.

Ze względu na niekorzystne warunki geologiczne (przeformowany les, sedymentacje rzeczne i błotne),

dla nabrzeża przyjęto konstrukcję żelbetową typu pływowego, z przednią ścianką szczelną i palami kozłowymi.

Porty w Medgidia, Puerto Alba i Ovidiu są portami kanałowymi, o stałym poziomie. Największy z nich w Medgidia przeznaczony jest dla obsługi powstającego tutaj rejonu przemysłowego. Port w Puerto Alba służył ma lokalnym potrzebom tego miasta i rejonu. Port w Ovidiu jest niezbędny dla zaopatrywania w węgiel siłowni cieplnej w Ovidiu.

Wszystkie wymienione porty mają być odpowiednio uzbrojone i wyposażone w obrotnice, o kształcie wyokrąglonych trójkątów w planie.

Port morsko-rzeczny Midia

Będący w budowie port morsko-rzeczny w Midii, stanowiący końcowy port dla Dunaju, nie jest usytuowany pomyślnie z punktu widzenia hydrogaticznego.

Część Morza Czarnego od Konstancy po Krym jest stosunkowo płytka (ca 60 m), dno morskie na tym obszarze stanowi jak gdyby taras w stosunku do pozostałej nieckii Morza Czarnego, osiągającej głębokość przeszło 2.400 m.

Port w Midii leży w obrębie systemu plażowych części morza, o głębokości ca 14 m i z tego powodu budownictwie portu liczą się z możliwością częstotelnego zanoszenia rumowiskiem dennym wjazdów do portu, jak to ma miejsce w Konstancy.

Na wybór miejsca na port w Midii wpłynęło szereg okoliczności, z których najważniejszą jest brak na rumuńskim wybrzeżu miejsca bardziej dogodnego oraz niemożność rozbudowy portu w Konstancy, ze względu na ciasnotę przyległego doń terytorium.

Port w Midii przewidziany jest w pierwszym etapie budowy na obrót około 8 mln. ton rocznie.

Port składa się z części śródlądowej i morskiej.

Nabrzeża czołowe w basenach portowych projektowane są jako skarpowe, bez ich wykorzystania dla eksploatacji. Ma to na celu uniknięcie falowania w głębi basenów, powstającego przy obudowie pionowej nabrzeży czołowych, w czasie panowania niekorzystnych wiatrów.

Ukształtowanie i obudowa wjazdów do portu jest przedmiotem badań laboratoryjnych.

Warunki fundowania nabrzeży i molo portowych są w przeważającej mierze niekorzystne, grunt jest słaby (drobny piasek w łamach lesowego pochodzenia, nanieśiony przez Dunaj). Dopuszczalne obciążenie na grunt nie przekracza 1 kg/cm².

Molo wykonywane są z kamienia łamanego w głazach 3—7-tonowych, pochodzących z wykopu w grzbietowej części kanału.

Skarpy molo będą ubezpieczone blokami betonowymi o ciężarze ca 14 ton oraz dla części ubezpieczenia wysuniętego w morze blokami o ciężarze 40—50 ton.

Molo obliczone są na przewidywaną falę, której wysokość na Morzu Czarnym dochodzi do 4 m.

Nabrzeża portowe wykonane zostaną ze skrzyń żelbetowych, pływających, osadzanych, ze względu na słabość gruntu podłoża, na podsypce kamiennej o grubości 2—4 m.

Interesujący jest pomysł rozwiązujący zagadnienia przygotowania skrzyń. Do tego celu zostaną wykorzystane komory słuzy Nr 2; po wykonaniu serii skrzyń w komorze będą one po napełnieniu komory spławiane kanałem do portu. W jednej komorze będzie się wykonywać równocześnie 20 skrzyń w ciągu 80 dni pracy, łącznie z wyprowadzaniem skrzyń z komory.

Organizacja Generalnej Dyrekcji

Dla realizacji budowy kanału D.M.C. została utworzona w 1949 roku, specjalną uchwałą rządu rumuńskiego, Generalna Dyrekcja Kanału Dunaj — Morze Czarne, „Direktiunea Generala Canalului Dunarea Marea Neagra” — w skrócie „D.G.-C.”, z siedzibą w Konstancy.

Generalna Dyrekcja łączy w sobie funkcje inwestora, biura dokumentacji i wykonawcy. Występuje

ona jako organ nadrzędny w stosunku do przedsiębiorstw innych resortów, wykonujących na zlecenie Dyrekcji roboty należące do zakresu działania tych resortów.

Na czele Generalnej Dyrekcji stoi generalny dyrektor, główny inżynier, zastępca administracyjny oraz główny księgowy.

Generalny dyrektor posiada bardzo szerokie uprawnienia i podlega bezpośrednio Radzie Ministrów.

Generalna Dyrekcja dzieli się na wydziały (sektory). Generalnemu dyrektorowi podlegają bezpośrednio następujące wydziały: Planowania, Finansowo-Księgowy, Kadr i Szkolenia, Administracji, Rolniczy, Zaopatrzenia, Sanitarно-Socjalny i Sekretariat.

Głównemu inżynierowi podlegają bezpośrednio dalsze wydziały: Studiów i Projektów, Wykonawstwa, Głównego Mechanika i Ochrony Pracy.

Główny inżynier posiada dwóch zastępców, a mianowicie: Głównego inżyniera do spraw dokumentacji, który jest zarazem kierownikiem Wydziału Studiów i Projektów oraz głównego inżyniera do sprawy wykonawstwa, będącego zarazem kierownikiem Wydziału Wykonawstwa i z którym bezpośrednio współpracują główny mechanik oraz kierownik ochrony pracy.

Wydziały dzielą się na oddziały (dywizje).

Ogólna ilość personelu technicznego i administracyjnego Generalnej Dyrekcji wynosi około 1600 osób, z czego w Wydziale Planowania około 100 osób.

Generalna Dyrekcja utrzymywana jest z budżetu państwowego, z tym jednak, że prace Wydziału Studiów i Projektów opłacane są w systemie akordowym z funduszu budowy.

Organami wykonawczymi Generalnej Dyrekcji są kierownictwa budowy (santiery), stanowiące samodzielne jednostki wykonawcze, wyposażone całkowicie w personel techniczny, sprzęt, warsztaty itp. oraz prowadzące budowę na zasadach gospodarczego rozrachunku. Poza tym na placu budowy — na zlecenie Generalnej Dyrekcji — wykonują roboty przedsiębiorstwa innych resortów oraz na zlecenie kierownika budowy — przedsiębiorstwa pomocnicze.

Gospodarzem, czyli tzw. przedsiębiorstwem głównym na budowie, jest kierownictwo budowy. Na czele kierownictwa stoi główny inżynier. Ponadto przy kierownictwie znajduje się przedstawiciel Generalnej Dyrekcji dla nadzoru nad robotami wykonywanymi przez przedsiębiorstwa innych resortów.

Główny inżynier ma do pomocy trzech zastępców do spraw:

1) wykonawstwa, 2) mechanizacji i 3) administracyjnych. Kierownictwo dzieli się na sekcje, odpowiadające w zasadzie podziałowi na wydziały Generalnej Dyrekcji. Każde z kierownictw ma w dyspozycji własne warsztaty dla bieżącego remontu posiadanego sprzętu.

Ponadto w dyspozycji Generalnej Dyrekcji znajdują się Warsztaty Głównie, pozostające na prawach samodzielnego kierownictwa i obsługujące wszystkie kierownictwa budowy w remontach kapitalnych.

Siedziby kierownictw znajdują się na poszczególnych placach budowy.

W chwili obecnej jest czynnych osiem kierownictw, ilość ta w okresie największego rozwoju robót w terenie wzrośnie do trzynastu.

Wydatki na utrzymanie kierownictw wynoszą ok. 13% od kosztów inwestycji i opłacane są z funduszu budowy.

Organizacja i metody pracy Wydziału Studiów i Projektów.

Na specjalne omówienie zasługuje organizacja i metody pracy Wydziału (sektora) Studiów i Projektów.

Ten jeden wydział z całej Generalnej Dyrekcji mieści się nie w Konstancy, a w Bukareszcie, gdzie kontakty naukowe są łatwiejsze oraz zapewniona jest bezpośrednia współpraca Wydziału z zainteresowanymi resortami.

Na czele Wydziału stoi, jak wspomniano wyżej, jeden z zastępców generalnego dyrektora. Do kierownictwa należy nadto czterech zastępców kierownika oraz główny księgowy.

W skład Wydziału wchodzi następujące oddziały (dywizje):

Organizacyjne — Planowania, Gospodarki Wewnętrznej, Gospodarki Finansowo-Księgowej.

Techniczne — Kanału, Portów, Konstrukcji Masowych, Konstrukcji Metalowych, Urządzeń Elektromechanicznych, Budowli Cywilnych, Kosztorysów.

Samodzielne grupy — Archiwum Techniczne, Biuro Kadr, Biuro Tajne, Biuro Koordynacji, Sekretariat.

Ponadto Wydziałowi podlegają tzw. oddziały zewnętrzne, mające swą siedzibę w Konstancy, a mianowicie:

Oddział Studiów i Wywiadów, dzielący się na grupy:

- wierceń,
- geohydrologii,
- topografii,
- laboratorium geotechniczne.

Oddział Hydrograficzny, pracujący nad hydrografią Dunaju i Morza Czarnego;

Oddział Laboratoriów, obejmujący laboratoria:

- hydrotechniczne (badania modelowe),
- chemiczne (badania składu wody, materiałów budowlanych itp.),
- betonowe (w likwidacji ze względu na możliwość korzystania z istniejących laboratoriów betonowych przy uczelniach i instytutach naukowych);

Oddział Pomiarów i Laboratoriów Polowych, zajmujący się obmiarem robót wykonanych, ustaleniem składu betonu. Oddział ten ma być zlikwidowany, a czynności jego przekazane kierownictwu budowy.

Wydział Studiów i Projektów zatrudnia około 420 osób, w tej liczbie około 120 dyplomowanych inżynierów projektantów.

Organizując się stopniowo, Wydział rozpoczął pracę w 1949 r. Założenia projektu kanału D.M.C. opracowane zostały w ciągu dwóch miesięcy przez mieszaną komisję rumuńsko-radziecką. Następnie, w ciągu przeszło roku trwały studia i opracowanie projektu wstępnego, przy udziale wybitnych fachowców radzieckich.

Projekt wstępny został zaaprobowany specjalną uchwałą rządu republiki, przy czym równocześnie generalny dyrektor otrzymał uprawnienie do wprowadzenia niezbędnych zmian w projekcie wstępnym kanału i związanych z jego budową kompleksowych inwestycji oraz do zatwierdzania poszczególnych elementów projektu technicznego.

Wydział Studiów i Projektów opracowuje projekty techniczne robót i budowli hydrotechnicznych na kanale, jak również wszelkich budowli i urządzeń tymczasowych i pomocniczych, niezbędnych dla wykonania budowy.

Budowle niehydrotechniczne typu stałego, jak elektrownie, linie kolejowe, drogi, warsztaty główne itp. są projektowane i realizowane przez przedsiębiorstwa innych resortów, pod kontrolą Generalnej Dyrekcji.

Przy wykonywaniu projektów stosowane są następujące zasady: Każda koncepcja jest analizowana możliwie wszechstronnie w kilku wariantach, wybór właściwego wariantu wymaga aprobaty naczelnego inżyniera, a w odniesieniu do zagadnień większej wagi — generalnego dyrektora. Dalsze opracowanie wybranego rozwiązania zatwierdza zazwyczaj kierownik oddziału, wyjątkowo naczelnego inżyniera.

Instytucja głównego inżyniera projektu nie istnieje, a rolę jego spełnia tutaj kierownik oddziału.

Oddział dzieli się na 2—3 grupy, pozostające pod kierunkiem szefów grup; każda grupa składa się z kilku zespołów, po kilku inżynierów w każdym. Ponadto jest wspólna dla całego Oddziału grupa rysowników i sekretarz.

W czasie opracowywania każdy projekt podlega trzykrotnemu uzgadnianiu z wykonawstwem (kierownictwem budowy).

Pierwsze uzgodnienie następuje przed sformułowaniem koncepcji i obejmuje protokolarne ustalenie podstawowych warunków, jakim ma odpowiadać budowla, miejsce jej wykonania, charakter, przypuszczalny termin budowy. Na podstawie tych danych projektant opracowuje warianty i uzyskuje zatwierdzenie wybranego rozwiązania.

Drugie uzgodnienie następuje po opracowaniu technicznym projektu. Kierownictwo budowy zgłasza swoje uwagi pod kątem widzenia technologii wykonania robót. W ostatniej fazie wykonania projekt skierowany zostaje do Oddziału Kosztorysów i Organizacji Robót.

Po opracowaniu organizacji robót i kosztorysu oddział ten przesyła całość po raz trzeci na budowę, a kierownictwo budowy zgłasza swoje uwagi pod kątem widzenia organizacji robót i kosztów wykonania.

Równocześnie kierownictwo budowy opracowuje i dołącza do projektu harmonogram robót i plan finansowy oraz zwraca całość Wydziałowi Studiów i Projektów.

Całość opracowania zostaje wtedy sprawdzona, podpisana i powielona w potrzebnej ilości egzemplarzy. Sprawdzenie (weryfikacja) wykonywane jest przez inżynierów tegoż oddziału, którzy nie brali udziału w opracowaniu projektu. Każdy projekt jest sprawdzany dwukrotnie przez dwie różne osoby, a to merytorycznie i rachunkowo oraz pod kątem widzenia zgodności z obowiązującymi normami i warunkami technicznymi.

W Generalnej Dyrekcji nie istnieje instytucja Rady Technicznej, jednak ma być ona zorganizowana i zadaniami jej ma być ułatwienie pracy generalnemu dyrektorowi.

Wynagradzanie pracowników produkcyjnych jest oparte na zasadzie akordu dopiero od 1951 roku. Podstawą do obliczenia wynagrodzenia są tymczasowe normy czasowe, opracowane przez Generalną Dyrekcję. Normy te posiadają pewne usterki, które są usuwane na podstawie wyników praktyki.

Interesująca jest przyjęta w normach zasada, że czas potrzebny na wykonanie danej pracy jest odwrotnie proporcjonalny do godzinowego zarobku pracownika danej klasy.

Poza ustalonymi akordowymi stawkami stosuje się premie za terminowe wykonanie, za jakość projektu, zastosowanie racjonalnych ulepszeń itp.

Wykonawstwo i mechanizacja robót

Pod względem ogólnego rozmiaru oraz trudności terenowych budowa kanału D.M.C. może być porównana do inwestycji tego rzędu, co budowa kanałów Panamskiego, Kilońskiego lub Sueskiego.

Roboty przy budowie kanału prowadzone są przez całą dobę, przy czym poszczególne zespoły robotnicze pracują 12 godzin i odpoczywają 24 godziny. W okresie zimowym, z uwagi na łagodny klimat, budowa nie ulega przerwie.

Wszystkie place budowy na całej długości kanału są zelektryfikowane, co umożliwia zarówno nocną pracę, jak i zastosowanie w bardzo szerokim zakresie maszyn i urządzeń o napędzie elektrycznym.

Całość robót ziemnych, obejmująca około 140 miln. m³, przewiduje się wykonać w 60% koparkami, w 20% pogłębiarkami i urządzeniami hydromonitorowymi, w 15% ręcznie, w 3% skreperami i w 2% zgarniaczami. Przy wykonaniu wykopów w gruntach skalnych (około 20 miln. m³) przewiduje się częściowo użycie metod wybuchowych. Ogólna ilość koparek różnych typów pracujących na budowie dochodzi do 200 m³ pojemności łyżek. Na 1 m³ łyżki planowana norma wydajności wynosi 124.000 m³.

Na budowie znajdują zastosowanie następujące koparki:

radzieckie — typ E-103 o pojemności 1,0 m³, typ SE₃ elektr. o pojemności 3,0 m³; czeskosłowackie — Menck-Skoda typ Mb₂ o pojemn. 1,0 m³ i 1,4 m³, Skoda elektr. o pojemn. 2,4 m³, wreszcie Orenstein i Koppel o napędzie spalinowym i łyżką wleczoną, przedsiębiorną o pojemności 0,75 m³.

Pogłębiarki reprezentuje na budowie radziecka elektryczna pogłębiarka typ NZ-12, o wydajności 200 m³/godz. Z ogólnej ilości szesnastu, które mają być uruchomione, obecnie pracują 2 sztuki. Praca tych pierwszych pogłębiarek traktowana jest na razie jako próba, w celu dostosowania urządzeń do miejscowych warunków i charakterystyk gruntu. Dotyczy to w pierwszym

rzędzie dostosowania noży rozrychlaczy do pracy w ciężkich ilach itp.

Przy wykonaniu przekopu kanału w nizinie doliny Kara-Su znajdują zastosowanie urządzenia hydromonitorowe, dostarczone przez ZSRR. W chwili obecnej czynne jest jedno, drugie zaś znajduje się w montażu, nadto ma być wybudowane jeszcze jedno.

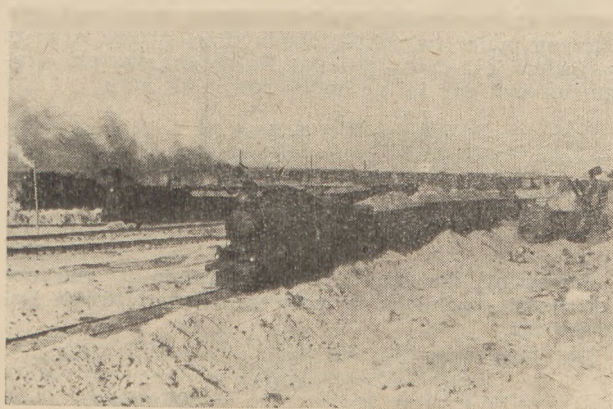
Czynne urządzenie hydromonitorowe nad jeziorem Siut-Ghiol posiada stację pomp o napędzie elektrycznym 100 kW i pracuje przy wysokości ssania 3 m i tłoczenia z wytwarzaniem ciśnienia do sześciu atmosfer. Rurociąg tłoczny o średnicy 550 mm dostarcza około 3500 m³/godz. wody. Rurociąg główny rozprowadza wodę do rozgałęzień o średnicy 350 mm, z których woda jest pobierana do urządzeń rozmywających (rury połączone przegubowo i zaopatrzone w dysze o średnicy wylotu 100 mm). Odległość normalna rzutu wody — 15 m. Utworzona przez rozmycie „pulpa” ścieka grawitacyjnie, ze spadkiem ok. 2% do miejsca ssania. „Pulpa” jest wyrzucana za pomocą osobnego refulera do płycizn jeziora Siut-Ghiol, przeznaczonych na замуlenie.

Wydaźność tego urządzenia jest nieduża — 100 — 125 m³/godz., ze względu na zbyt słabe urządzenia refulerowe.

Opisane urządzenie jest instalacją próbną, dla wyszkolenia personelu i ma wykonać około 600.000 m³ wykopu.

Będące w budowie urządzenie hydromonitorowe jest znacznie większe niż opisane wyżej. Stacja pomp obsługiwana tutaj będzie dwoma silnikami, o łącznej mocy 1.100 kW (jeden awaryjny). Długość rurociągu tłoczego — około 500 m, z rur o średnicy 1.150 mm. Wydajność pomp około 5.000 m³/godz. Prędkość wody w rurze 2 — 3 m/sek, w końcu dyszy 18 — 20 m/sek.

Ogółem do wykonania za pomocą hydromechanizacji przewiduje się około 6 miln. m³, przez pogłębiarki zaś około 22 miln. m³.



Rys. 2. Normalnotorowy tabor kolejowy w wykopie kanału.

Dla robót transportowych Generalna Dyrekcja dysponuje bardzo poważnymi środkami. Główne masy wykopów ziemnych i skalnych przewożone są wagonami normalno-torowymi (rys. 2). Poza tym szerokie zastosowanie mają samochody-wywroty, dla mniejszych odległości — koleжки robocze, wreszcie w niektórych przypadkach urządzenia transporterowe.

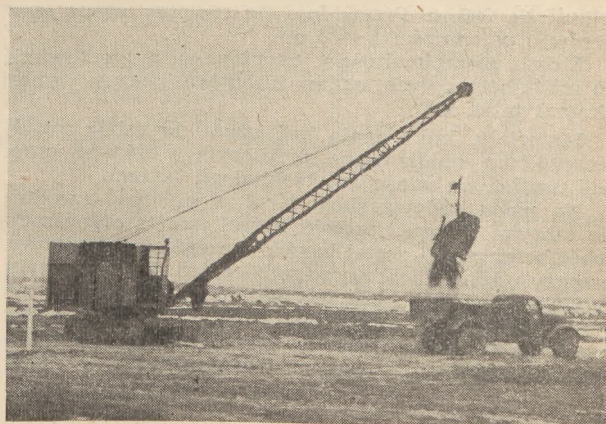
Przy 300 km linii kolejowych normalno-torowych Generalna Dyrekcja dysponuje bardzo poważną ilością taboru kolejowego, wynoszącego około 1.500 wagonów i 160 lokomotyw.

Do przewozu gruntów nieskalnych używane są wagony-wywroty radzieckie 50 t i węgierskie 35 t.

Układanie torów odbywa się przy pomocy dźwigów kolejowych, operujących prefabrykowanymi przesłami toru.

Tabor wąskotorowy składa się z wózków 1,5 m³ i lokomotywek chrzanowskich, tabor zaś samochodowy z samochodów-wywrotów 2,5 i 3,5 ton, nadto Skoda 7 ton.

Łaładunek na wagony odbywa się bezpośrednio z koparek, na samochody zaś — przy pomocy transporterów lub koparek (rys. 3).



Rys. 3. Łaładunek ziemi do samochodu -wywrotu przy pomocy koparki z łyżką wleconą.

W jednym przypadku zastosowano urządzenie transporterowe do przewozu ziemi z ukopu ręcznego, na odległość około 700 mb. Transporter składa się z odcinków po 150 — 200 m, napędzanych silnikami po 24 kW. przy szerokości taśmy 700 mm, prędkość ruchu 1,2 m/sek, wydajność 80 — 10 m³/godz. Dostarczany materiał jest splukiwany za pomocą strumienia wody do jeziora Siut-Ghiol.



Rys. 4. Ręczne napełnianie kontenerów.

Do transportu bloków skalnych o ciężarze do 1 tony oraz gruzu skalnego zastosowano w szerokim zakresie stalowe kontenery (rys. 4 i 5). W ten sposób przewożony jest z grzbietowej części kanału materiał skalny, przeznaczony do budowy moła w porcie Midia. Obsługiwanie kontenerów odbywa się przy pomocy dźwigów.



Rys. 5. Ustawianie naładowanych kontenerów na wagony kolejowe.

Na jednym z odcinków znalazły zastosowanie radzieckie skrepery, typ D-147 o pojemności skrzyni 6,0 m³, poruszane za pomocą ciągnika. Dobre wyniki pracy otrzymano przy transporcie skreperami na odległość do 300 m. Przewiduje się również użycie skreperów o pojemności 1 — 5 m³.

Z dużą pieczołowitością czynione są przygotowania do robót betonowych, ogólna kubatura których wynosi około 1 mln. m³.

Materiały, które mają być użyte do robót zostały szczegółowo zanalizowane, przy czym w toku są prace nad ustaleniem właściwej technologii betonu.

Na placu budowy śluzy Nr 1 w budowie znajduje się fabryka betonu, projekt której wraz z organizacją robót betonowych został bardzo szczegółowo opracowany przy udziale fachowców radzieckich. Przewidywana produkcja wynosi 2.000 m³ betonu na dobę, przy pomocy elektrycznie napędzanych betoniarek typu S. 221, o pojemności bębna 1.250 l. Kruszywo ma być podawane ze składów za pomocą transporterów do zasob-

ników, z których będzie szło do betoniarek. Gotowa mieszanina betonowa będzie dostarczana w kontenerach dowożonych za pomocą platform kolejką roboczą 800 m/m i podawana do miejsca układania za pomocą Derricków 10-tonowych.

Wykonawstwo robót na kanale D.M.C. opiera się na starannie opracowanym planie robót, przy czym plan ten jest dokładnie realizowany.

Dokumentacja techniczna wyprzedza nieznacznie potrzeby wykonawstwa, co zapewnia możliwość należytego przygotowania się kierownictwa robót do poszczególnych faz ich wykonania. Na przykład przygotowania do robót betonowych na największej śluzie rozpoczęte zostały na osiem miesięcy przed przewidzianym terminem podjęcia betonowania.

Realizację planu umożliwiają dostateczne usprzętowanie budowy i różnorodność tego usprzętowania, dostosowana do warunków pracy na poszczególnych placach budowy.

DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

KAZIMIERZ CHOMICZ

Analiza wzorów opadowych stosowanych w hydrotechnice

W artykule pt. „O jednolite normy opadowe przy projektowaniu sieci kanalizacyjnej miast”¹⁾ zaproponowano zastąpienie używanych dotychczas krzywych opadowych krzywymi nowymi, poprawionymi i uproszczonymi. Linie te nazwano krzywymi z n o r m a l i z o w a n y m i. Było to możliwe, ponieważ zajmowaliśmy się zależnościami pomiędzy natężeniem względnie wysokością opadu i jego czasem trwania dla czasów odpowiadających spływowi wody w miejskiej sieci kanalizacyjnej, a więc nie przekraczających z reguły 3 godzin. Pozostaje otwarta jednak kwestia przebiegu opadów bez tego ograniczającego założenia, a zatem i dla czasów trwania ponad 3 godziny. Pytanie, jak zmieniają się maksymalne wysokości opadu na całym obszarze zmienności i jaki sens mają stosowane w tym wypadku wzory jest właśnie przedmiotem niniejszego artykułu.

Stosowane dotychczas wzory opadowe rozbić możemy na trzy zasadnicze grupy, których podział różni się cokolwiek od podziału zastosowanego przy klasyfikacji grupowych we wspomnianym powyżej artykule.

Grupę pierwszą stanowią wzory Rożańskiego dla deszczów nawalnych w poszczególnych dzielnicach Polski. Wyglądają one następująco:

Pojezierze Mazurskie	$h = 5,640 t^{2/3} - 0,512 t$
Pomorze Zachod. i Poznańskie	$h = 5,576 t^{2/3} - 0,400 t$
Małopolska	$h = 5,143 t^{2/3} - 0,365 t$
Śląsk	$h = 4,829 t^{2/3} - 0,187 t$

gdzie: h — wysokość opadu (maksymalna) w milimetrach, t — czas trwania w minutach. Wszystkie te wzory oparte są na formule Hellmanna i mogą być zastąpione wzorem ogólnym:

$$h(t) = at^{2/3} - bt.$$

Różniczkując funkcję $h(t)$ względem t otrzymamy:

$$\frac{dh}{dt} = \frac{2}{3} at^{-1/3} - b$$

Ze wzoru na pochodną widać, że funkcja $h(t)$ jest funkcją rosnącą, pod warunkiem, że:

$$\frac{dh}{dt} = \left(\frac{2}{3} at^{-1/3} - b \right) > 0, t - \frac{1}{3} > \frac{3b}{2a}$$

skąd

$$t < \left(\frac{2a}{3b} \right)^3.$$

Z tego wynika, że wzór Hellmanna ma ograniczony zakres stosowalności, bowiem funkcja traci sens, gdy zaczyna maleć (wysokość opadu musi rosnąć wraz ze wzrostem jego czasu trwania). Najwyższą wartość osiąga funkcja, gdy jej pochodna równa się zero

$$\left(\frac{2}{3} at^{-1/3} - b = 0 \right),$$

co nastąpi przy

$$t = \left(\frac{2a}{3b} \right)^3$$

Zobaczmy, dla jakich czasów trwania (t) warunek ten będzie spełniony w poszczególnych wzorach Rożańskiego.

Dla Pojezierza Mazurskiego:

$$t = \left(\frac{2a}{3b} \right)^3 = \left(\frac{2 \cdot 5,640}{3 \cdot 0,512} \right)^3 = 396 \text{ minut,}$$

a więc wzór $h = 5,640 t^{2/3} - 0,512 t$ może być stosowany jedynie dla $t < 6 \text{ godz. } 36 \text{ min.}$

Dla Pomorza Zachodniego i Poznańskiego:

$$t = \left(\frac{2a}{3b} \right)^3 = \left(\frac{2 \cdot 5,576}{3 \cdot 0,400} \right)^3 = 801 \text{ min.,}$$

skąd wzór $h = 5,576 t^{2/3} - 0,400 t$ ma zastosowanie przy $t < 13 \text{ godz. } 21 \text{ min.}$

Dla Małopolski:

$$t = \left(\frac{2a}{3b} \right)^3 = \left(\frac{2 \cdot 5,143}{3 \cdot 0,365} \right)^3 = 829 \text{ min.,}$$

skąd wynika, że wzór $h = 5,143 t^{2/3} - 0,365 t$ ma zastosowanie dla $t < 13 \text{ godz. } 49 \text{ min.}$

Dla Śląska:

$$t = \left(\frac{2a}{3b} \right)^3 = \left(\frac{2 \cdot 4,829}{3 \cdot 0,187} \right)^3 = 5101 \text{ min.,}$$

a więc wzór $h = 4,829 t^{2/3} - 0,187 t$ może być stosowany tylko przy $t < 85 \text{ godz. } 1 \text{ min.}$

Praktycznie biorąc, otrzymane obszary zmienności są zupełnie wystarczające, aczkolwiek w jednym wy-

¹⁾ Gospodarka Wodna, nr 3/52.

padku (Rominty, dnia 9.VII.1898), właśnie na terenie Pojezierza Mazurskiego, gdzie t jest najmniejsze, czas trwania deszczu nawalnego wyniósł 8 godz. 30 min. Również obszary Małopolski mogą być nawiedzone przez deszcze nawalne długotrwałe (jedno lub kilkunastu, jak np. w lipcu 1934 roku), są to jednak deszcze zdarzające się wyłącznie w terenie górzystym, mogą być więc rozpatrywane oddzielnie. Poważne wątpliwości budzi natomiast wzór Rożańskiego dla Śląska, który, pomimo że posiada obszar zmienności wynoszący 3 i pół doby, co stanowi jego zaletę, zasadniczo się różni od wzorów pozostałych i zdaje się najbardziej odbiegać od przebiegu zjawiska w naturze (patrz artykuł „O jednolite normy opadowe...“²)

Grupę drugą stanowią wzory Pomianowskiego dla Warszawy które mają postać:

$$\text{dla ulew zwykłych: } h = \frac{370}{60} \cdot \frac{t}{(t+3)^{2/3}}$$

$$\text{dla ulew nadzwyczajnych: } H = \frac{1000}{60} \cdot \frac{t}{(t+3)^{3/4}}$$

Uogólniając, można oba wzory napisać następująco:

$$h(t) = C \frac{t}{(t+3)^n}$$

Pochodna funkcji $h(t)$ wynosi:

$$\begin{aligned} \frac{dh}{dt} &= C \frac{(t+3)^n - nt(t+3)^{n-1}}{(t+3)^{2n}} = \\ &= C \frac{(t+3)^{n-1} \cdot (t+3 - nt)}{(t+3)^{2n}} = C \frac{t(1-n) + 3}{(t+3)^{n+1}} \end{aligned}$$

Ponieważ $C > 0$, zaś $n < 1$, więc pochodna $\frac{dh}{dt} >$

> 0 i funkcja $h(t)$ jest funkcją stale rosnącą. Pozostaje jedynie sprawdzić, jakie wartości przybiera funkcja h dla czasu trwania wynoszącego 1 rok, a więc dla $t = 365 \times 24 \times 60 \text{ min.} = 525\,600 \text{ minut}$. Podstawiając $t = 525\,600 \text{ min}$ i logarytmując obydwa wzory, otrzymamy:

$$\begin{aligned} \log h &= \log 6,17 + \log 525\,600 - \frac{2}{3} \log 525\,603 = 2,6972, \\ \log H &= \log 16,67 + \log 525\,600 - \frac{3}{4} \log 525\,603 = 2,6521, \\ \text{skąd } h &= 498 \text{ mm} \\ H &= 449 \text{ mm}. \end{aligned}$$

²) T. c.

Uśredniania Pomianowskiego, aby krzywe przechodziły przez punkt odpowiadający rocznej wysokości opadów, zostały więc osiągnięte tylko do pewnego stopnia, gdyż średni opad stuletni w Warszawie za okres 1811 — 1910 wynosi 565 mm, zaś największy w tym samym okresie, z roku 1833, osiągnął wartość 1184 mm³). Jak widzimy, zarówno h jak i H leżą poniżej średniej wieloletniej i są przeszło dwukrotnie mniejsze od wysokości maksymalnej, do której powinny być zbliżone. Wadliwości obu wzorów przypisać również należy, że wysokość opadu dla okresu rocznego jest przy zastosowaniu wzoru pierwszego (dla ulew zwykłych) większa od wysokości jaką nam daje wzór drugi (dla ulew nadzwyczajnych).

Grupę trzecią wzorów opadowych, stosowanych dla celów kanalizacji miast, stanowią wzory Lindleya dla Łodzi oraz Rożańskiego dla Krakowa i Warszawy. Mają one postać następującą:

$$\text{dla Łodzi: } h = 3,75 t^{0,55}$$

$$\text{dla Krakowa: } h = 3,61 t^{0,5}$$

$$\text{dla Warszawy: } h = 3,68 t^{0,4956}$$

Ogólny wzór, odpowiadający tym krzywym, da się przedstawić w formie następującej:

$$h(t) = k t^n$$

Krzywa odpowiadająca temu wzorowi jest oczywiście krzywą stale rosnącą, gdyż pochodna funkcji $h(t)$

$$\frac{dh}{dt} = km t^{n-1}$$

jest większa od zera dla wszystkich t (przy $k > 0$ oraz $n > 0$).

Wzory Rożańskiego nie budzą zastrzeżeń, natomiast wzór Lindleya dla Łodzi ma wykładnik potęgi nieco za duży. Można się o tym przekonać, podstawiając na t wartość odpowiadającą 1 dobie (1440 min.). Logarytmując otrzymujemy

$$\begin{aligned} \log h &= \log 3,75 + 0,55 \log 1440 = 2,3111, \\ \text{skąd } h &= 204,7 \text{ mm}. \end{aligned}$$

Krzywa Lindleya odpowiada na ogół normie silnych ulew, osiąganie więc przez nią wartości zbliżonej do normy deszczu nawalnego przy czasie trwania odpowiadającym jednej dobie (214,7 mm) wskazuje na jej zbyt szybki wzrost. Jest to następstwem niewłaściwie ustalonego wykładnika potęgowego, który powinien być cokolwiek mniejszy.

³) Merecki — Klimatologia ziem polskich. Warszawa 1915.

Inż. ZDZISŁAW MIKULSKI

Zakład Budownictwa Wodnego i Hydrologii
SGGW w Warszawie.

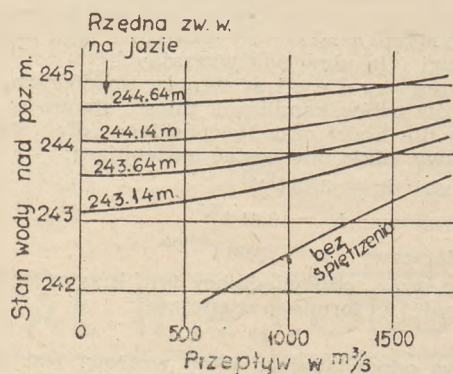
Przepływ rzek przy zmiennej cofce i dotychczasowe metody jego określania

Autor porusza bardzo istotne zagadnienie, jakim jest należyte określenie przepływu w ciekach podlegających wpływom zmiennej cofki, z uwagi na konieczność jak najszerszego opracowania bilansu wodnego naszego kraju. Artykuł omawia pierwsze próby rozwiązania tego problemu u nas przed wojną na rzekach zarastających i skanalizowanych, dalej przytacza metodę obliczania wypływu z jezior oraz najnowsze ostatnie badania szwajcarskie w tej dziedzinie.

Ze zjawiskiem zmiennej cofki spotykamy się coraz częściej, wskutek m. in. postępującego zagospodarowania naszych rzek. Zjawisko to występuje bardzo jasnoważnie na skanalizowanych odcinkach rzek, w rzekach wykorzystywanych dla siłowni wodnych, dalej w rzekach zarastających, przy dopływach i wypływach z jezior, na odcinkach ujściowych rzek itp. We wszystkich tych wypadkach związek między stanem a przepływem nie posiada tak prostej zależności, jak przy przepływie niehamowanym lub przy cofce stałej, lecz przedstawić się może jako pęk krzywych,

gdzie wartości mające wpływ na cofkę występują jako parametry (np. wysokość piętrzenia na jazie (rys. 1), stan wody w jeziorze lub w recypiecie itp.). Rolę parametru mogą przyjąć także i inne wartości charakteryzujące przepływ, jak np. zmiana spadku zwierciadła wody przy tym samym stanie wodowskazu. Powoduje to, że przepływ rzek staramy się określać w profilach wolnych, swobodnych. Jednakże są już i u nas rzeki, na których o takie profile jest niezmiernie trudno, a tymczasem bardzo często w tych rzekach poznane stoczniki przepływu specjalnie nas interesuje.

Problemowi temu poświęcono już wiele uwagi, usiłując znaleźć jak najlepsze rozwiązanie. Tak np. oprócz opierania się na pomiarach starano się, przy wykreślaniu pęku krzywych, oprócz na drodze rachunkowej. Na podstawie zdjętych spadków i przekrojów poprzecznych ustalano współczynniki szorstkości i obliczano punkty pęku krzywych. Nie dawało to jednak większej dokładności, a poza tym wymagało dużej ilości pomiarów i stałego uzupełniania krzywych, z powodu zmian stosunków przepływu.



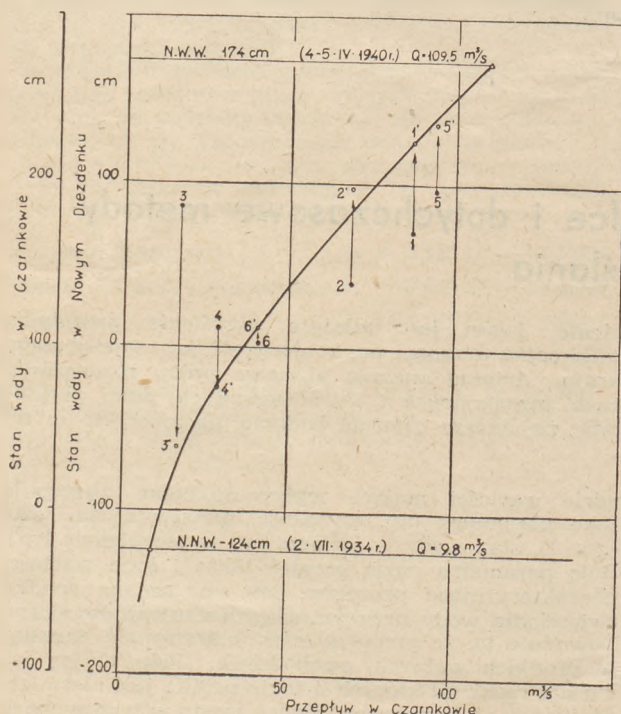
Rys. 1. Pęk krzywych przepływu ze spiętrzoną zwierciadłem wody na jazie jako parametrem.

Opierając się na dostępnej nam literaturze rozpatrzmy kilka przykładów rozwiązania tego zagadnienia.

* * *

Przepływ na skanalizowanym odcinku rzeki

Określenie przepływu na odcinkach skanalizowanych napotyka na trudności, gdyż brak jednoznaczności związku między stanem a przepływem nie pozwala na wykreślenie krzywej przepływu i oznaczenie codziennych objętości przepływu. W tych wypadkach najprostszym rozwiązaniem zagadnienia jest nawiązanie pomierzonych, na odcinku zmiennej cofki, przepływów ze stanami wody obserwowanymi poza zasięgiem cofki, np. poniżej ostatniego stopnia kanali-



Rys. 2. Krzywa przepływu w Czarnkowie jako funkcja stanów wody w Nowym Dreźnie.

zacyjnego, z uwzględnieniem oczywiście czasu przepływu wody między tymi przekrojami.

Taki sposób rozwiązania zastosował u nas po raz pierwszy inż. Faust przy obliczaniu przepływu Noteci środkowej¹⁾. Opierając się na opracowaniu inż. Fausta podamy przykład obliczenia przepływu Noteci w Czarnkowie.

Wodowskaz Czarnków znajduje się w km 95 rzeki; powierzchnia zlewni wynosi 11764 km². Stan wody jest tu regulowany sztucznie za pomocą śluz. W latach 1926—33 wykonano w tym profilu 6 pomiarów hydrometrycznych w granicach stanów 103—197 cm na wod. Czarnków. Pomiary te naniesione na układ współrzędnych przedstawiają bezładny zespół punktów (rys. 2 — kółka pełne). Zamiast więc stanów wody w Czarnkowie przyjęto jako miernik stany wody na wodowskazie Nowe Dreźnie, położonym w km 38 poniżej ostatniego jazu kanalizacyjnego na Noteci. Powierzchnia zlewni do tego profilu wynosi 15872 km². Przy ustalaniu każdego stanu uwzględniano czas przepływu wody od Czarnkowa do Nowego Drezdenka. Otrzymane w ten sposób stany na wod. Nowe Dreźnie, odpowiadające pomiarom przepływu w Czarnkowie, pozwoliły na skonstruowanie krzywej przepływu, z której już z łatwością określimy objętości codzienne. Bieg obliczeń przedstawia załączona tablica 1.

Przepływ rzek na odcinku ujściowym

Ujście rzeki podlega wpływom zmiennej cofki odbiornika (recypienta), szczególnie podczas występowania wód wielkich. Najprostszym i najłatwiejszym sposobem określania codziennych objętości przepływu jest odczytanie go z krzywej konsumpcyjnej, skonstruowanej z przepływów zmierzonych na profilu podlegającym cofce, w nawiązaniu do stanów wody na wodowskazie leżącym powyżej odcinka cofki, podobnie jak w wypadku przepływu na odcinku skanalizowanym.

Innym sposobem, o wiele trudniejszym jest wykreślenie krzywej w profilu cofkowym przy stanie nie spiętrzoną zredukowanym za pomocą związku wodowskazów, z których jeden znajduje się w profilu wyżej leżącym, swobodnym. Aby określić teraz przepływ codzienny, należy jeszcze zredukować te stany codzienne, które zostały spiętrzone wielkimi wodami odbiornika. Z pomocą przyjdzie tu porównanie wykresów przebiegu codziennych stanów wody na obydwu wspomnianych wyżej wodowskazach oraz związek tych wodowskazów, utworzony przy stanach niezakłóconych. Oczywiście metoda taka jest bardziej kłopotliwa i nie pozbawiona pewnych wad, niemniej jednak bywa czasami stosowana.

Ciekawym przypadkiem związku między stanem a przepływem na odcinku ujściowym jest krzywa wodowskazu (Nowa Wieś na Drwęcy, obliczona przez inż. Króla²⁾). Wodowskaz ten znajduje się w cofce Wisły. Z uwagi na to, że wiosenne wielkie wody Wisły i Drwęcy występują na ogół równocześnie, zatem przepływy w tym okresie są tu funkcją spiętrzonych, nie zredukowanych stanów wody i zmniejszonych spadków zwierciadła wody podpartego wysokimi stanami w korycie Wisły. W tym szczególnym przypadku krzywa przybrała postać prostej, a codzienne określanie przepływów nie nastreżało trudności. Jest rzeczą zrozumią, że tego rodzaju postępowanie wymaga dużej ostrożności i dokładnego zbadania czasu występowania wód wielkich, jednakże daje się niekiedy stosować w pewnych sporadycznych wypadkach.

¹⁾ Inż. Otton Faust: Przepływ rz. Noteci w Ujściu i Nakle. Warszawa 1939. Rękopis w zbiorach PIHM.

²⁾ Prace PIHM. Zeszyt 16. Stosunki hydrologiczne w dorzeczu Drwęcy. Warszawa 1950.

Tablica 1

Lp.	W o d.	C z a r n k ó w			Czas dojścia h	Wod. Nw. Drezdenko	
	Data pomiaru	H cm	Q m ³ /s	V m/s		data pomiaru	H cm
1	12.III.1926	171	87,20	0,959	16,5	13.III.26	126
2	9.V.1927	139	68,64	0,850	18,6	10.V.27	97
3	15.VII.1930	185	16,90	(0,173)*	(91,5)	18.VII.30	— 61
4	25.VIII.1930	112	28,48	0,416	38,0	27.VIII.30	— 24
5	25.IV.1931	197	93,79	0,911	17,4	26.IV.31	137
6	31.X.1933	103	40,70	0,568	27,8	1.XI.33	12

*) Szybkość prawdopodobnie za mała.

Przepływ w rzek zarastających

Zagadnieniem oznaczania przepływu rzek zarastających zajmowali się u nas głównie inż. H e r b i c h i inż. Faust. Nie wnikając szczegółowo w kwestię zarastania rzek, które aczkolwiek posiada duże znaczenie przy tworzeniu się cofki, to jednak stanowi odrębny przedmiot badań w tej dziedzinie w Polsce, omówimy pokrótce próby określenia przepływów w tych rzekach.

Na wstępie podkreślić należy, iż zjawisko to nie było należycie u nas ani zbadane, ani właściwie nawiązywane, poza kilkoma wymienionymi w dalszej części artykułu pracami, które nie wywołały zresztą większego zainteresowania. Dość wspomnieć, że jedynie przed wojną poważne dzieło „Hydrologia” Pomianowskiego, Rybczyńskiego i Wóycickiego — dzieło zakrojone na dużą skalę (4 tomy) — poświęca kwestii zarastania zaledwie niepełną stronę, poruszając jedynie wysiłki inż. Herbicha w tym kierunku i przytaczając uzyskane przezeń wzory. W zakończeniu wzmianki czytamy następujący znamieny wniosek:

„Przy pomocy tych wzorów można obliczyć średnie spiętrzenie dla całego okresu vegetacji i zredukować przez to przepływ w tym okresie do stanu koryta niezarośniętego, nie można jednak dojść do przepływów w poszczególnych dniach, do tego celu muszą być wykonywane pomiary, albo też wykorzystane dane z istniejących zakładów wodnych turbinowych”³⁾. Jasne jest, że takie postawienie sprawy nie sprzyjało postępowi prac nad rozwiązaniem tego tak ważnego problemu.

Inż. Faust w swej pierwszej pracy⁴⁾ omawia stosunki przepływu rzek zarastających na pewnych odcinkach. Metoda podana w tej pracy opiera się na stosowaniu pęku krzywych przepływu, skonstruowanych na podstawie wyników pomiarów, wykonanych w różnych porach roku. Autor rozpatrując przepływ Neru (prawobrzeżny dopływ Warty) w profilu Dąbie uzyskuje trzy gałęzie krzywej, odpowiadające porom roku: wiosny, lata i jesieni. Przepływ codzienny oznacza z odpowiedniej krzywej, dla dni dających się zaliczyć do jednego z wymienionych okresów, zaś w okresach przejściowych — za pomocą związku wodowskazów, z których jeden znajduje się na odcinku zarastającym a drugi na odcinku wolnym — przyjmując zredukowane stany odpowiadające okresowi wolnemu od zarastania.

Metodę tę zmodyfikował nieco prof. Dębski przy obliczaniu odpływu ze zlewni poleskich⁵⁾. Zamiast kilku krzywych okresowych i związku wodowskazów wprowadza równanie krzywej przepływu w formie

$$Q = A \left(B - \frac{H_1 - C}{H_2 - D} \right) \cdot (H_1 - C)^n$$

gdzie Q jest funkcją 2 zmiennych wyrażających stany wody na dwóch wodowskazach, położonym na odcinkach: zarastającym i wolnym; A, B, C, D i n są to wartości stałe, obliczone z równań przepływu.

Inż. Herbich przeprowadził badania nad przepływem kilku rzek pomorskich zarastających na całej długości⁶⁾. Wykorzystując statystyczne notowania przepływu prowadzone przez siłownie wodne oraz wykonując szereg pomiarów hydrometrycznych stwierdza istnienie związku między średnią wartością piętrzenia stanów wody a średnią temperaturą powietrza w okresie wegetacyjnym i wyraża ten związek wzorem

$$H_{V-XI} = A(T_{IV-XI} - B)^m$$

gdzie H_{V-XI} oznacza średnią wartość spiętrzenia w okresie maj — listopad, T_{IV-XI} — odpowiadająca średnią temperaturę powietrza, A, B i m — parametry profilu. Jednakże związek ten nie pozwala na określenie codziennych objętości przepływu.

W dalszej swej pracy poświęconej temu zagadnieniu inż. Faust⁷⁾ rozpatruje ponownie zjawisko zarastania rzek, opierając się na studiach terenowych na obszarze jezior w dorzeczu Warty. Stwierdza wówczas że „Stany wody w rzeczkach, wypływających z jezior, są ściśle związane ze stanami wody w tych jeziorach, a nie zależą od objętości przepływu. Zatkanie części ich przekroju roślinnością wodną nie powoduje piętrzenia wody, lecz zmniejszenie objętości przepływu, którego stopień zależy od kształtu przekroju, od rodzaju roślinności i od fazy jej rozwoju”.

Przy obliczaniu przepływu codziennego przyjmuje Faust jako miernik wpływu roślinności na wartości przepływu nie wielkość spiętrzenia, jak Herbich, lecz stopień zmniejszenia przepływu przy tym samym stanie wody. Dalej usiłuje znaleźć związek między stopniem zmniejszenia a zjawiskami, które je powodują. Przyjmując dla danego profilu kształt przekroju i rodzaj roślinności za stałe — bada zmienność stopnia zmniejszenia przepływu w zależności od fazy rozwoju roślinności.

Opierając się na badaniach własnych i wynikach Herbicha przyjmuje jako miernik fazy rozwoju roślinności temperaturę powietrza, operując jednakże codziennymi notowaniami temperatury. Wyniki pomiarów hydrometrycznych dokonanych w różnych okresach umożliwiają mu określenie stopnia zmniejszenia przepływu wskutek zarastania. Wykresy zależności tegoż stopnia od temperatury powietrza pozwoliły autorowi na wyciągnięcie następujących wniosków:

*) Inż. Henryk Herbich: Wpływ roślinności na stan wody w rzekach. Referat przedłożony na IV Konferencji hydrologicznej państw bałtyckich w Leningradzie. Warszawa 1934.

7) Inż. Otton Faust: Przyczynę do metod obliczania przepływu wód o korytach zarastających. Referat przedłożony VI Konferencji hydrologicznej państw bałtyckich w Lubecie — Berlinie (sierpień — 1938). Wiadomości Służby Hydrograficznej, zeszyt 5. Warszawa 1938.

³⁾ Pomianowski, Rybczyński, Wóycicki: Hydrologia, cz. III — Hydrografia i hydrometria wód powierzchniowych. Warszawa 1939, str. 124, 125.

⁴⁾ Inż. Otton Faust: Zarys metody badania stosunków przepływu rzek zarastających na pewnych odcinkach. Referat przedłożony na IV Konferencji hydrologicznej państw bałtyckich w Leningradzie. Warszawa 1934.

⁵⁾ Wyniki badań hydrologicznych prowadzonych na małych obszarach. Zeszyt I. Rzeki Hrywda, Leśna i Wyżewka. Warszawa 1938.

- przy temperaturze wynoszącej od $+6$ do $+10^{\circ}\text{C}$ wpływ vegetacji na warunki przepływu zanika,
- w miarę wzrostu temperatury ponad granicę wyżej wskazane, stosunek zmniejszenia przepływu zdąża asymptotycznie do pewnej wartości, różnej dla każdego przekroju i zależnej od jego cech indywidualnych,
- po dłużej trwającym okresie niskich temperatur pod koniec lata, nagły wzrost temperatury, obserwowany w Polsce dosyć często i znany pod nazwą „złotej jesieni“, pozostaje bez oddziaływania na stosunki przepływu, gdyż rośliny, które zwiędły lub zginęły, nie mogą już odżyć.

Autor stwierdza w konkluzji, że „metoda ta umożliwia oznaczenie codziennych objętości przepływu rzek zarastających, w dłuższym okresie czasu, na podstawie notowań stanów wody i temperatury powietrza oraz kilkunastu pomiarów, wykonanych choćby w jednym roku, lecz wystarczających dla oznaczenia krzywej objętości przepływu dla okresu wolnego od wpływów zarastania i krzywej związku między temperaturą a stosunkiem zmniejszenia przepływów. Ujęcie wyników w formuły empiryczne, nadające się do ogólnego stosowania byłoby możliwe dopiero po oznaczeniu wpływu innych jeszcze czynników, jak kształt profilu, jego położenie geograficzne, właściwości roślin, zarastających ych odnośną rzekę itp.“

Referat generalny VI Konferencji Hydrologicznej Państw Bałtyckich w Lubece A. Wellner, kierownik Biura Hydrometrycznego Estonii, zwracając uwagę na trudności w obliczeniach przepływu rzek zarastających, wyraża się dodatnio o wynikach inż. Fausta. Twierdzi jednak, że do oceny współczynnika redukcyjnego nadawaraby się lepiej temperatura wody, mierzona w odnośnym profilu.

Przepływ w rzeki wypływającej z jeziora

Tworzenie się zmiennej cofki spotykamy na rzekach wpływających do jezior i wypływających z nich. Parametrem jest tu stan wody w jeziorze i stopień zarośnięcia rzeki. Na fakt ten zwrócił już uwagę inż. Faust w słowach cytowanych poprzednio.

Wiele uwagi poświęca sprawie określania przepływu rzeki wypływającej z jeziora inż. W i l s k i z Królewca, który badając stosunki przepływu rzeki Pisy w Piszcu ustala podstawy do obliczania odpływu z Jezior Mazurskich do Narwi⁸⁾.

Na warunki przepływu Pisy w Piszcu składają się (poza zjawiskami zlodzenia, których nie będziemy rozpatrywać): stopień zarośnięcia rzeki oraz zmienność spadku zwierciadła wody od jez. Roś do Piszcu. Zarastanie w tym profilu (podobnie zresztą, jak i w innych naszych rzekach) zaczyna się z reguły między początkiem a środkiem kwietnia, osiągając punkt kulminacyjny około połowy lipca; utrzymuje się jeszcze jakiś czas do końca sierpnia lub początku września, po czym maleje, jednakże obumierające resztki roślinności utrzymują się jeszcze dość długo. Bywają łagodne okresy zimowe, w których roślinność w rzece całkowicie nie ginie w ogóle.

Spadek zwierciadła wody ustala się w zależności od stanu wody w jez. Roś i określany jest stosunkiem różnicy poziomów wody na wodowskazach: Maldanin (jez. Roś) i Pisz (rz. Pisz) do długości odcinka rzeki od wypływu z jeziora do wodowskazu. Zwykle spadek ten nie jest bardzo zmienny, tak że przypadkowo brakujące obserwacje na jednym z wodowskazów uzupełnić można przy pomocy drugiego. Między odczytami na omawianych wodowskazach istnieje związek:

$$H_M = 0,96H_P + 1,09 \text{ m od } 30.VI.1938 \text{ r. (przed}$$

zmianą poziomu zera wodowskazu w Piszcu),

$$H_M = 0,96H_P + 0,13 \text{ m od } 1.VII.1938 \text{ r. (po zmianie zera tegoż wodowskazu).}$$

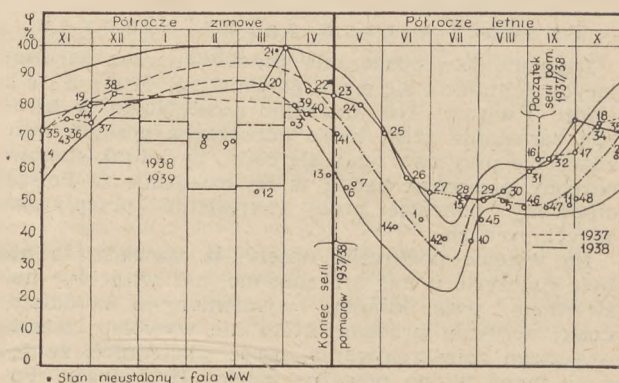
⁸⁾ Dipl. Ing. Wilski: Galinde. Grundlagen für die Ermittlung der Abflussmengen. Königsberg 1941. (Maszynopis — światłodruk).

Inż. Wilski w pracy swej wyraża wpływ zarastania i zmienności spadku przez tzw „stopień przepływu“, który określa stosunkiem

$$\varphi = \frac{Q}{Q_i}$$

gdzie Q — przepływ obliczony z pomiaru hydrometrycznego,

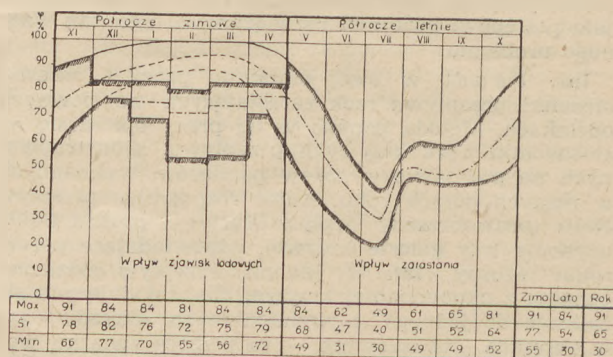
Q_i — tzw. „przepływ idealny“ obliczony empirycznie przy wyeliminowaniu zarastania, jednakże z uwzględnieniem spadku rzeki, jaki ma miejsce w chwili pomiaru.



Rys. 3. Wykres współczynnika φ uzyskany z serii pomiarów 1937–39.

Stopień przepływu rzeki φ tworzy w przebiegu roku charakterystyczny wykres, utworzony przez punkty, znane z pomiarów hydrometrycznych (rys. 3) przy uwzględnieniu warunków klimatycznych danego roku. Oczywiście pomiary winny być odpowiednio w ciągu roku rozłożone, aby można było uchwycić charakterystyczne punkty wykresu.

Na rys. 3a podano oprócz wartości średnich φ także i skrajne.



Rys. 3a. Charakterystyczne wartości współczynnika φ w przebiegu rocznym.

W wyniku przeprowadzonych badań w latach 1937/39 można było ograniczyć ilość wykonywanych pomiarów hydrometrycznych do minimum oraz ustalić następujące wytyczne do określania przepływu Pisy w Piszcu:

- Uchwycić przepływ w okresie niehamowanym; występuje on zwykle w kwietniu, po tym w niezupełnie czystej formie w październiku (wpływ obumarłych resztek roślinności).
- Uchwycić maksimum intensywności zarastania, przypadającego często w sierpniu a przeważnie we wrześniu.
- Uwzględnić inne zjawiska, mogące mieć wpływ na stosunki przepływu, jak ruch rumowiska, zmiany dna, widoczne zmiany w składzie roślinności, występowanie wód wielkich itp.

4. Każdy pomiar winien być z zasady powtórzony po kilku dniach, aby uniknąć przypadkowych błędów.
5. Wymienione, powtarzane pomiary, winny być wykonywane w okresach, kiedy w rzece nie zachodzą wyraźne zmiany. Odpowiednio do tego ustala się następujące daty pomiarów Pisy w Pisz: 17 i 24 kwietnia, 2 i 9 września oraz 2 i 9 listopada. W zależności od warunków klimatycznych podane terminy mogą ulegać przesunięciu do tygodnia.

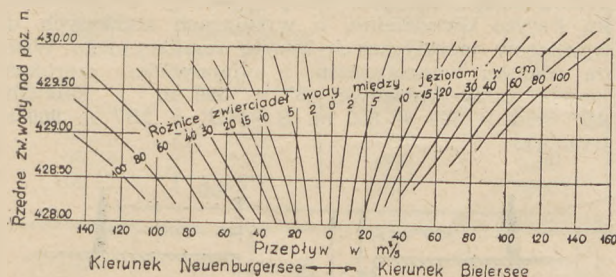
Dzięki przeprowadzonym pomiarom przepływu i opracowanym podstawom można było obliczyć przepływ średni miesięczny w okresie 1926/39.

Ostatnie wyniki szwajcarskie w określaniu przepływu rzek podlegających zmiennej cofce

Zjawisko zmiennej cofki towarzyszy także przepływowi w kanale łączącym dwa zbiorniki wodne, np. jeziora. Parametrem cofki jest tu różnica poziomów wody pomiędzy jeziorami.

Zagadnienie określania przepływu w takim wypadku rozwiązane zostało przez Szwajcarski Urząd Gospodarki Wodnej na przykładzie Zihlkanal, łączącego jeziora: Bielersee i Neuenburgersee⁹⁾.

Od 1920 r. określano tu przepływ przy pomocy stanów wody obu jezior i pęku krzywych opracowanych na podstawie często wykonywanych pomiarów hydrometrycznych. Zwykle Zihlkanal jest wypływem z jez. Neuenburgersee, bywa jednak, że zwierciadło wody jez. Bielersee osiąga stan wyższy, powodując w kanale ruch wsteczny. Wówczas pęk krzywych rozciąga się w obszar odpływów ujemnych (rys. 4). Ponieważ takie określanie przepływu z uwagi na częste zmiany dna i intensywne zarastanie było bardzo utrudnione, zaczęto szukać metody bardziej uniwersalnej i dogodniejszej.

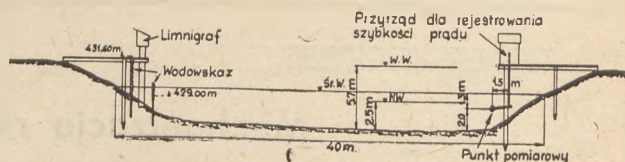


Rys. 4. Pęk krzywych przepływu w kanale łączącym dwa jeziora.

Już w zimie 1922/23 przeprowadzono na Renie pod Konstancją próby, polegające na ujęciu przepływu związkiem dwóch wielkości, a to: stanu wody i szybkości prądu w pewnym określonym i stałym punkcie przekroju. Jednakże z uwagi na niedokładność ówczesnych przyrządów, metoda ta nie dała dobrych rezultatów.

Z początkiem 1945 r. po skonstruowaniu odpowiedniego przyrządu wznowiono tego rodzaju badania na Zihlkanal. Konstrukcja przyrządu odpowiadać musiała zadanym warunkom, a więc: rejestrować szybkość wody w obu kierunkach, wykazywać dużą dokładność, szczególnie przy małych szybkościach, dawać pewność działania przy występowaniu zarastania w kanale itp. Warunki te spełniał przyrząd wykonany przez dr Falka, dyrektora norweskiego Urzędu Miar i Wag w Oslo, specjalnie dla pomiarów w Zihlkanal. Stacja pomiarowa wyposażona została ponadto w limnigraf do notowania stanu wody w każdej chwili.

Schematyczne usytuowanie stacji pokazuje rys 5.



Rys. 5. Przekrój poprzeczny kanału w profilu stacji rejestrującej szybkość prądu

Właściwą serię badań rozpoczęto w lecie 1948 r. po okresie prac przygotowawczych i doświadczeń wstępnych oraz po dokonaniu pewnych koniecznych przeróbek przyrządu. W trakcie działania przyrządu wykonano serię pomiarów przepływu przy pomocy młynka hydrometrycznego. Wyniki pomiarów i wskazania przyrządu rejestrującego szybkość prądu w określonym punkcie przekroju poprzecznego pozwoliły na znalezienie stosunku

$$\lambda = \frac{v_m}{v_D}$$

gdzie v_m — szybkość średnia wody w przekroju zmierzona młynkiem hydrometrycznym,
 v_D — szybkość prądu w określonym punkcie przekroju odczytana z wykresu przyrządu.

Jeżeli zatem $v_m \lambda = v_D$ to $Q = F \cdot v_m = F \cdot \lambda \cdot v_D$.

Wartość F oznaczmy ze zdjęcia przekroju poprzecznego, jako funkcję stanu wody.

Jeżeli teraz określimy wartość λ , to na podstawie wykresu limnigrafu i rejestrowanej szybkości v_D można będzie obliczyć przepływ w każdej chwili.

Nie wdając się w szczegóły konstrukcyjne przyrządu rejestrującego szybkość prądu oraz w jego działanie, przyznać należy jego uniwersalność i dogodność przy określaniu przepływu w wypadku występowania tego rodzaju zmiennej cofki. O dokładności metody świadczą może porównanie między wynikami 23 pomiarów uzyskanymi za pomocą metody obecnej i poprzednio stosowanej, przy użyciu pęku krzywych (tab. II).

Tablica II

Różnice ‰ ‰	Metoda dotychczasowa	Metoda nowa
0,0 — 4,0	3	13
4,0 — 7,0	9	7
7,0 — 10,0	1	3
powyżej 10,0	10	0

Śluszność metody polegającej na rejestrowaniu szybkości prądu w pewnym punkcie i stanów wody wydaje się być niewątpliwa. Ilość pomiarów młynkowych ograniczyć będzie można tym samym do minimum niezbędnego dla uchwycenia zmian przekroju poprzecznego.

Możliwości zastosowania tej metody na wielu innych stacjach podlegających zmiennej cofce zależałyby tylko od rozpoczęcia produkcji omówionych przyrządów i ich rozpowszechnienia. A wówczas odcinki rzek ze zmienną cofką nie powinny być pomijane przy zakładaniu stacji hydrometrycznych.

* * *

Na zakończenie należy wspomnieć, że zagadnienie teoretycznego obliczania przepływu w kanale łączącym dwa zbiorniki zostało należycie oświetlone przez prof. Czertousowa¹⁰⁾; przyjmuje on hydrauliczny schemat zastępczy kanału w formie przewodu regularnego o jednakowym spadzie i określa przepływ w funkcji stanów wody w obu zbiornikach. Tym samym zjawisko to otrzymało właściwą podbudowę teoretyczną.

⁹⁾ Kontinuerliche Bestimmung der Abflussmengen in Gewässerstrecken mit veränderlichem Rückstau. Wasser- und Energiewirtschaft 6—7, 8/1950.

¹⁰⁾ Prof. Dr M. D. Czertousow: Specjalny kurs gładawliki. Leningrad — Moskwa 1949, str. 237 — 252.

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

INŻ. TADEUSZ TILLINGER

Mechanizacja regulacji rzeki Wisły

Stopniowa erozja koryta Wisły, występująca wskutek robót regulacyjnych, trwać może wg Autora ok. 50 — 60 lat. W dzisiejszej dobie tempo to może wydawać się za powolne, słusznie więc Autor szuka sposobu przyspieszenia długotrwałych procesów erozyjnych, przygotowujących koryto Wisły do kanalizacji, proponując zastosowanie sztucznego pogłębiania dna w szerokim zakresie, przez zastosowanie nowoczesnego taboru pogłębiarskiego.

Szereg korzyści gospodarczych zapewnia — zdaniem Autora — opłacalność tego rodzaju inwestycji i z uwagi na krótki czasokres jej realizacji stwarza wielką atrakcyjność.

Redakcja, publikując poniższy artykuł, nie wątpi, że znajdzie on silny oddźwięk wśród naukowych specjalistów i wywoła żywą dyskusję, która umożliwi naświetlenie zagadnienia nie tylko z punktu widzenia żeglowności i energetycznego, ale uwzględni zainteresowania i innych dziedzin naszej gospodarki narodowej. Również bliższego naświetlenia wymaga sprawa skutków technicznych jaki pociągnie za sobą tego rodzaju inwestycja.

Dla przebudowy koryt rzek żeglownych stosowane są od przeszło stu lat roboty regulacyjne, które powodują pożądaną dla żeglugi przekształcenie koryta przez odpowiednio kierowaną siłę erozyjną wody. Tylko dla małych rzeczek stosuje się kopanie sztucznego koryta, do którego wprowadza się rzeczkę, nie czekając na powolne przekształcanie się jej koryta za pomocą naturalnej erozji.

Nadzwyczaj silny w ostatnich czasach rozwój mechanizacji robót ziemnych, zwłaszcza w ZSRR, stwarzający prawdziwy przewrót w tej dziedzinie techniki, otwiera przed nami nowe możliwości. To, co było dla nas przed 20 laty ponad siły, dziś może być realne. Metody, które byliśmy w stanie stosować tylko dla małych rzeczek, możemy dziś stosować dla rzek znacznie większych.

Rozpatrzmy czy Wisła nie wchodzi do kategorii rzek, którym możemy narzucać naszą wolę i które możemy skierować do przygotowanego dla nich koryta, zwłaszcza jeżeli odpowiada ono właściwościom rzeki.

* * *

Celowość obniżenia koryta Wisły

Obniżenie się koryta Wisły, jakie wskutek jego regulacji nastąpiło na odcinku krakowskim Górnej Wisły oraz na dolnej Wiśle, pożądaną jest i na pozostałej części rzeki od ujścia Dunajca do ujścia Drwęcy, na długości 578 km, z następujących względów:

Zwiększa się pojemność koryta wielkiej wody przy tym samym co obecnie poziomie zwierciadła wody.

Umożliwia się skanalizowanie rzeki i wyzyskanie jej energii wodnej. Bez znacznego wcięcia się koryta w teren, piętrzenie rzeki, zwłaszcza w jej środkowym biegu, jest z powodu niskich brzegów prawie niemożliwe. Stopnie wypadałyby zbyt gęsto, co 8 — 10 km i byłyby zbyt niskie dla racjonalnego wykorzystania energii. Wcięcie się koryta o 2 m pozwala — przy spadku rzeki 0,00025 — na przedłużenie odstępu między stopniami o 8 km i dzięki zwiększeniu spadku na stopniu o 2 m nie tylko zwiększa odpowiednio moc siłowni, ale również, zmniejszając wpływ podtapiania, podwyższa jej współczynnik wydajności.

— Ułatwia się koncentrację koryta i zmniejsza się objętość oraz koszty robót regulacyjnych.

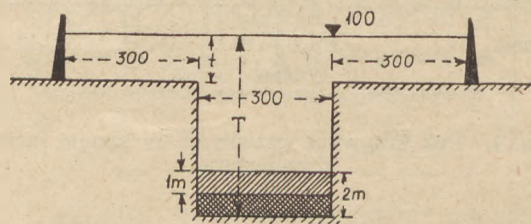
Zapewne, wykonanie koncentracji koryta i pełne jego uregulowanie za pomocą obecnie stosowanych metod spowodowałoby stopniową erozję. Jednakże, sądząc z przykładów odcinków erodowanych, taka erozja postępuje powoli, zwłaszcza jeżeli chodzi o dłuższe odcinki rzeki. Dla samoczynnego wcięcia się o 2 m całej Wisły pod wpływem robót regulacyjnych należałoby brać pod uwagę okres przynajmniej 50 — 60

lat. Rozpatrzmy zatem czy to wcinanie się koryta nie mogłoby być przyspieszone przez wyzyskanie nowych możliwości, jakie nam daje tak silnie w ostatnich latach spotęgowana mechanizacja robót ziemnych.

Wpływ pogłębienia koryta na objętość przepływu

Wyjaśnijmy najpierw, jaki będzie miało skutek, jeżeli w przyjętym dla Wisły środkowej teoretycznym dwudzielnym przekroju regulacyjnym obniżymy dno koryta głównego (koryta wody brzegowej) o 1 m, względnie o 2 m?

Dla przybliżonego, ale dla naszego celu zupełnie dostatecznego, przybliżenia przyjmijmy w obliczeniach koryto dwudzielne, o wymiarach zbliżonych do wymiarów teoretycznych koryta regulacyjnego Wisły na odcinku warszawskim, a mianowicie: szerokość koryta wody brzegowej $B' = 300$ m i zalewów $2B'' = 2 \times 300 = 600$ m. $B = B' + 2B'' = 900$ m (rys. 1).

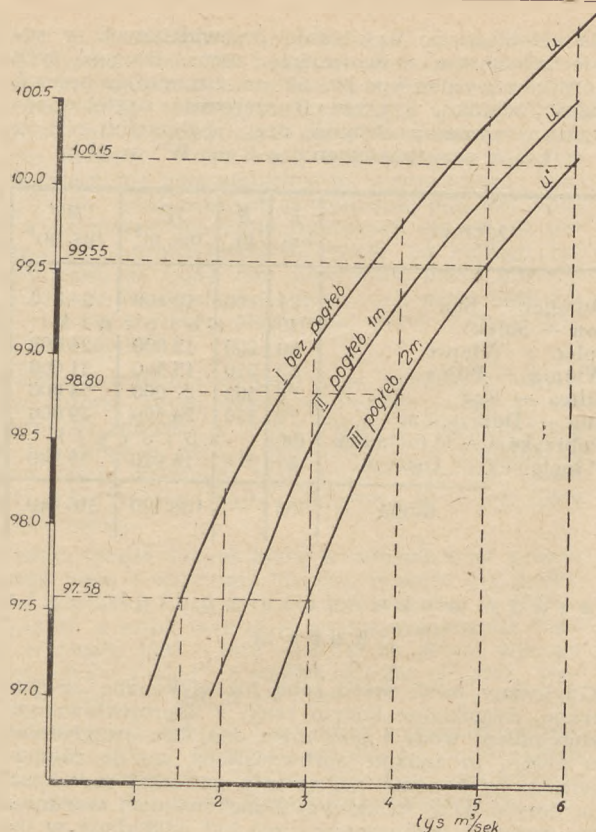


Rys. 1

Przyjmując spadek $I = 0,00025$ i posługując się nomogramem do wzoru Matakiewicza („Drogi Wodne” tom I, str. 137), obliczymy przepływy w tym teoretycznym korycie przy różnych jego wypełnieniach i wykreślimy odpowiednią krzywą konsumcyjną (rys. 2, krzywa I). Przyjmijmy, że poziom zwierciadła wody, przy wypełnieniu koryta wody brzegowej do średniej głębokości 6 m, leży na rzędnej 100. Następnie obliczymy w ten sam sposób przepływy po pogłębieniu koryta wody brzegowej o 1 m oraz o 2 m i wykreślimy krzywe konsumcyjne II i III. Rezultaty obliczeń zebrane są w tablicy A.

Różnice współrzędnych między wskazanymi krzywymi I oraz II i III, odmierzane na skali poziomej, wskazują wpływ pogłębienia na sekundową objętość przepływu. Różnice te, pomnożone przez 86400, dają dobowe różnice objętości przepływów.

Z krzywych konsumcyjnych (rys. 2) otrzymujemy następujące objętości przepływów w m^3/sek :



Rys. 2.

Wpływ pogłębienia na przepływ w m³/sek

Tablica B

Rzędna zw. wody metry	Objętość przepływu m³/sek		
	bez pogłębienia U	po pogłębieniu	
		o 1 m U'	o 2 m U''
97,58	1510	2290	3000
98,80	2680	3310	4000
99,55	3670	4320	5000
100,15	4510	5330	6000

Tablica A. Obliczenie krzywych konsumpcyjnych

Rzędna	t	T	v	V	$F = 300T$	$F'' = 600t$	$Q' = F'V$	$Q'' = F''v$	$Q = Q' - Q''$
I. Bez pogłębienia									
101,0	3,0	7,0	1,26	1,84	2100	1800	3860	2470	6130
100,5	2,5	6,5	1,10	1,81	1950	1500	3520	1650	5170
100,0	2,0	6,0	0,95	1,78	1800	1200	3204	1140	4544
99,5	1,5	5,5	0,75	1,75	1650	900	2887	675	3562
99,0	1,0	5,0	0,58	1,72	1500	600	2580	348	2928
98,5	0,5	4,5	0,35	1,65	1350	300	2230	105	2335
98,0	0	4,0	0	1,53	1200	0	1830	0	1836
97,5	0	3,5	0	1,40	1050	0	1470	0	1470
97,0	0	3,0	0	1,26	900	0	1134	0	1134
II. Przy pogłębieniu koryta wody brzegowej o 1 m									
100,5	2,5	7,5	1,10	1,87	2250	1500	4180	1650	5830
100,0	2,0	7,0	0,95	1,84	2100	1200	3864	1140	5004
99,5	1,5	6,5	0,76	1,81	1950	900	3535	675	4210
99,0	1,0	6,0	0,58	1,78	1809	600	3204	348	3552
98,5	0,5	5,5	0,35	1,75	1650	300	2887	105	2992
98,0	0	5,0	0	1,72	1500	0	2580	0	2580
97,5	0	4,5	0	1,65	2350	0	2230	0	2230
97,0	0	4,0	0	1,53	1200	0	1836	0	1836
III. Przy pogłębieniu koryta wody brzegowej o 2 m									
100,0	2,0	8,0	0,95	1,91	2400	1200	4584	1140	5724
99,5	1,5	7,5	0,75	1,87	2250	900	4180	675	4655
99,0	1,0	7,0	0,58	1,84	2100	600	3864	348	4212
98,5	0,5	6,5	0,35	1,81	1950	300	3535	105	3640
98,0	0	6,0	0	1,78	1800	0	3204	0	3204
97,5	0	5,5	0	1,75	1650	0	2887	0	2887
97,0	0	5,0	0	1,72	1500	0	2580	0	2580

Wpływ pogłębienia na przepływ w m³/sek.

	$U'' - U'$	$U'' - U$
przy przepływie 3 000 m³/sek	710	1450
" " 4 000 "	690	1340
" " 5 000 "	680	1330
" " 6 000 "	670	1490

Wpływ pogłębienia koryta na falę powodziową

Fale powodziowe w 1924 i 1934 r. na odcinku warszawskim, licząc tylko powyżej przepływu 3000 m³/sek (co odpowiada stanowi 430 cm), trwały po 9 dni, dochodząc do maksimum ok. 5800 m³/sek.

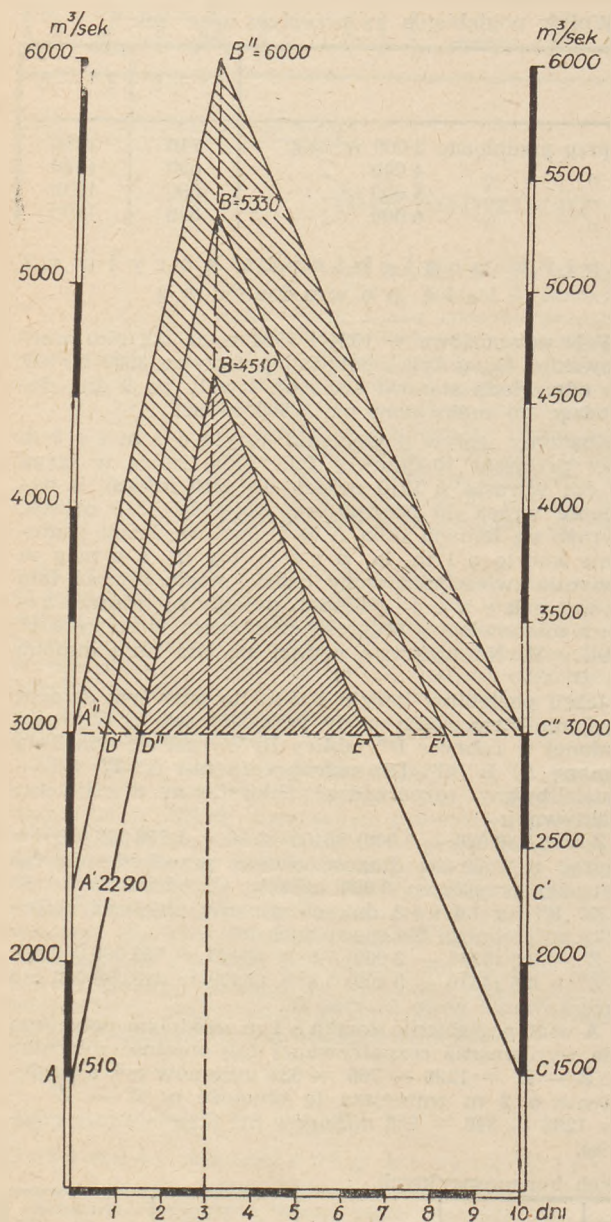
Zbadamy wpływ pogłębienia koryta o 1 m i o 2 m przy przejściu 10-dniowej fali. Fala, która w ciągu 10 dni wzrasta z 1510 m³/sek do 4510 m³/sek, a następnie wraca do początkowej objętości 1510 m³/sek, wyraża się łamaną linią A B C (rys. 3). Jeżeli pogłębimy koryto o 1 m, to przy tym samym poziomie zwierciadła wody będzie mogła przejść fala o większej objętości przepływu sekundowego, a mianowicie o objętości wskazanej w rubryce U' tablicy B. Na wykresie wyrazi się ona linią łamaną A' B' C'.

Jeżeli pogłębimy koryto o 2 m, to przy tym samym poziomie zwierciadła wody przejdzie fala o objętości podanej w rubryce U'' tablicy B. Wyrazi się ona linią łamaną A'' B'' C''. Dla uchwycenia fali A'' B'' C'' — musimylibyśmy rozporządzać zbiornikiem o objętości efektywnej:

$Z = 0,5 (6000 - 3000) 86400 \times 10 = 1296000000 \text{ m}^3$
Biorąc z wykresu długość okresu przechodzenia fal powyżej przepływu 3000 m³/sek, tj. odcinków D' E' i D'' E'' na 7,6 i 5,3 dni, otrzymamy objętości zbiornika potrzebnego dla ujęcia tych fal:

$Z' = 0,5 (5330 - 3000) 7,6 \times 86400 = 765000000 \text{ m}^3$
 $Z'' = 0,5 (4510 - 3000) 5,3 \times 86400 = 346000000 \text{ m}^3$
(kreskowanie gęste na rys. 3).

A więc pogłębienie koryta o 1 m zmniejsza potrzebną dla wyrównania rozpatrywanej fali objętość zbiornika o: $Z - Z' = 1296 - 765 = 531$ milionów m³, a pogłębienie o 2 m zmniejsza tę objętość o: $Z - Z'' = 1296 - 346 = 950$ milionów m³ (kreskowanie rzadkie).



Rys. 3.

Należy zauważyć, że dla otrzymania skutecznej objętości zbiornika, która byłaby dostateczna dla wyrównania danej fali powodziowej, należy objętość tej fali pomnożyć przez pewien współczynnik większy od 1 i tym większy, im bardziej zbiornik oddalony jest od odcinka rzeki, przez który przechodzi dana fala. Objętości obliczone wyżej, jako skutek pogłębienia koryta, nie wymagają wskazanej korektywy, toteż z dużym zapasem pewności można stwierdzić, że dla Wisły środkowej (odcinek warszawski) pogłębienie koryta o 1 m zastępuje zbiornik o objętości 600 milionów m^3 , a pogłębienie o 2 m zastępuje zbiornik o objętości przeszło jednego miliarda m^3 .

Ogólna objętość robót

W celu przybliżonego określenia ogólnej objętości wykopu, niezbędnego dla otrzymaniażądanego pogłębienia koryta, należy brać pod uwagę odcinek Wisły od ujścia Dunajca do ujścia Drwęcy, tj. 568 km. Uwzględniając prawdopodobne skrócenie trasy regulacyjnej przynajmniej o 2,5%, otrzymamy okragło 560 km. Z tej długości należy odjąć odcinki, które

będą zatopione po wykonaniu przewidzianych w rejonie Włocławka i Kazimierza zapór. Długość tych zbiorników wyniesie po 60—50 km. Oznaczając przez L długość odcinka, a przez B szerokość pogłębianego koryta, otrzymamy objętość przy pogłębieniu o 1 m $W' = LB$, a przy pogłębieniu o 2 m: $W'' = 2LB$.

Odcinki	L km	B m	W' tys. m^3	W'' tys. m^3
Dunajec — San	124	100	12 400	24 800
San — Solec	(50)	zbiornik		
Solec — Wieprz	60	200	12 000	24 000
Wieprz — Pilica	62	250	15 500	31 000
Pilica — Bug	90	300	27 000	54 000
Bug — Dobrzyków	70	350	24 500	49 000
Dobrzyków — Włocławek	(60)	zbiornik		
Włocławek — Drwęca	47	310	16 920	33 840
Suma	563	—	108 320	216 640

Zasady wykonania pogłębienia koryta

Gdybyśmy mieli przed sobą już wykonane, uregulowane, dwudzielne koryto rzeki z zaprojektowanym zwierciadłem wody i poziomym dna, bez uwzględnienia erozji, to zadanie sprowadziłoby się do równomiernego wykonania pogłębienia na całej szerokości dna koryta wody brzegowej z zachowaniem warunku, żeby materiał wybagrowany nie był odkładany w innym miejscu koryta wielkiej wody, jak to ma miejsce przy zwykłych robotach pogłębiarskich dla celów żeglugi, lecz żeby był odprowadzony poza wały powodziowe i odsypywany bezpośrednio przy skarpie zewnętrznej tych wałów, służąc do ich umocnienia. Zachowanie tego warunku jest podstawą projektu pogłębienia koryta rzeki na całej jej długości i szerokości.

W rzeczywistości jednak mamy przed sobą koryto w stanie dzikim, w którym za pomocą robót regulacyjnych ma być dopiero wykształcone teoretyczne koryto dwudzielne.

Możemy w tym wypadku rozumować w sposób następujący: Jeżeli koryto teoretyczne może być wykształcone za pomocą robót regulacyjnych w ciągu n lat, to jeżeli z pasa terenu, przewidzianego dla tego koryta, usuniemy poza granicę wielkiej wody warstwę gruntu o grubości 2 m, wtedy koryto regulacyjne utworzy się o rzędnych zwierciadła niskiej wody o 2 m niższych, niż te jakie by się okazały, gdyby usunięcie 2-metrowej warstwy gruntu nie zostało wykonane. Przy tym okres n lat, niezbędny dla wykonania potrzebnych robót regulacyjnych i ich objętość znacznie zmniejszą się, dzięki ułatwieniu koncentracji koryta przez roboty pogłębiarskie.

Sposób wykonania i koszt robót

Rozkładając wykonanie całkowitego pogłębienia koryta o 2 m na 24 lata, mamy do usunięcia rocznie $216\,640\,000 : 24 = 8\,990\,000\,m^3$. Z tej liczby pewną część wykona sama rzeka. Objętość materiału wleczzonego w jej korycie wynosi kilkaset tysięcy m^3 rocznie i będzie wzrastała w miarę postępu koncentracji i regulacji koryta. Do tego należy dodać objętość piasku i żwiru, dobywanego z koryta Wisły dla celów budowlanych. Wynosi ona w granicach Warszawy przeszło $300\,000\,m^3$ rocznie. Można przyjąć, że do wykonania maszynowego dla celów pogłębienia koryta pozostanie okragło $8\,000\,000\,m^3$ rocznie. Przy dzisiejszych środkach technicznych, taka roczna objętość robót ziemnych nie przedstawia nic nadzwyczajnego. Znacznie większymi robotami pogłębiarskimi charakteryzują się poszczególne place budowy w ZSRR. Przy budowie kanału Moskwa — Wołga (przed 20 laty), w ciągu 6 lat wykonano $130\,000\,000\,m^3$, czyli

średnio po 22 000 000 m³ rocznie przy słabej jeszcze mechanizacji robót. Na będącym obecnie w budowie kanale lateralnym Rodanu pod Donzere — Mondragon dwie drugi holenderskie wykonały w ciągu 2 lat 27 000 000 m³ wykopu, czyli po 6 500 000 m³ na każdą z tych maszyn. Wobec małych głębokości tranzytowych Wisły, nie pozwalających na wprowadzenie bardzo silnych, współczesnych pogłębiarek, oprzemysł obliczenia na maszynach mało różniących się od już posiadanych i pracujących na Wiśle od szeregu lat. Przyjmujemy, że będą one pracowały przez 270 dni w roku i po 24 godziny na dobę, czyli przez 6480 godzin rocznie, z czego efektywnej pracy będzie 50%, czyli 3240 godzin.

Według przytoczonych danych w wydanej w 1929 r. pracy autora „Drogi wodne w Polsce” — na str. 34 pogłębiarka gdańska w 1926 r. miała w ciągu 5813 godzin kampanii — 3153 godzin kopania, a pogłębiarka Narew miała kampanii 6170 godzin. Przyjęte zatem wyżej cyfry są więc realne, zwłaszcza, że roboty będą ześrodkowane.

Według tychże danych koszt wydobywania 1 m³ gruntu wynosił wraz z kosztami remontu maszyn dla pogłębiarki gdańskiej, o wydajności 100 m³/godz., w 1925 r. — 0,33 zł, a koszt wykopów wykonywanych na Prypeci w latach 1925 — 1928 — 0,345 zł. Koszt wykopu pogłębiarką „Smok I”, o wydajności 350 m³/godz., wyniósł w 1938 r. — 0,13 zł za 1 m³.

Obecnie koszt wykopu 1 m³ przez pogłębiarkę gdańską wynosi 1,20 zł. Cyfry te odnoszą się do zwykłych warunków pracy na Wiśle: odległość refulowania 200 — 300 m, wysokość podnoszenia materiału do 2 m.

Jak wskazują dane z Dniepru¹⁾ zwiększenie odległości refulowania z 250 do 500 m, a wysokości podnoszenia z 2 do 4,5 m zmniejsza wydajność maszyny ze 186 do 100 m³/godz., czyli powiększa koszt wykopu 1,8 razy. Wobec tego przy tych warunkach pracy (odległość 500 m, wysokość 4,5 m) koszt wykopu stosunkowo słabą maszyną, typu gdańskiej, kalkulowałby się obecnie 1,8 · 1,2 = 2,16 zł za 1 m³. Przyjmując pod uwagę silniejsze, nowoczesne maszyny z napędem elektrycznym, zaprojektowane dla wydajności 350 m³/godz., przy odległości refulowania 500 m i wysokości 4,5 m, możemy przyjąć koszt 1 m³ najwyżej na 1,50 zł.

Do wykonania 8 000 000 m³ wykopu rocznie, na podstawie wyżej podanych obliczeń, należy użyć 7 pogłębiarek o wydajności po 350 m³ na godzinę, co odpowiada wydajności rocznej dla każdej maszyny: 3240 × 350 = 1 134 000 m³, a dla 7 maszyn 7 938 000, okrągło 8 000 000 m³.

Koszt pogłębiarki „Smok I” wynosił 1 000 000 zł. Obecnie taka sama maszyna kosztowałaby ok. 8 000 000 zł. Pogłębiarka z pompami 2 razy silniejszymi, o wydajności tej samej, lecz 2 razy większej odległości i wysokości refulowania — kosztowałaby 1,75 razy drożej, czyli 14 000 000 zł. Roczny koszt remontu można przyjąć na 4% kosztów zakupu. Koszt materiałów pędnych i załóg, na podstawie wyżej podanych obliczeń, można przyjąć na 1,50 zł. Przy napędzie elektrycznym będzie on jednak niższy.

Przy wskazanych założeniach koszt robót wyniesie:

Zakup 7 pogłębiarek $7 \times 14\,000\,000\text{ zł} = 98\,000\,000\text{ zł}$

Koszty roczne:

remont — 4% kosztów zakupu 3 920 000 „
materiały pędne i załogi 8 000 000 · 1,5 = 12 000 000 „

Ogółem rocznie 15 920 000 zł

czyli po 2 zł za 1 m³ wykopu bez amortyzacji.

¹⁾ Domaniewski — Rukowództwo bagiermiejstieru. Moskwa 1946.

Koszt pogłębiania koryta w ciągu pierwszych 6 lat wyniesie:

1) zakup 7 pogłębiarek $7 \times 14\,000\,000 = 98\,000\,000\text{ zł}$
2) koszty roczne $6 \times 15\,920\,000 \times 95\,520\,000\text{ „}$
3) inne i administracja 50% od 2) 47 760 000 „

Razem 241 280 000 zł

Koszt pogłębiania w ciągu pierwszych 12 lat wyniesie:

1) zakup 7 pogłębiarek j. w. 98 000 000 zł
2) koszty roczne $12 \times 15\,920\,000 = 191\,040\,000\text{ „}$
3) inne i administracja 50% od 2) 95 520 000 „

Razem 384 560 000 zł

Całkowity koszt pogłębiania koryta o 2 m w ciągu 24 lat wyniesie:

1) zakup 7 pogłębiarek j. w. 98 000 000 zł
2) koszty roczne $24 \times 15\,920\,000 = 382\,080\,000\text{ „}$
3) inne i administracja 50% od 2) 191 040 000 „

Razem 671 120 000 zł

Okrągło 670 000 000 zł

W powyższym obliczeniu generalia zostały już uwzględnione w koszcie 1 m³ wykopu. Wobec tego obliczenie to można uważać za wykonane z dużym zapasem.

Porównanie kosztów pogłębiania koryta z kosztami równoznacznych zbiorników powodziowych

Z obliczeń podanych przez profesorów Balcerskiego i Zmigrodzkiego²⁾ wynika, że pełny program budowy zbiorników w dorzeczu Wisły obejmuje budowę ogółem 5 000 000 000 m³ zbiorników, z czego

— dla żeglugi 1 500 000 000 m³
— dla zwalczania powodzi 2 000 000 000 „
— dla rolnictwa 600 000 000 „
— dla energetyki 900 000 000 „

Licząc średni koszt zbiorników po 1,5 zł za 1 m³ pojemności, mamy ogólny koszt zbiorników powodziowych $2\,000\,000\,000 \times 1,5 = 3\,000\,000\,000\text{ zł}$.

Wyżej podane obliczenie wskazuje, że pogłębienie koryta Wisły o 1 m może być przyrównane do efektu wynikającego z pracy zbiornika o pojemności 530 000 000 m³, a pogłębienie o 2 m — efekt zbiornika o pojemności 950 000 000 m³. Należy tu jeszcze zauważyć, że usunięcie z koryta rzeki 216 000 000 m³ gruntu zwiększy o tę objętość pojemność retencyjną koryta, co wpłynie na spłaszczenie fali powodziowej, w równej mierze jak zbiornik tej samej objętości. Wobec tego porównanie kosztów pogłębiania koryta z kosztami równoznacznego zbiornika przedstawi się jak następuje:

	przy pogłębieniu koryta	
	o 1 m	o 2 m
Objętość równoznacznego zbiornika	530 000 000 m ³	950 000 000 m ³
Zwiększenie retencji koryta	100 000 000 „	200 000 000 „
razem	630 000 000 m ³	1 150 000 000 m ³

²⁾ patrz „Gospodarka Wodna” 1951. Nr 11, str. 416.

Koszt zbiornika tej	
objętości	945 000 000 zł 1 725 000 000 zł
Koszt pogłębienia	375 000 000 „ 670 000 000 „
różnica	570 000 000 zł 1 055 000 000 zł

stosunek kosztów po- głębienia do kosztów zbiornika:	40%	38%
--	-----	-----

Gdyby okazała się potrzeba pogłębienia również odcinków powyżej Włocławka i Popowa, długości 60 i 50 km, przewidzianych pod zalewy zbiornikowe to objętość wykopów wzrosłaby o ok. 30 000 000 m³ i należałoby przyjmować pod uwagę zakup 8 pogłębiarek a nie 7. W związku z tym koszty wzrosłyby o ok. 100 000 000 zł. Jednocześnie pojemność retencyjna koryta wzrosłaby o 30 000 000 m³. Taka ewentualność nie wnosiłaby zasadniczej zmiany projektu.

O d c i n k i t r u d n e

W założeniu zostało przyjęte, że wydobywany piasek będzie odprowadzany poza wały. Nie wszędzie jednak jest to możliwe. Należy jednak wziąć pod uwagę:

— Przyjęta norma wydobywania gruntu (na odcinku warszawskim 300 000 m³/km) jest objętością średnią. Mogą być kilometry, na których wykop będzie znacznie mniejszy. O ile bezpośrednio poniżej wykop będzie odpowiednio zwiększony, rzeka sama wykona później potrzebne wyrównanie.

— Przeznaczone do wykonania omawianego zadania pogłębiarki winny być zaprojektowane przy uwzględnieniu znaczniejszej odległości refulowania.

— Jako najtrudniejszy pod względem deponowania wydobytego gruntu mógłby wydawać się warszawski odcinek Wisły. Przyjmując jednak pod uwagę, że na tym odcinku wydobywa się rocznie dla celów budowlanych przeszło 300 000 m³ piasku, widzimy, że potrzebna dla pogłębienia o 2 m odcinka długości 16 km objętość wykopu $16 \times 300\,000 = 4\,800\,000$ m³ będzie wykonana w ciągu 16 lat maszynami dostarczającymi piasek do budowy.

O d k ł a d y

Dla ułożenia poza korytem wielkiej wody 216 000 000 m³ gruntu wykopanego z dna rzeki, przy średniej wysokości odkładu 3 m, potrzeba 70 000 000 m² terenu, czyli 7 000 ha. Wobec tego, że na przeważnej części biegu rzeki szerokość koryta Wisły w jego dzisiejszym stanie znacznie przewyższa szerokość koryta regulacyjnego wielkiej wody, przeważna część odkładów znajdzie się w granicach obecnego koryta rzeki. Poza tym korytem będzie musiało być zdeponowane nie więcej jak 25% ogólnej objętości wykopu, czyli 54 000 000 m³. Wymagać to będzie 18 000 000 m³, czyli 1800 ha terenu. Z tego przynajmniej połowę będą stanowiły tereny mniej wartościowe. Licząc średnio po 20 000 zł, mamy wartość terenów pod odkłady 36 000 000 zł. Do tego dochodzi pewien koszt zakulturowania tego terenu ok. 4 000 000 zł. Razem okragło 40 000 000 zł.

Koszt regulacji Wisły na długości 460 km wyniosłby ok. 460 000 000 zł. Pogłębienie koryta o 2 m zmniejszy ten koszt przynajmniej o 20%, tj. o 92 000 000 zł, czyli o sumę dwukrotnie wyższą od kosztów wykupu terenu pod odkłady.

Należy jednak zauważyć, że aczkolwiek tereny te w znacznej mierze utracą swe wartości rolne, to jednak zyskają wiele jako tereny budowlane, położone wyżej korony wałów, zupełnie bezpieczne i położone bezpośrednio przy ważnej drodze wodnej. Wartość ich wzrośnie w porównaniu z wartością obecną i z tego względu właściciele powinni by we własnym interesie raczej rzec się odszkodowania za zajęcie gruntów. Wobec powyższego, koszty wykupu terenu pod odkłady nie są w ogólnym kosztorysie pogłębienia koryta uwzględnione.

S k u t k i p o g ł ę b i e n i a k o r y t a d l a r o l n i c t w a i e n e r g e t y k i

Obniżenie poziomu wody w Wiśle mogłoby wywołać pewne zastrzeżenia ze strony rolnictwa. Należy jednak przyjąć pod uwagę, że:

- na odcinku krakowskim takie, a nawet większe pogłębienie nie okazało się szkodliwe,
- o ile pogłębienie to nie zostanie wykonane sztucznie w ciągu 20 — 24 lat, wykona się samo przez naturalną erozję pod wpływem robót regulacyjnych w ciągu 50 — 60 lat,
- przewidywane skanalizowanie Wisły na całej jej długości zapewni znowu koryto wodą do wysokości na pewnych odcinkach nawet większej, niż obecnie, przy średniej wodzie.

Co się tyczy energetyki, to sztuczne pogłębienie koryta zupełnie nie narusza programu rozbudowy zbiorników dla celów energetycznych, zmniejsza jedynie o połowę program rozbudowy zbiorników czysto powodziowych. Magazynowana w nich woda nie przejdzie przez turbiny, bez względu na to, czy pogłębienie będzie wykonane czy nie. Natomiast, jak to wyżej już wyjaśniono, pogłębienie koryta przyniesie energetyczne ogromne korzyści.

P l a n w y k o n a n i a r o b ó t

Jak widać z powyższych obliczeń, przy przyjętym w nich taborze pogłębiarskim, realizacja pełnego projektu pogłębienia koryta Wisły na długości 540 km o 2 m wymagałaby 24 lata, co może wydawać się okresem bardzo długim. Jednakże do pełnej realizacji projektu można zbliżyć się s t o p n i o w o, otrzymując już wkrótce po rozpoczęciu robót realne korzyści, opłacające sowicie poczynione nakłady.

Zeszkolawszy roboty na najbardziej potrzebującym wcięciu się w teren odcinka Wisły od Kazimierza do Modlina, długości 190 km i ograniczając pogłębienie do 1 m, mamy objętość wykopu $6 + 15,5 + 27 = 48,5$ milionów m³. Przy przewidzianym tempie robót jest to do wykonania w ciągu 6 lat.

Z wyżej podanych obliczeń widać, że obniżenie koryta o 1 m daje efekt powodziowy równy zbiornikowi o pojemności 530 000 000 m³, a przyjmując pod uwagę zwiększenie zdolności retencyjnej koryta, można się liczyć z cyfrą 600 000 000 m³, jako objętością równoznacznego zbiornika powodziowego.

A więc dla najbardziej zagrożonego i ze względu na Warszawę najbardziej odpowiedzialnego odcinka Wisły już po 6 l a t a c h od daty rozpoczęcia robót otrzyma się wynik odpowiadający efektowi pracy kilku zbiorników, o łącznej kubaturze 6 000 000 000 m³. Koszt tych robót wyniosłby w ciągu tego sześćdziesiątka 240 000 000 000 zł, łącznie z zakupem pogłębiarek dla całości robót.

U w a g i k o ń c o w e i w n i o s k i

Wysuwane bywają obawy, że pogłębienie koryta Wisły mogłoby pociągnąć niepożądane skutki, a mianowicie zagrażałoby fundamentom przyczółków mostowych i bulwarów. Należy jednak przyjąć pod uwagę:

— Pogłębienie odnosi się tylko do środkowej części koryta wielkiej wody, ok. 1/3 jego całkowitej szerokości i tylko część filarów mostowych znajdzie się w pogłębionej części koryta. Filary te są fundowane na kesonach, zagłębionych na kilkanaście metrów poniżej najniższego stanu wody. Doły po 8 i więcej metrów głębokości, wybijane pod mostami przez wielką wodę, nie okazywały się groźne.

— wykonanie sztuczne pogłębienia p r z y s p i e s z y tylko naturalną erozję koryta, które przyjdzie samo ale o 40 albo 50 lat później.

— Takie opóźnienie kosztuje nas bardzo drogo. Pogłębienie sztuczne czyni możliwą i korzystną, zwłaszcza pod względem energetycznym, kanalizację rzeki, a więc przyspiesza jej realizację. Jednocześnie skanalizowanie rzeki zatrzyma dalszą, już niepożądaną erozję koryta.

Każdy rok opóźnienia realizacji pełnej kanalizacji Wisły pozbawia nas rezultatów produkcji 5 miliardów kWh, którą musimy zdobywać wobec tego w kopalniach węgla. Toteż sztuczne pogłębienie koryta Wisły należy uważać za sprawę pilną.

Reasumując, przyjmijmy pod uwagę, że:

- wcięcie się koryta Wisły w teren przynajmniej o 2 m jest pożądane zarówno ze względów powodziowych, jak również z powodu umożliwienia przyszłej kanalizacji rzeki dla celów żeglugowych i energetycznych oraz ułatwia roboty regulacyjne;
- naturalna erozja koryta pod wpływem robót regulacyjnych następuje powoli;
- możemy ten naturalny proces znacznie przyspieszyć, wyzyskując w pełni te nowe możliwości techniczne, które nam daje współczesna mechanizacja robót ziemnych, przy zachowaniu warunku odprowadzania wykopanego gruntu poza koryto wielkiej wody;
- sztuczne pogłębienie koryta Wisły w ciągu 24 lat może być wykonane stopniowo i niewielkim — stosunkowo do rezultatów — kosztem 100 milionów jednorazowo i po 24 miliony zł rocznie oraz wypadnie 2,5 razy taniej, niż budowa zbiorników powodziowych dających równoznaczny efekt, dzięki czemu Państwo zaoszczędzi w ciągu 24 lat przeszło 1 miliard złotych;
- już po 6 latach robót prowadzonych w przewidzianym tempie, najbardziej zagrożony odcinek warszawski Wisły od Kazimierza do Modlina będzie mógł być pogłębiony o 1 m i dzięki temu będzie korzystał z warunków jakie dałby zbiornik o pojemności 600 000 000 m³.

Wobec powyższego wydaje się wskazać:

- przy budowie zbiorników nie przewidywać objętości dla zasilania rzeki dla celów żeglugi;
- nie zmniejszając programu rozbudowy zbiorników dla innych celów, program rozbudowy zbiorników powodziowych dla Wisły o g r a n i c z y ć do objętości użytkowej 1 000 000 000 m³ (zamiast 2 000 000 000 m³);
- w programie rozbudowy dróg wodnych uwzględnić intensywne roboty pogłębiarskie, mające na celu przyspieszenie erozji koryta o 2 m i jak najwcześniejszy zakup potrzebnej ilości odpowiednich maszyn;
- przystąpić jak najrychlej do przygotowania odpowiedniej dokumentacji technicznej i do zapoczątkowania robót na odcinkach próbnych posiadanym taborem.

Poruszona tu sprawa nie jest nową. Jeszcze w 1945 r. autor niniejszego w artykule „Kanalizacja i wyzyskanie sił wodnych Wisły”, umieszczonym w Nr 6 „Przeglądu Komunikacyjnego”, wskazywał na to, że za pomocą bagrowania można przyspieszyć zbyt powoli postępującą erozję rzeki i w ciągu ok. 20 lat osiągnąć na przestrzeni od Dunajca do Bugu wcięcie się koryta o 1 m przy zastosowaniu 7—8 bagrów typu „Smok”. Również i przed wojną sprawa ta była przez autora niejednokrotnie podnoszona. Można mieć nadzieję, że postępy w zastosowaniu bagrowania w ZSRR spowodują inne niż dotąd ustosunkowanie się do tej sprawy.

PROF. INŻ. CZESŁAW ZAKASZEWSKI

Podsiątkowe nawodnianie łąk

Zagadnienie prawidłowego dobierania elementów podsiątkowego nawodniania łąk nabiera obecnie specjalnego znaczenia w związku ze zbliżającym się w Planie 6-letnim okresem intensywnego tworzenia baz hodowlanych, w drodze melioracji dużych obszarów łąk przeważnie torfowych.

Dzięki dociekliwej pracy szeregu wybitnych naszych kolegów, skupiających się przed wojną dookoła stacji doświadczalnej w Sarnach i kontynuujących swe cenne badania po wojnie, mamy opracowaną w wielu wypadkach metodykę obliczania podstawowych elementów projektu nawodnienia podsiątkowego, mamy pewne normy i wskazówki, o które możemy się opierać przy projektowaniu.

Ponieważ jednak podstawowe artykuły, ujmujące wyniki badań, umieszczane w kilku przedwojennych czasopiśmie, są dziś, po zniszczeniu wielu prywatnych bibliotek, trudne do uzyskania — celowym będzie przypomnienie i uprząstczenie do użytku projektantów niektórych opracowań z dziedziny projektowania i prowadzenia nawodniania podsiątkowego.

I. Głębokości i rozstawy rowów

Do podstawowych, zawsze aktualnych zagadnień należy prawidłowy dobór głębokości rowów i ich rozstawy na łąkach, należy ustalenie zapotrzebowania wody dla podsiątkowego nawodniania w czasie okresu wegetacyjnego i w okresie po sianokosach.

Podane przez autora niniejszego referatu w „Podręczniku melioracji rolnych” tom II normy głębokości i rozstaw rowów przy nawodnianiu podsiątkowym mają charakter empiryczny i ułożone są w oparciu o obserwacje dobrze funkcjonujących melioracji.

Próby ściślejszego ustalenia rozstaw i głębokości rowów osuszających w glebach torfowych na podstawie teoretycznych przesłanek i wzorów natrafiają na większe trudności niż w glebach mineralnych; w tych ostatnich odwodnienie bądź to nie zmienia włas-

ności gleby, bądź też przyczynia się do zwiększenia jej przepuszczalności. W glebach torfowych zachodzi zjawisko odwrotne; pod wpływem osiadanego torfowiska i postępującego rozkładu zmniejsza się przepuszczalność masy torfowej i początkowo przyjęte odstępy rowów okazują się nadmiernie duże.

Walcząc z wynikającym stąd zjawiskiem nadmiernej wysokości poziomu zwierciadła wody gruntowej w łące możemy, bądź to pogłębiając cały system rowów odwodniających, co przy małych zazwyczaj spadach nie zawsze jest możliwe, bądź to zagęszczając sieć rowów osuszających i zmniejszając odstępy do połowy.

Często przy projektowaniu melioracji na dużych dotąd nie odwodnionych obszarach łąk torfowych taką ewentualność zagęszczenia bierze się z góry pod uwagę, przyjmując dla pierwszego okresu odstępy między rowami nieco większe, niż by to wypadło ze stwierdzonego stopnia rozkładu torfu, a zbliżone do podwójnej rozstawy odpowiedniej dla tegoż torfu, lecz po osiągnięciu przez ten stopnia rozkładu 7 — 8 wg v. Posta.

Wreszcie przy nawodnieniach podsiątkowych w naszych warunkach klimatycznych należy brać pod uwagę nie tylko czas potrzebny do określonego obniżenia zwierciadła wody gruntowej, ale również czas podnoszenia wody w nawodnianej łące. Przy zbyt dużej rozstawie rowów osuszających, działających okresowo jako mawodniające, woda nie podchodzi do środka łąki z dostateczną prędkością i nie może pokryć zapotrzebowania roślin, a więc nawodnienie zawodzi.

Próbę związania pożądanego obniżenia zwierciadła wody gruntowej z opadem oraz odstępów między rowami osuszającymi z własnościami torfu i czynnikami klimatycznymi podjął na podstawie dłuższych badań nad torfowiskiem Czemerne pod Sarnami prof. ur inż. J. Ostromecki²⁾.

¹⁾ Referat wygłoszony na II-gim Krajowym Naukowo-Technicznym Zjeździe Wodno-Melioracyjnym (17.XII.1951 r.).

²⁾ Zarys metody określania rozstaw urządzeń melioracyjnych w torfowiskach. Dr J. Ostromecki. Rocznik łąkowy i torfowy. 1937 r.

Czemerne jest to torfowisko niskie, należące do typu tzw. Magnocaricetum (wysokich turzyc) o miąższości od 0 do 5 m, przeciętnej 3,0 m; górną część jego stanowi gruba warstwa torfu turzycowo-trzcinowego, leżąca na silnie rozłożonym dytorfie z resztkami trzcin. Przy badaniu przepuszczalności torfu wyjaśniło się, że torfy najgłębsze, najmniej rozłożone mają przepuszczalność największą, torfy płytsze, leżące na nieprzepuszczalnej glinie lub dytorfie, są najmniej przepuszczalne. (Ta zasada nie dotyczy zresztą torfów leżących na przepuszczalnych piaskach; w takich torfach ruch wody do rowów odbywa się w kiedunku pionowym do przepuszczalnego podłoża, w podłożu tym woda płynie poziomo do rowów).

Szukając korelacji między średnią głębokością zwierciadła wody gruntowej a największym zbiorem siana z ha w latach o różnych opadach w okresie wegetacyjnym przed pierwszym pokosem (kwiecień, maj, dwie dekady czerwca) dr Ostromięcki stwierdził, że najlepsze plony siana na intensywnie zagospodarowanych łąkach zbiera się wtedy, gdy średnia głębokość zalegania zwierciadła wody gruntowej poniżej terenu t w cm równa się jednej trzeciej mierzonej w mm

wielkości opadów n w tym czasie, tj. $t = \frac{n}{3}$ i nazwał

ten iloraz wskaźnikiem wodnym.

Znając t i uwzględniając wygięcie krzywej depresji oraz dodatek na osiadanie torfu, można ustalić optymalną głębokość rowów osaczających w meliorowanych torfach niskich typu torfowiska Czemerne.

W pracy swej podaje dr Ostromięcki dla torfowiska Czemerne następujący związek między opadem rocznym a przeciętną odległością zwierciadła wody gruntowej od powierzchni łąki w środku łąki:

opad = 450 mm	$t = 40$ cm
" = 550 "	" = 45 "
" = 650 "	" = 50 "
" = 750 "	" = 55 "

Dla wyprowadzenia teoretycznego wzoru, ujmującego kształt zw. wody gruntowej w łące między dwoma sąsiednimi rowami oraz dla ustalenia wzoru na wartość rozstawy stosuje dr Ostromięcki (za Richerstem i Kioehnem) uproszczone założenia, nie uwzględniające krzywoliniowego układu strug wodnych; dr Ostromięcki zakłada, że ma do czynienia z warstwą torfu o miąższości M m, spoczywającą na praktycznie nieprzepuszczalnym podłożu. Niech wysokość zw. wody gruntowej nad nieprzepuszczalnym podłożem pośrodku łąki wynosi H_1 m; wysokość wody w rowie nad tymże podłożem — H_2 m; odstęp między rowami E m; ilość wsiąkającej w glebę wody z jednostki powierzchni w jednostkę czasu związaną z właściwościami gruntu i klimatu wynosi q . Współczynnik przepuszczalności torfu $K = \sqrt{k_1 k_2}$ cm/sek, gdzie k_1 jest współczynnikiem przepuszczalności w kierunku poziomym, k_2 — w pionowym, przy czym K mierzone jest w profilu pionowym torfowiska co 50 cm. Zarówno M , H_1 , H_2 , jak i K powinny być mierzone po wstępnym odwodnieniu torfowiska przez wykonanie odwodniających rowów głównych.

Po przeprowadzeniu odpowiednich przeliczeń matematycznych otrzymuje dr Ostromięcki najpierw wzór dla krzywej depresji między dwoma sąsiednimi rowami, a z niego wzór:

$$\frac{H_1^2 - H_2^2}{E^2} = \frac{q}{4K}$$

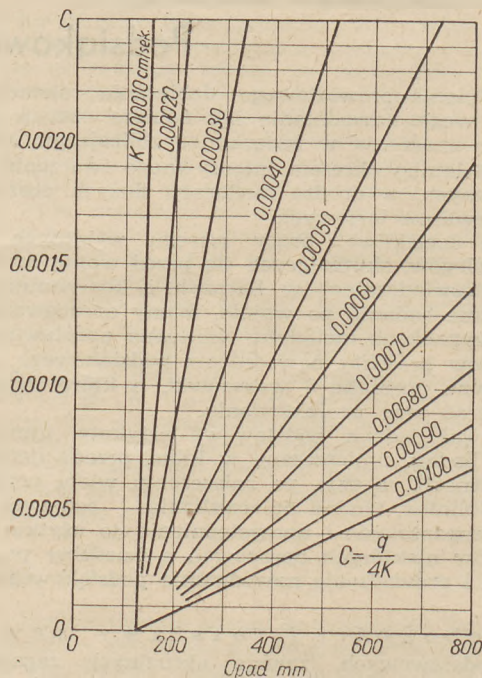
pozwalający na obliczenie rozstawy rowów jako funkcji głębokości torfu, wymaganego obniżenia zw. wody w łące, przepuszczalności torfu i wreszcie klimatu.

Wyraz $\frac{q}{4K}$ oznacza dr Ostromięcki przez C i nazywa go współczynnikiem działania

urządzeń melioracyjnych; współczynnik ten ujmuje wpływ klimatu oraz własności fizycznych gruntu na kształt krzywej depresji. Dr Ostromięcki ustalił wartość C dla czterech kompleksów torfowiska Czemerne o różnej miąższości, różnej przepuszczalności torfu, różnych odstępów rowów, wykorzystując wyniki obserwacji nad zaleganiem zwierciadła wody gruntowej pod terenem w ciągu szeregu (2 do 8) lat o różnych opadach rocznych od 462 mm do 766 mm. (Po matematycznym opracowaniu wyników obserwacji ułożył dr Ostromięcki wzory i wykreślił wartości C jako funkcję różnego opadu i przepuszczalności torfu podanej w cm/sek. (rys. 1). Inne czynniki, jak temperatura średnia w okresie wegetacji, wahająca się od 12,6°C do 15,1°C oraz zmienność płońów wynoszących 61,5 do 72,5 q/h siana rocznie, nie wpływały na wartość C w sposób wyraźny i w ostatecznych wynikach zostały pominięte.

$$\text{Wzory } \frac{H_1^2 - H_2^2}{E^2} = C \text{ oraz } M = H_1 + h_1$$

pozwalają dla torfów niskich i warunków klimatycznych zbliżonych do sarnieńskich, dla określonego odstępu E między rowami wyznaczać przeciętne obniżenie h_1 zwierciadła wody pośrodku łąki, lub też dla założonego obniżenia zwierciadła wody pozwalają obliczyć odpowiednią rozstawę rowów.



Rys. 1.

C JAKO FUNKCJA OPADU I PRZEPUSZCZALNOŚCI

Jako drugi postulat dobrego działania odwodniającej sieci rowów na łąkach wysuwa dr Ostromięcki ograniczenie do 30 wysokości stanu wody gruntowej, zalegającej bliżej niż 20 cm od powierzchni terenu. Stany te są wynikiem przede wszystkim kumulacji opadów zimowych i przebiegu ich topnienia.

Z analizy wyników obserwacji uzyskuje dr Ostromięcki dla Czemerne empiryczny wzór na t zw.

trzydziestostopniowy współczynnik działania urządzeń melioracyjnych:

$$C_{30} = \frac{0,01272}{10^{10} \cdot K^2} \cdot N, \text{ gdzie } K - \text{współczynnik przepuszczalności w cm/sek, zaś } N - \text{średni opad roczny w mm.}$$

$$\text{Ze wzorów } \frac{H_1^2 - H_2^2}{E^2} = C_{30} i M = H_1 + h_1,$$

możemy przy danym odstepie E określić stan wody gruntowej h_1 , trwający wraz z wyższymi dniami 30, bądź też, zakładając $h_1 = 20$ cm, otrzymujemy odpowiednią rozstawę, która jednak niekoniecznie będzie zgodna z rozstawą obliczoną w oparciu o optymalne przeciętne obniżenie zwierciadła wody gruntowej w środku łanu.

Wreszcie jako trzeci czynnik wpływający na wybór rozstawy, bada dr Ostromecki występującą na torfowisku Czernerne prędkość podnoszenia się zwierciadła wody gruntowej pod wpływem wypełnienia rowów wodą w okresie nawodniania. Z rozważań teoretycznych wynika, że prędkość podnoszenia się wody pośrodku łanu mie-

$$\text{rzona w cm na dobę } V = \gamma \frac{H_2^2 - H_1^2}{E^2} \text{ gdzie } H_2 \text{ jest}$$

to stan wody piętrzonej w rowie, stały w okresie piętrzenia, liczony od warstwy nieprzepuszczalnej torfowiska, H_1 stan wody gruntowej w środku łanu, liczony również od podłoża, zmienny od H_1' do H_1'' , E — rozstawa rowów, liczona od skarpy do skarpy a podana na równi z H w metrach.

Współczynnik γ obliczył dr Ostromecki na podstawie obserwacji nad prędkością podnoszenia się wody w środku łanu dla torfów o różnej przepuszczalności i przy różnych średnich opadach dobowych n w mm, ustalając dla warunków Czernerne wartość $\gamma = (0,5247 + 0,0141 \cdot n/K^2) 10^{10}$ i otrzymując następujący wzór dla prędkości podnoszenia się wody pośrodku łanu:

$$V = (0,5247 + 0,0141 \cdot n/K^2) 10^{10} \frac{H_2^2 - H_1^2}{E^2} \text{ cm/dobę}$$

gdzie H_2 — stan wody piętrzonej w rowie nad podłożem nieprzepuszczalnym, zaś H_1 średni stan wznoszącej się wody w łanie od H_1' do H_1''

Analogicznie ustawił dr Ostromecki dla prędkości opadania wody pośrodku łanu podczas odwodniania wzór:

$$V = (1,0401 - 0,634 \cdot n/K^2) 10^{10} \cdot \frac{H_1^2 - (H_1')^2}{E^2} \text{ cm/dobę,}$$

gdzie H_1 — średni stan wody opadającej w łanie od H_1' do H_1'' , zaś H_1' — średni stan wody w rowie podczas opuszczania.

Z porównania obu wzorów wynika przy braku opadów ($n = 0$) oraz dla tych samych warunków rozstawy, ciśnienia i przepuszczalności, że prędkość opadania wody jest 2 razy większa niż prędkość wznoszenia.

Z prędkości podnoszenia się wody pośrodku łanu ustalić można czas potrzebny dla podnoszenia się wody gruntowej do określonej wysokości, przy czym prowadzenie obliczenia warstwami np. 10-centymetrowymi daje ściślejsze wyniki niż obliczenie przybliżone, przy którym zakładamy H_1 jako średni stan wznoszącej się wody w łanie od H_1' do H_1'' .

Ze wzoru dla obliczenia prędkości wznoszenia się wody w środku łanu przy nawodnianiu podsiąkowym wynika, że prędkość podnoszenia się wody na początku nawodniania jest dość duża, gdyż ciśnienie wynikające z różnicy H_2 i H_1 jest wtedy największe; w miarę powiększania się H_1 prędkość podnoszenia wody zmniejsza się coraz bardziej, zbliżając się do zera, gdy H_1 zbliża się do H_2 . Stąd czas potrzebny dla podniesienia zw. wody gruntowej w środku łanu do poziomu wody w rowach nawodniających przy braku opadów byłby b. wielki; ustalić zatem potrzeba pewną praktyczną granicę podnoszenia zw. wody w środku łanu uważaną za wystarczającą. Dr Ostromecki przyjmuje za taką granicę moment, gdy zw. wody gruntowej pośrodku łanu ułoży się o 20 cm niżej od zwierciadła wody spiętrzonej w rowach i gdy znajdzie się na przeciętnej głębokości 35 cm poniżej terenu; za moment, kiedy należy rozpoczynać nawodnienie przyjmuje dr Ostromecki obniżenie się zw. wody o 75 cm od poziomu łąki.

Wykorzystując ułożone wzory i założenia, zestawil dr Ostromecki dla różnych partii torfowiska Czernerne tablicę, podającą rozstawy rowów, żądane optymalne obniżenie zw. wody gruntowej w zależności od opadów rocznych, czas trwania wysokich stanów wody, wreszcie czas potrzebny do podniesienia wody gruntowej o 75 — 35 = 40 cm, przy założeniu braku opadów w okresie piętrzenia wody (tabl. I).

TABLICA I

Rozstawa rowów w torfowiskach niskich dla kultur łąkowych w warunkach intensywnej gospodarki i z zapewnieniem nawodnienia podsiąkowego.

Miaższość torfu m	Współczynnik przepuszczalności cm/sek.	Opad roczny mm	Żądane obniżenie wody gruntowej w ciągu roku od powierzchni cm	Rozstawa rowów przy głębokości 1 m w metrach		Stan wody trwający 30 dni od powierzchni cm	Czas trwania piętrzenia wody dla nawodn. w dobach
				obliczona	Po zaokrągleniu		
5,2	0,00090	450	40	102,6	100	11	27,5
		550	45	84,8	85	20	19,8
		650	50	71,7	75	33	13,5
		750	55	61,3	60	41	9,9
4,0	0,00070	450	40	70,0	70	8	28,3
		550	45	57,8	60	16	20,8
		650	50	48,9	50	28	14,5
		750	55	41,7	40	43	9,2
3,0	0,00050	450	40	41,9	40	16	24,8
		550	45	34,5	35	20	18,9
		650	50	29,2	35	28	13,9
		750	55	24,8	25	39	9,7
2,0	0,00030	450	40	19,1	20	6	27,8
		550	45	15,5	15	28	15,7
		650	50	13,2	15	19	15,7
		750	55	11,2	10	49	7,0

Wnio ski.

1) Z podanej tablicy dra Ostromeckiego wynika, że przy małych opadach rocznych (450—550 mm) rozstawa rowów w torfach niskich, obliczona w założeniu uzyskania optymalnego obniżenia poziomu wody gruntowej wypada zbyt duża, aby uzyskać dostatecznie szybkie podnoszenie zwierciadła wody gruntowej. Przy braku opadów podnoszenie to trwa 20—28 dni, a więc pełny czas nawodnienia i obniżenia zw. wody trwa 30 do 42 dni, co przy intensywnej gospodarce łąkowej i stosowaniu nawodnienia ze zmiennym poziomem wody jest zbyt długim okresem czasu.

Jak wiemy, dla uzyskania dobrego zbioru przy drugim pokosie pożądane jest pełne podniesienie poziomu wody w łąkach po sianokosie nie później, niż w ciągu dni dwudziestu; przy dużych obszarach łąk uruchamianie kolejnych działów nawodnienia trwa 5 do 10 dni i więcej, w zależności od będącego do dyspozycji przepływu; zatem okres podnoszenia zw. wody w łące trwać powinien nie dłużej niż 15 do 10 dni. Stąd wniosek, że dla zgrania z sobą trzech wymagań stawianych zespołowi urządzeń odwodniających-nawodniających w rozpatrywanych torfach głębokich intensywnie gospodarowanych przy małych opadach należy:

- zmniejszyć przyjętą w tablicy głębokość 1,0 m na mniejszą, przy odpowiednim zagęszczeniu rozstaw;
 - zmniejszyć różnicę wahań poziomów wody gruntowej z 75 — 35 = 40 cm na 65 — 35 = 30 cm, przechodząc w lata wyjątkowo suche na nawodnianie podsiąkowe ze stałym poziomem wody gruntowej;
 - nie rezygnując z dużych rozstaw a nawet zwiększając je, zastosować kombinowane metody odwodniania i nawodniania rowami i uzupełniającymi rowy drenami rurkowymi, bezrurkowymi, skrzynkowymi, faszynowymi itp. Stosowanie dodatkowych bruzd nasiąkowych nie przyjęło się u nas, a warto by je wypróbować dziś, kiedy mechanizacja stwarza nowe możliwości.
- 2) Przy większych opadach rocznych (650—750 mm i więcej) rozstawy rowów w torfach, wynikające z założenia optymalnego układania się zw. wody gruntowej poniżej terenu, obliczane wzorami dra Ostromeckiego, dla torfów mało rozłożonych ($K = 0,0009 - 0,0007$ cm/sek) wahają się w granicach 40 — 75 m, przy czym czas potrzebny dla podniesienia zw. wody gruntowej leży w pożądanej normie 10 — 15 dni.

Jednak dla torfów mało przepuszczalnych ($K = 0,0005 - 0,0003$ cm/sek) odstęp między rowami wypadają tak małe, a więc sieć rowów tak gęsta i niedogodna dla zmechanizowanych upraw, że znów stosowanie systemu kombinowanych upraw i drenów narzuca się jako warunek prowadzenia intensywnej gospodarki.

3) Wzory dra Ostromeckiego, jako wyprowadzone dla określonych warunków klimatycznych i glebowych Ciemerzego, nie mogą być bezkrytycznie stosowane w wyraźnie odmiennych warunkach; współczynniki we wzorach dra Ostromeckiego powinny być przebadane dla różnych torfowisk w różnych dzielnicach Polski, aby otrzymać wzory dzielnicowe lokalne, a może i wzory generalne. Wielką zaletą wzorów dra Ostromeckiego jest uwypuklenie czynników wpływających na wybór rozstaw, ujawnienie ich dynamiki w sposób cenny zarówno dla projektującego inżyniera, jak i prowadzącego nawodnianie rolnika.

II. Z a p o t r z e b o w a n i e w o d y

Następujące zagadnienia, wymagające zawsze naświetlenia w projekcie — to stałe zapotrzebowanie wody dla pokrycia strat na parowanie gleby i transpirację roślin, zapotrzebowanie okresowe — w czasie nawodniania — oraz obliczanie przepływów największych, na które liczyć należy odbiorniki, doprowadzalniki i obiekty na nich.

Otóż przekroje cieków-odbiorników i głównych rowów odwodniających liczymy przy melioracji łąk zazwyczaj na duże wody letnie; obiekty piętrzące liczymy na wody największe lub brzegowe. Jeśli z układu ważniejszych urządzeń np. dróg prowadzonych w nasypach, grobli młyńskich itp. wynika, że obiekt na cieku musi przepuszczać nawet największe wody, to liczymy go na Q_4 z uwzględnieniem odpowiedniego stopnia bezpieczeństwa. Jeśli wody wielkie mogą mijać obiekt z obu czy z jednej strony bez powstawania piętrzenia przekraczającego 10—20 cm, to obiekt taki liczymy na wody brzegowe wg zasad ogólnych.

Przy obliczaniu jednak doprowadzalników natrafiamy na wątpliwości, na jakie wody należy je liczyć, przy czym trzeba wyraźnie rozgraniczyć pojęcie niezbędnych dopływów przeciętnych od okresowego największego zapotrzebowania wody.

W pracy „Projektowanie równowagi bilansu wodnego dla meliorowanych zlewni bagiennych“ (Wiadomości służby hydrologicznej i meteorologicznej, tom 1, zeszyty 1 i 2) dr Ostromecki na podstawie prowadzonych przez szereg lat badań ułożył mapę potrzeb wodnych łąk torfowych zmeliorowanych oraz podaną poniżej tabelkę, wiążącą (dla otrzymania dużych zbiorów siana) przeciętny dopływ w okresie przed pierwszym pokosem z przeciętnym rocznym opadem:

Opad roczny	Niezbędny przeciętny dopływ w okresie I-go pokosu	
	w roku normalnym	w roku suchym
500 mm	0,30 l/sek ha	0,51 l/sek ha
550 „	0,25 „ „	0,44 „ „
600 „	0,20 „ „	0,38 „ „

Jednak należy się liczyć z czasowym większym zapotrzebowaniem wody w okresie podnoszenia zwierciadła wody gruntowej obniżonego na czas sianokosu lub z zapotrzebowaniem wody dla nawodnienia podsiąkowego ze zmiennym poziomem wody.

W okresie nawodniania, po zamknięciu zastawki obsługującej określony dział, rowy zostają wypelnione — zwykle w ciągu jednego lub dwóch dni — doprowadzoną wodą, która wsiąka w dno i skarpy rowów, powodując podnoszenie się poziomu wody gruntowej w łąkach między rowami.

Ten okres podnoszenia się wody nie powinien trwać dłużej dla całego obszaru niż dni 20 od chwili sianokosu, dla pojedynczego łąnu nie dłużej niż dni 15. Należy obliczyć, jaki powinien być w tym czasie zapewniony dopływ jednostkowy na ha całego arealu nawodnianego oraz na jaki jednostkowy dopływ na ha obszaru jednocześnie nawodnianego liczyć należy doprowadzalniki główne i działowe.

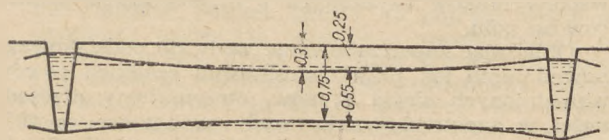
Przeprowadzimy obliczenie dla łąk torfowych gospodarowanych intensywnie. Założymy, że na zmeliorowanym torfowisku niskim, niezbyt silnie rozłożonym, rowy o głębokości 0,9 m wykonane są w odstępach 60 m; poziom wody gruntowej w środku łąnu po spręczeniu siana zalega na głębokości 0,75 m, w końcowym stadium nawodnienia na głębokości 0,30 m; głębokość wody spiętrzonej w rowach wynosi 0,8 m.

Woda w czasie nawodniania potrzebna jest do napelnienia rowów, do podniesienia poziomu wody gruntowej w łące, do pokrycia strat na parowanie gleby i transpirację roślin; pozostałe straty, tj. parowanie powierzchni wody w rowach, stanowią niewielką pozycję, zaś przesiekanie wody poza dział nawodniany podnosi poziom wody w sąsiednich, jeszcze nie nawodnianych działach, nie jest więc w ogólnej gospodarce stracone.

Przy rozstawie 60 m przypada na ha ca 166 m rowów osączających i ca 24 m rowów zbiorczych; ogółem na ich wypelnienie potrzeba wody 200 m³/ha.

Dla pokrycia parowania i transpiracji potrzeba wg prof. Baca wody w czerwcu na glebie torfowej ca 5 mm na dobę (lub 50 m³/dobę i ha).

Dla ułatwienia obliczania wprowadźmy zamiast fowej podnieść zw. wody gruntowej do określonego poziomu, rozpatrzmy rys. 2, przedstawiający w uprzednio podanych założeniach przekrój łąnu między dwoma rowami.

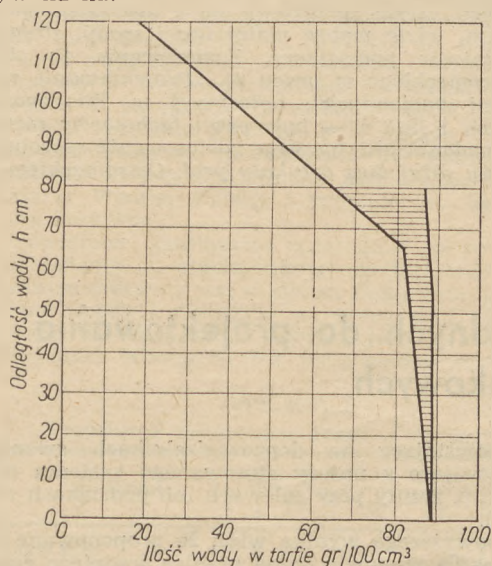


Rys. 2. Przekrój łąnu między dwoma rowami.

Dla ułatwienia obliczania wprowadźmy zamiast rzeczywistych krzywych depresji — wydłużonych elips — poziomy zastępcze. Jak widać z rys. 2, poziom zastępczy wody gruntowej w toku nawodnienia ma się podnieść w łąnie o 0,55 m.

Korzystając z wykresu dra Ostromeckiego (rys. 3), podającego zawartość wody w torfie niskim w zależności od głębokości zalegania wody gruntowej, znajdujemy przyrost zawartości wody w warstwie torfu o grubości 0,8 m, przy podniesieniu zw. wody gruntowej z poziomu zastępczego + 10 cm nad dnem rowu do poziomu zastępczego + 0,65. Przyrost ten wynosi 40 mm lub 400 m³/ha.

Razem w ciągu dwutygodniowego okresu podnoszenia wody w łąnie i przy braku opadów potrzebny jest dopływ na ha:



Rys. 3.

na napełnienie rowów	200 m ³
straty na parowanie i transpirację	50 × 14 = 700 m ³
na podniesieniu zw. w. gruntowej	400 m ³

Razem 1300 m³/14 dób
lub 1,1/sek ha

Jeśli uwzględnimy, że czas trwania nawodnienia całego obszaru nawodnianego wynieść może 20 dni, to niezbędny przy naszych założeniach dopływ przeciętny wyniesie 0,93 l/sek ha.

Gdybyśmy uwzględnili przeciętne opady w czerwcu i lipcu, wynoszące na niżu Polski ca 2 mm/dobę, to zapotrzebowanie wody dla pokrycia strat na parowanie obniżyłoby się i niezbędny przeciętny dopływ w ciągu dwudziestu dni nawodniania wyniósłby około 0,7 l/sek i ha objętego projektem obszaru.

Przy nawodnianiu ze zmiennym poziomem wody gruntowej nawodnienie oddzielnych kwater trwa 20—14 dni, po czym następuje przerwa 10—7-mio dniowa. W tych warunkach stałe zapotrzebowanie wody przy braku opadów wynosi 0,6 do 0,8 l/sek i ha.

Przy ustalaniu zdolności przepustowej doprowadzalników i obiektów piętrzących uwzględnić trzeba pierwszy dwudniowy okres napełniania rowów wodą. W tym czasie potrzeba na napełnienie rowów na 1 ha wodą, jak wyżej, 200 m³, na pokrycie strat parowania 50 · 2 = 100 m³ oraz na częściowe podniesienie zw.

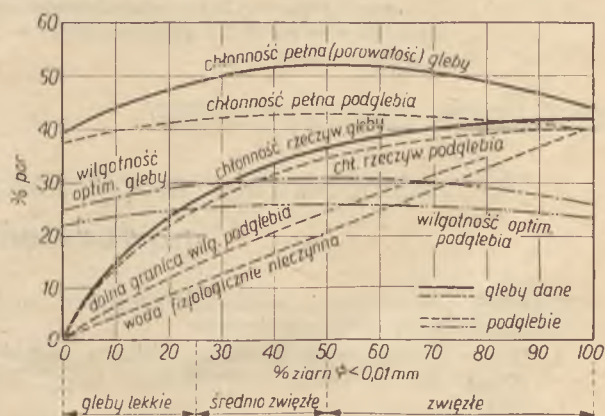
wody gruntowej: $2 \cdot \frac{400 \text{ m}^3}{14} \cdot 1,65 = 95 \text{ m}^3$, przy

czym $\frac{400}{14}$ jest to dobowe zapotrzebowanie wody,

odpowiadające przeciętnej prędkości V_{sr} podnoszenia się zw. wody gruntowej w środku łąnu, zaś 1,65 — to współczynnik, ujmujący stosunek między początkową a przeciętną prędkością podnoszenia się wody V_{sr} , j. w., obliczony ze wzorów dra Ostromeckiego.

Razem w pierwszych dwóch dniach nawodniania zapotrzebowanie wody wynosi 200 + 100 + 95 = 395 m³/ha lub 2,3 l/sek i ha jednocześnie rozpoczynanego nawodnienia podsiąkowego. Przy postawionym warunku napełnienia rowów w ciągu jednego dnia, niezbędny dopływ wzrośnie do 3,4 l/sek ha.

Reasumując powyższe obliczenie stwierdzamy, że dla zapewnienia szybkiego, w ciągu dni dwudziestu po sianokosie, podniesienia wody gruntowej w łąkach torfowych należy doprowadzalniki głównie na niżu Polski i obiekty na nich liczyć co najmniej na dopływ 0,7—0,9 l/sek ha pełnego obszaru objętego projektem nawodniania. Doprowadzalniki wtórne i obiekty, obsługujące obszar nawodnianych jednocześnie łąk torfowych, liczyć należy na dopływ 2,3—3,4 l/sek ha obsługiwanego obiektu.



Rys. 4. Wykres fizycznych własności gleb.

- I. Chłonność pełna (porowatość) gleby.
- II. Chłonność pełna podglebia.
- III. Chłonność rzeczywista gleby.
- IV. Chłonność rzeczywista podglebia.
- V. Wilgotność optymalna gleby.
- VI. Wilgotność optymalna podglebia.
- VII. Dolna granica wilgotności podglebia.
- VIII. Woda fizjologicznie nieczynna.

W łąkach mineralnych o glebie lekkiej, małej wysokości podsiąkania i małej chłonności rzeczywistej ilość wody potrzebnej dla podniesienia poziomu wody gruntowej będzie znacznie większa, niż w torfach. Obliczyć tę ilość wody możemy, korzystając z uzupełnionego wykresu Janoty podającego wodną pojemność pełną i rzeczywistą gleb mineralnych. Przypuśćmy, że mamy do czynienia z glebą łąkową, zawierającą 15% części spławialnych; z wykresu Janoty wynika (rys. 4), że dla takiej gleby chłonność pełna podglebia wynosi 40% objętościowych, granica dolna wilgotności 10%, zatem dla podniesienia zw. wody gruntowej o 45 cm potrzebna jest warstwa wody 450 · (0,4 — 0,1) = 135 mm lub 1350 m³/ha.

Przyjmując głębokości rowów 0,75 m, odstęp między nimi 70 m, napełnienie 0,65 m, parowanie 5 mm/dobę, znajdziemy potrzebny dopływ w czasie 20 dni nawadniania:

na napełnienie rowów	150 m ³
straty na parowanie 50×20	1000 „
na podniesienie zwierciadła wody	1350 „

Razem 2500 m³ = 1,45 l/s ha.

Przy uwzględnieniu opadów w ilości 60 mm miesięcznie zapotrzebowanie wody przy nawadnianiu obniży się do 1,2 l/sek i ha pełnego obszaru objętego nawodnieniem; wreszcie zapotrzebowanie wody przy napełnieniu rowów w ciągu pierwszych dwóch dni nawodniania będzie 3,3 l/sek ha jednocześnie nawadnianego obszaru łąk mineralnych.

Jak widzimy, przy danych założeniach doprowadzalnik główny i obiekty na nim na łąkach mineralnych, nawodnianych metodą podsiąkową liczyć trzeba na przepływ 1,2 — 1,5 l/sek i ha pełnego obszaru objętego nawodnieniem; doprowadzalniki i obiekty działowe liczyć należy na przepływ 3,3 — 3,5 l/sek i ha obszaru jednocześnie nawodnianego.

Wynikające z powyższych obliczeń normy dotyczą określonych przeciętnych warunków i intensywnie

prowadzonej gospodarki wodnej na łąkach. W odmiennych warunkach glebowych, opadowych itp. można przeprowadzić obliczenie kontrolne przy użyciu podanych wzorów i metod oraz przy zastosowaniu współczynników uzyskanych z bezpośrednich pomiarów na polu.

Obliczając zapotrzebowanie wody do podsiąkowego nawodniania łąk przy zastosowaniu rzadkich rowów uzupełnionych siecią drenów, otrzymujemy oszczędności w zapotrzebowaniu wody wynoszące ca 20% w okresie nawodniania po sianokosach; potwierdza to podane poprzednio wnioski o celowości kombinowanego układu rowów i drenów przy melioracji łąk torfowych.

Jednak w miarę rozwoju melioracji i zagospodarowania łąk oraz występujących coraz wyraźniej niedoborów wody w lecie, tym większą trzeba przykładać wagę do obniżenia strat na parowanie gleby i transpirację roślin, a to przez stosowanie pasów wiatrochronnych i poprawnej agrotechniki.

I tu trzeba powiedzieć z całym naciskiem, że brak doświadczalnej stacji łąkarsko-melioracyjnej na torfach, pozwalających na przebadanie nowych, narzuczonych przez życie ujęć melioracyjno-łąkarskich zagadnień, jest poważnym niedociągnięciem wśród na ogół cennego powojennego dorobku naszych melioracji.

Przy projektowaniu urządzeń nawodniających często spotykamy się z zagadnieniem właściwego gospodarowania wodą — szczególnie tam, gdzie wobec małej ilości wody, stojącej do dyspozycji, jesteśmy zmuszeni stosować nawodnianie podsiąkowe. Zastosowanie do obliczeń w tym zakresie metody podanej przez prof. Ostromeckiego w pracy pt. „Projektowanie równowagi bilansu wodnego dla meliorowanych zlewni bagiennych”, ogłoszonej w Wiadomościach Służby Hydrologicznej i Meteorologicznej w 1947 i 1948 r. — było przez fachowców różnie interpretowane. Celem wyjaśnienia zagadnienia i podania praktycznego zastosowania sposobu obliczeń nawodniania podsiąkowego — zamieszczamy niżej dwa artykuły prof. Ostromeckiego i inż. Ostrowskiego.

PROF. DR INŻ. JERZY OSTROMECKI

○ zastosowaniu mapy potrzeb wodnych do projektowania nawodnień podsiąkowych

W trakcie projektowania melioracji łąk należy mieć na uwadze zawsze dwa zagadnienia:

I. Bilans wodny pomelioracyjny obiektu, kształtujący się w naszych warunkach zazwyczaj ujemnie.

II. Technikę wyrównania niedoborów.

I. Różnica między przewidywanymi stratami na parowanie terenowe z obiektu łąkowego zmeliorowanego i zagospodarowanego a opadem w danym okresie czasu daje nam niedobór wodny, który musimy pokryć zabezpieczając sobie stosowny zapas wody w zlewni. O ile niedobór ten nie będzie pokryty, parowanie terenowe wyczerpie rezerwy gruntów i zwierciadło wód gruntowych może opadać poniżej granicy dostępnej dla roślin.

W pracy pt. „Projektowanie równowagi bilansu wodnego dla meliorowanych zlewni bagiennych” cz. I i II (Wiadomości Służby Hydrologicznej i Meteorologicznej r. 1947, 1948) zestawiono na zasadzie wzorów empirycznych przewidywane niedobory wodne łąk wysokoprodukcyjnych na torfowiskach za okres I pokosu dla szeregu miejscowości w Polsce. Niedobory te wyrażono w mm słupa wody (Tab. IV cytowanej pracy — cz. II) oraz przeliczono na niezbędny średni dopływ l/sek/ha, dając mapkę rozkładu terenowego tych dopływów, pod nazwą mapy potrzeb wodnych.

Ponieważ zastosowanie wymienionej mapy budzi zastrzeżenia i sporne kwestie wśród projektujących inżynierów, konieczne są ponowne wyjaśnienia co do właściwej interpretacji wypośredkowanych norm „niezbędnych dopływów”.

Niezbędny dopływ w l/sek/ha wg cytowanej mapy jest to średnia wartość netto w okresie I pokosu, do której w projekcie należy doliczyć odpowiednie stra-

ty, powstające na doprowadzalnikach ewentualnie wypływające z natury stosowanego systemu nawodnień (np. zrzuty przy zalewach lub podsiąkach okresowych).

Z powyższego wynika więc, że proponowane normy w l/sek/ha stanowią dolną granicę średniego zapotrzebowania wody z zewnątrz za pierwszy pokos.

W preliminowaniu przyszłego bilansu zlewni z obiektami nawodnianymi niedobory brutto (wyrażone w mm za pokos lub w średnim niezbędnym dopływie l/sek/ha), uwzględniające straty, będą tym bardziej zbliżać się do niedoborów netto czyli właściwej potrzeby wodnej, im obiekt nawodniany jest większy, gdyż wtedy straty np. na zrzuty z kwater górnych mogą być wykorzystane w kwaterach dolnych. Ponadto straty na doprowadzalnikach jałowych (biegnących poza obiektem) nie stanowią wtedy pozycji decydującej w stosunku do zużycia wody na obiekcie.

Przypuszczam, że przykładem mogłoby tu służyć bagno Kuwasy, gdzie doprowadzalnik główny jest krótki, a boczne tak usytuowane, że ewentualne przesiąki wejdą w bilans obiektu. Oczywiście inaczej ułożą się stosunki np. w Czersku; tam na obiekt 700 ha, jałowy doprowadzalnik ma długość 20 km.

W świetle powyższych uwag, przy opracowywaniu formowanych bilansów wodnych zlewni jako pewnej całości, a więc w projektowaniu generalnym gospodarki wodnej, proponowane normy potrzeb wodnych obiektów łąkowych (w mm za pokos lub w średnim dopływie l/sek/ha) mogą mieć wartość zupełnie realną jako minimalnie niezbędne ilości wody do doprowadzenia na obiekt. Innymi słowy jest to pełna dawka okresowa netto w myśl definicji przyjętych w nawodnieniach. W tej co najmniej wysokości będziemy

musieli zabezpieczać rezerwy wodne w zlewni abstrahując na razie od podziału tego dopływu między poszczególne części okresu wegetacyjnego i poszczególne kwatery nawodniane.

Rzeczą prawidłowego projektu będzie osiągnąć właśnie zbliżenie potrzeb brutto do potrzeb netto, czyli zapewnić uzyskanie wysokiego współczynnika użyteczności wody, drogą dobrania systemu nawodnień i opracowania harmonogramów nawodniania. Oczywiście udział swój i to bardzo poważny winna wnieść agrotechnika, aby obniżyć współczynniki transpiracji i zmniejszyć parowanie nieprodukcyjne.

II. Jasne jest, że preliminowana suma potrzeb całego okresu musi być w projekcie konkretnego obiektu, działu irygacyjnego czy kwatery przetransponowana na dopływ sekundowy dawek polewowych. Tutaj należy uwzględnić nierównomierny rozkład parowania w poszczególnych miesiącach, własności gruntu, wielkość kwater i właściwości systemu nawodnień. Tak np. dla zalewów dopływy muszą być bardziej koncentrowane, czas zalewów ograniczony do początków rozwoju traw itd. Stąd też doprowadzalniki boczne na ogół nie będą liczone na średni dopływ oznaczony z mapy, nawet poprawiony o wielkość strat.

Przy nawodnieniu podsiąkowym dopływy sekundowe na dział, czy kwatery również będą się kształtować bardzo różnie, w zależności przede wszystkim od tego, czy projektujemy piętrzenie wody stałe czy okresowe.

Rozpatrzmy przypadek pierwszy, utrzymywania stałego zw. wody, które zachodzić będzie przy małych ilościach wody stojącej do dyspozycji melioratora. Mając z mapy czy z formuły na parowanie zapotrzebowanie za pokos, możemy je rozdzielić na poszczególne miesiące, uwzględniając zmienną masę roślinną i zmienne niedosyty wilgotności powietrza, warunkujące parowanie. W publikacji cytowanej z 1947 r. nie podano sposobów rozdziału, gdyż nie było jeszcze wtedy obliczonych niedosytów miesięcznych dla Polski; obecnie praca nad niedosytami jest na ukończeniu (Dział Gospodarki Wodnej JUNG) i projektujący będą mogli z niej korzystać.

Prawidłowe rozwiązanie przerobimy na przykładzie.

Zakładamy, że obiekt łąkowy na torfowisku meliorowanym położony jest w zlewni Bugu. Przeciętne miesięczne opady i niedosyty (z pracy prof. Dębskiego „Perspektywiczny bilans wodny i jego opracowanie” — Gospodarka Wodna Nr 7-8, 1951) podane są w Tab. I.

TABLICA I
Przeciętne miesięczne opady i niedosyty

Element	M i e s i a c			Σ IV—VI
	IV	V	VI	
Opad mm	37	51	70	158
Suma dobowych niedosytów wilgotności powietrza w mm Σd	67	117	123	307

Zakładamy, że plon łąki będzie $Q = 50$ q/ha siana w I pokosie. Optymalne zwierciadło wody gruntowej przy danym opadzie winno układać się w odległości

$$h = \frac{158}{3} = 52,7 \cong 50 \text{ cm} = 0,5 \text{ m pod terenem (wg}$$

pracy „Projektowanie równowagi bilansu wodnego...“).

Przypuszczalne parowanie za okres pierwszego pokosu obliczamy wg formuły (lub też odczytujemy z wykresu, zawartego w publikacji):

$$P = \frac{1,03 \Sigma d}{e^{0,4h}} (1 + 0,0916 \sqrt{Q})$$

gdzie e — jest podstawą naturalnego logarytmu ($e = 2,71828$), zatem

$$P = 0,71 \cdot 307 (1 + 0,0916 \sqrt{50}) = 360 \text{ mm}$$

Niedobór = Parowanie — opad = $360 - 158 = 202$ mm
Średni dopływ sekundowy:

$$q = \frac{202 \cdot 10 \cdot 1600}{91 \cdot 864} = 0,26 \text{ l/sek/ha}$$

(Uwaga: z mapy potrzeb $p = 0,25$ l/sek/ha przeciętnie dla zlewni Bugu).

Zapotrzebowanie w poszczególnych miesiącach nie będzie rozłożone równomiernie. Aby je obliczyć wyjdziemy z ogólnej formy wzoru na parowanie:

$$P = A \cdot \Sigma d (1 + B \sqrt{Q})$$

gdzie A — jest stałe $= \frac{1,03}{e^{0,4h}} = 0,71$,

d — suma niedosytów w miesiącu,

Q — masa siana w danym miesiącu,

B — współczynnik na razie nieznany.

Od ruszenia traw do zbioru plon Q przyrasta. Wg obserwacji („Projektowanie równowagi...“) można z wykresu przyjąć, że:

Masa siana, która narosła do połowy kwietnia = 8% plonu całkowitego zbieranego w końcu czerwca

Masa siana, która narosła do połowy maja = 32% plonu całkowitego zbieranego w końcu czerwca

Masa siana, która narosła do połowy czerwca = 75% plonu całkowitego zbieranego w końcu czerwca

Przyjmujemy w przybliżeniu, że współczynnik B jest stały (przybliżenie, gdyż B zmienia się niewątpliwie zależnie od fazy rozwoju roślinności łąkowej).

Ustawiamy równania:

$$P_{IV} = 0,71 \cdot 67 (1 + B \sqrt{4})$$

$$P_V = 0,71 \cdot 117 (1 + B \sqrt{16})$$

$$P_{VI} = 0,71 \cdot 123 (1 + B \sqrt{37,5})$$

Ponieważ wiemy, że $P = \sum_{IV}^{VI} P = 360$ mm, łatwo

jest obliczyć współczynnik B przez dodanie równań.

Po wykonaniu rachunku znajdujemy $B = 0,148$.

Podstawiając do równań cząstkowych mamy:

$$P_{IV} = 62 \text{ mm}$$

$$P_V = 132 \text{ „}$$

$$P_{VI} = 166 \text{ „}$$

$$P = 360 \text{ mm}$$

Odpowiednie niedobory będą:

$$\text{kwiecień} \quad 62 - 37 = 25 \text{ mm}$$

$$\text{maj} \quad 132 - 51 = 81 \text{ „}$$

$$\text{czerwiec} \quad 166 - 70 = 96 \text{ „}$$

$$202 \text{ mm}$$

Stąd średnie miesięczne dopływy sekundowe wynoszą:

$$\text{kwiecień} \quad q_{IV} = 0,096 \cong 0,10 \text{ l/sek/ha}$$

$$\text{maj} \quad q_V = 0,303 \cong 0,30 \text{ „}$$

$$\text{czerwiec} \quad q_{VI} = 0,37 \cong 0,37 \text{ „}$$

Analogiczne obliczenia można wykonać dla pokosu II, obejmującego lipiec i sierpień.

Przytoczone dopływy dają nam średnie miesięczne wartości, niejako miesięczne dawki polewowe netto, przydatne do zastosowania, plus straty wyłącznie w przypadku, gdy prowadzimy następującą gospodarkę wodną na obiekcie:

a) Wczesną wiosną zamykamy zastawki, przy określonym zwierciadle wód gruntowych np. 50 cm poniżej terenu i dopływ przeznaczamy do uzupełniania strat na parowanie.

b) Zapewniamy szybkie docieranie wody z rowu do środka łąny, aby dopływ w gruncie zdołał wyrównać straty na parowanie i zwierciadło wody gruntowej nie opadło.

Sposób ten nie jest korzystny z uwagi na małe przewietrzanie gleby (woda stagnująca na jednym poziomie), może być uzasadniony jedynie małymi zapasami dostępnymi ze zlewni.

Jeśli dopuścimy korzystanie z własnych rezerw gruntowych na wiosnę, czyli zgodzimy się np., że w kwietniu nie damy dopływu (jedynie zamkniemy odpływ), a parowanie pokryte będzie wtedy kosztem wody grun-

tovej, to zw. wody gruntowej obniży się. Obniżenie można wyliczyć z formuły

$$\Delta R = \alpha \cdot \Delta h$$

gdzie ΔR — zmiana retencji w mm,

Δh — obniżenie zw. wody,

α — współcz. dla torfów niskich = 0,18.

W naszym przykładzie ΔR = niedoborowi kwietniowemu, tj. 25 mm. Stąd $\Delta h = \frac{25}{0,18} = 139 \text{ mm} \cong$

$\cong 14 \text{ cm}$, a woda gruntowa spadnie z 50 cm na 64 cm niżej terenu. To obniżenie nie będzie jeszcze szkodliwe, jednak dopływ w maju musimy wtedy zwiększyć (aby doprowadzić zw. wody gruntowej do optimum 50 cm) o 0,10 l/sek/ha, którego nie dodaliśmy w kwietniu.

Omówimy teraz przypadek drugi, to jest nawodnienie podsiąkowe okresowe, z kolejnym piętrzeniem i opuszczaniem wody gruntowej.

Wg doświadczeń wykonanych na torfowiskach niskich średnio rozłożonych („Podsiąkowy system nawodnienia w gospodarce wodnej łąk torfowych” — Przegląd Melioracyjny 1937 r. Nr 6), — zależnie od przepuszczalności gruntu, rozstawy rowów i czasu trwania dawki polewowej — niezbędny dopływ na kwaterę, podnoszący zwierciadło wody w środku łąnu o 60 cm (od 100 do 40) i pokrywający parowanie w trakcie trwania nawodnienia, wynosi orientacyjnie:

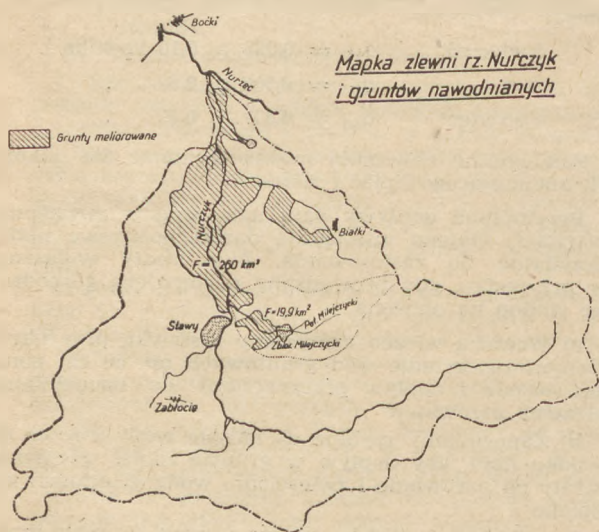
- od 0,5 l/sek/ha dla torfów mało przepuszczalnych lub o dużych rozstawach rowów (ok. 100 m),
- do 2,0 l/sek/ha dla torfów przepuszczalnych lub o małych rozstawach rowów (ok. 20 m).

INŻ. JERZY OSTROWSKI

Biurow Projektów
Wodno-Melioracyjnych

Obliczenie nawodnienia podsiąkowego łąk doliny rzeki Nurczyk

Zlewnia rzeki Nurczyk wynosi 282,2 km², zaś do ostatniego ujęcia wody dla nawodnienia — 280,2 km². Projektem nawodnienia objęta została dolna część doliny o pow. 1285,7 ha. W górze rzeki pozostało na razie nie objętych projektem melioracji ca 700 ha i poza tym ca 100 ha gospodarstwa rybnego (por. mapkę).



Obliczono wg Iszkowskiego:

$$Q_4 = 31,53 \text{ m}^3/\text{sek},$$

$$Q_3 = 12,60$$

$$Q_2 = 0,704 \text{ „ co daje } q_2 = 2,51 \text{ l/sek/km}^2.$$

$$Q_1 = 0,402 \text{ „ co daje } q_1 = 1,44 \text{ „}$$

Czas trwania piętrzenia określono odpowiednio w granicach 28 — 7 dni. Międzyzasy, tj. okresy opuszczania zw. wody są o połowę krótsze, a więc 14 — 3,5 dnia, a ogólna ilość polewów możliwa do zrealizowania w okresie jednego pokosu — równa się 2-8.

W przypadku małego dopływu (0,5 l/sek/ha) i 2 dawek polewowych średni dopływ na kwaterę za cały pokos wyniesie 0,33 l/sek/ha, niewiele przewyższając przeciętne zapotrzebowanie dla większości łąk naszego kraju.

Natomiast gdy zrealizujemy nawodnienie podsiąkowe w warunkach częstych dawek (8) i dużego dopływu (2 l/sek/ha), to średni dopływ na kwaterę za okres pokosu wzrasta już do 1,33 l/sek/ha, gdyż tutaj dochodzi znaczne ilości wody na częste zrzuty.

Stosując kolejne i wielokrotne używanie wody na kwaterach, można będzie obniżyć dopływ sumaryczny na obiekt ale tylko do pewnych granic wyznaczonych sytuacją terenu i wymaganiami roślin. W razie zatem nawodnienia okresowego, współczynniki użyteczne okażą się niższe niż przy piętrzeniu stałym. Z drugiej strony, nawodnienie podsiąkowe, okresowe sprzyja przewietrzaniu gleby i uruchomieniu składników pokarmowych, skutkiem czego jest celowsze niż piętrzenie stałe.

Problem nawodnień podsiąkowych w świetle bilansu wodnego i techniki wykonania wymaga dalszych badań. Placówki badawcze przygotowują obecnie metody i materiały dla ułatwienia projektującym obliczenia potrzeb wodnych planowanej produkcji łąkowej w zróżnicowanych warunkach glebowych i klimatycznych.

Według Loevego:

$$Q_3 \text{ zimowe} = 12,2 \text{ m}^3/\text{sek},$$

$$Q_3 \text{ letnie} = 8,8$$

Średnia woda, obliczona dla poszczególnych miesięcy wg średnich spływów ze zlewni Bugu (Prof. Dębski — „Perspektywiczny bilans wodny i jego opracowanie” — Gospodarka Wodna Nr 7—8/51) — wynosi:

w miesiącu III (marcu)

$$\frac{1.000.000 \times 0,02023 \times 1,000}{31 \times 86,400} = 7,55 \text{ l/sek/km}^2$$

IV (kwietniu)

$$\frac{1.000.000 \times 0,02246 \times 1,000}{30 \times 86,400} = 8,67 \text{ „}$$

V (maju)

$$\frac{1.000.000 \times 0,01085 \times 1,000}{31 \times 86,400} = 4,05 \text{ „}$$

VI (czerwcu)

$$\frac{1.000.000 \times 0,00669 \times 1,000}{30 \times 86,400} = 2,58 \text{ „}$$

VII (lipcu)

$$\frac{1.000.000 \times 0,00574 \times 1,000}{31 \times 86,400} = 2,14 \text{ „}$$

VIII (sierpniu)

$$\frac{1.000.000 \times 0,00648 \times 1,000}{31 \times 86,400} = 2,42 \text{ „}$$

Jak wynika z powyższego, w najważniejszych dla nawodnienia miesiącach w dorzeczu Bugu, możemy przeciętnie liczyć w miesiącu V na wodę większą, niż obliczone $q_2 = 2,51 \text{ l/sek/km}^2$ i w miesiącu VII na wodę większą o 50% od obliczonej $q_1 = 1,44 \text{ l/sek/km}^2$.

Dane powyższe możemy transponować na zlewnię Nurczyka, która jest częścią składową dorzecza Bugu, gdyż średnie opady zlewni Nurczyka nie są mniejsze, a nawet cokolwiek większe, niż średnie opady w całym dorzeczu Bugu (579 mm i 568 mm), a z charakteru i układu zlewni Nurczyka również sądzić należy, że jednostkowe spływy z niej nie będą mniejsze, niż z całego dorzecza Bugu.

Minimalne spływy dorzecza Bugu, jakie były w poszczególnych miesiącach, nie schodzą się jednym roku:

w mies. III	minimalny spływ	4,79 mm	był w r. 1929
" IV	"	11,47	" 1933
" V	"	5,30	" 1934
" VI	"	3,25	" 1937
" VII	"	2,91	" 1931
" VIII	"	2,87	" 1928

Fakt powyższy dla nawodnienia stanowi pozycję dodatnią, gdyż usuwa niebezpieczeństwo „absolutnie suchych” lat, podczas których może być za mało wody dla nawodnienia zarówno dla pierwszego, jak i drugiego pokosu.

Dla obliczenia projektowanego letniego nawodnienia (miesiące V — VIII), przyjmujemy: dla pierwszego pokosu q_2 obliczone, tj. 2,51 l/sek/km², dla nawodnienia drugiego pokosu obliczone $q_1 = 1,44$ l/sek/km². Na dwanaście lat, których spływy podane są w tablicach prof. Dębskiego, tylko w jednym 1934 roku miesiąc V miał spływy mniejsze, niż wymienione q_2 — (1,98 l/sek/km²), w jednym 1933 r. w maju był spływ prawie równy obliczonemu q_2 — (2,35 l/sek/km²), pozostałe zaś 10 lat miały w miesiącu V spływy większe, lub znacznie większe niż q_2 . Na dwanaście lat były trzy lata mające w lipcu spływy mniejsze niż przyjęte do dalszych wyliczeń $q_1 = 1,44$ l/sek/km² — (r. 1931 — 1,09 l/sek/km², r. 1937 — 1,12 l/sek/km², r. 1930 — 1,21 l/sek/km²), pozostałe zaś 9 lat miały spływy większe niż q_1 .

Wobec stosunkowo małej ilości wody dla nawodnienia letniego, do nawodnienia muszą być również wykorzystane wysokie wodostany miesięcy III—IV. Zakładamy, że wielka woda zimowa, która rozleje się w dolinie rzeki, nasyci dostatecznie grunt. Tam zaś gdzie zalew wiosenny nie dojdzie, należy bezpośrednio po stopnieniu śniegów i spłynięciu lodów zastosować intensywny podsiak, tak aby zwierciadło wody gruntowej w środku łąnu (w środku między rowami) podnieść do wysokości przynajmniej 35 cm pod powierzchnią gruntu.

Bazowanie wiosennych nawodnień na spływach jednego tylko miesiąca (III lub IV) może okazać się zawodnym z powodu dużych wahań spływów miesięcznych w marcu i kwietniu w poszczególnych latach. W miesiącu III najmniejszy spływ 4,79 mm był w 1929 r., największy — 34,86 mm w 1937 r.; stosunek 1:7. W miesiącu IV najmniejszy spływ 11,47 mm był w 1933 r., największy — 43,30 mm, w 1932 r.; stosunek 1:4. Natomiast oba miesiące wzięte łącznie dają spływ najmniejszy 25,49 mm w 1930 r., największy zaś 61,55 mm w 1927 r.; stosunek już tylko 1:2. Dlatego też do obliczenia nawodnienia wiosennego należy przyjmować spływ obu miesięcy łącznie. Spływ ten obliczony jako średni z dwunastoletnia 1926—1937 r. wynosi 42,69 mm. Jednakże na dwanaście lat było siedem takich, w których spływ III + IV był mniejszy niż 42,69 mm. Poniżej 40 mm były 4 lata, poniżej 35 mm — 3 lata, poniżej 30 mm — 2 lata. Miarodajnym dla nawodnień wiosennych można zatem przyjąć spływ 35 mm, który daje 75% prawdopodobieństwa, względnie 30 mm — przy 83% prawdopodobieństwa. Raczej przyjąć należy 30 mm ze względu na konieczność odrzucenia kilku mm jako spływu przed spłynięciem lodów w miesiącu III, który to spływ dla nawodnienia wykorzystany być nie może.

Ze względu na konfigurację terenu i powiązany z tym układ projektu, obliczenie nawodnienia musimy rozbić na dwie części: pierwsza część, obejmująca

zlewnię Nurczyka bez potoku Milejczyckiego (prawo-brzeżny dopływ), o powierzchni 260,3 km², w tym 1114,2 ha łąk meliorowanych, druga część, obejmująca zlewnię potoku Milejczyckiego, o pow. 19,9 km², w tym 171,5 ha łąk meliorowanych. W obrębie zlewni pierwszej o pow. 260,3 km² znajduje się również ca 700 ha łąk i pastwisk nie objętych na razie melioracją, dla których trzeba zarezerwować odpowiednią ilość wody oraz ca 100 ha stawów rybnych, które muszą być napełnione wodami wiosennymi i uzupełniane wodami z miesięcy wegetacyjnych. W obrębie zlewni potoku Milejczyckiego (część druga) zaprojektowany został zbiornik — magazyn wody dla nawodnienia, o pow. ca 25 ha, średniej głębokości ca 1,00 m, pojemności ca 250.000 m³.

Grunty meliorowane są to torfy niskie o miąższości od 0,60 do 2,50 m. Stanowią one 75—80% całej powierzchni objętej projektem. Reszta — przeważnie mady piaszczyste z grubą warstwą próchniczną, w mniejszej części gleby mułowo-błotne.

Poza tym dla dalszych obliczeń zakładamy, że z nawodnianych łąk otrzymać winniśmy w pierwszym pokosie 45 q/ha siana, z drugiego przynajmniej 20 q/ha. Za okres wegetacyjny pierwszego pokosu uważamy miesiące IV — V — VI; zbiór siana rozpoczyna się 16/VI i trwa do 30/VI. Za okres wegetacyjny drugiego pokosu liczyć należy lipiec — sierpień, zbiór siana rozpoczyna się 1 września.

Obliczenie wody potrzebnej do nawodnienia części pierwszej

a) Nawodnienie wiosenne.

Spływ ze zlewni: $260,3 \times 1.000.000 \times 0,03 = 7.809.000$ m³, z czego na 1114,2 ha meliorowanych wypada:

$$\frac{7.809.000 \times 1114,2}{1114,2 + 700} = 4.795.936 \text{ m}^3.$$

Zakładamy, że teren na skutek jesiennej i zimowej odvodnienia (wszystkie zastawki były otwarte) został osuszony tak, że poziom wody gruntowej obniżył się przeciętnie do 0,90 m poniżej powierzchni i że zadaniem wiosennego nawodnienia jest podniesienie wody gruntowej przynajmniej do poziomu 35 cm pod powierzchnią.

Potrzebną do tego ilość wody dla torfów obliczamy

według wzoru prof. Ostromeckiego: $\Delta h = \frac{\Delta R}{\alpha}$, gdzie

Δh — zmiana poziomu wody gruntowej w mm, ΔR — odpływ, względnie dopływ wody w mm, α — współczynnik dla torfów — 0,18.

Podstawiając do powyższego wzoru wymienione wartości, otrzymamy:

$$(900 - 350) = \frac{\Delta R}{0,18}, \Delta R = 99 \text{ mm, co na 1 ha wynosi } 990 \text{ m}^3.$$

Na madach piaszczystych o chłonności pełnej 45% objętości, chłonności rzeczywistej 25% objętości, przy założeniu, że w warstwie ponad wodą gruntową wartość wody kapilarnej jest obniżona do trzech czwartych chłonności rzeczywistej, podniesienie wody gruntowej z poziomu 90 cm do 35 cm wymagać będzie wody na 1 ha:

$$[(0,90 - 0,35) \times (0,45 - 0,75 \times 0,25) + 0,35 \times 0,25 \times 0,25] \times 10.000 = 1663 \text{ m}^3.$$

Na „średni” ha gruntu meliorowanego potrzeba będzie $990 \times 0,75 + 1663 \times 0,25 = 1158 \text{ m}^3$.

Na całą powierzchnię meliorowaną, łącznie z zarezerwowaniem wody dla powierzchni nie objętej na razie projektem, potrzeba będzie: $(1114,2 + 700) \times 1158 = 2.100.844 \text{ m}^3$. Do tego dochodzi zapalenie 100 ha stawów, znajdujących się w górze, na co potrzeba: $100 \times 10.000 \times 1,00 = 1.000.000 \text{ m}^3$ oraz straty na parowanie lustra wody w stawach: $100 \times 0,0006 \times 81.640 \times 30 = 146.952 \text{ m}^3$. Razem $2.100.844 + 1.000.000 + 146.952 = 3.247.796 \text{ m}^3$. A więc

potrzeba wody dla nawodnienia wiosennego mniej, niż wyliczony powyżej spływ w ilości 4.795.936 m³.

b) Nawodnienie letnie dla pierwszego pokosu:

Parowanie łąki torfowej, zgodnie z empirycznym wzorem prof. Ostromeckiego (Gospodarka Wodna Nr 2 1946 i nin. numer) wynosi:

$$P = \frac{1,03}{e^{3/4}h} (1 + 0,0916 \sqrt{Q}) \cdot \Sigma d, \text{ gdzie}$$

P — suma parowania powierzchni łąki w mm,
 Q — plon siana w q/ha,
 h — odległość wody gruntowej w metrach od powierzchni,
 Σd — suma średnich dziennych niedosytów wilgotności powietrza w mm,
 e — podstawa naturalna logarytmów = 2,71828.

Zgodnie z pracą prof. Dębskiego (ogłoszoną w Gospodarcze Wodnej Nr 7—8 (51) opady oraz sumy średnich dziennych niedosytów wilgotności powietrza w miesiącach wegetacyjnych pierwszego pokosu w dorzeczu Bugu przedstawiają się, jak następuje:

M i e s i a c e	IV	V	VI	Razem
Opady w mm	37	51	70	158
Suma średnich dobowych niedosytów wilgotności powietrza	67	117	123	307

Od początku wegetacji do zbioru plan Q przyrasta i wg obserwacji:

w połowie kwietnia wynosi 8% całkowitego plonu z końca czerwca

w połowie maja wynosi 32% całkowitego plonu z końca czerwca

w połowie czerwca wynosi 75% całkowitego plonu z końca czerwca.

Przy założeniach, że zbiórka pierwszego pokosu trwa od 16.VI do 30. VI oraz, że zebrany plon wynosi 45 q/ha — w dniu 15.VI na łące winna być masa odpowiadająca 38,6 q/ha siana, zaś na 30.VI wyniosłaby ona 51,4 q/ha. Obliczywszy od tej ilości odpowiednie procenty, otrzymamy Q : w połowie kwietnia 4,1 q/ha, w połowie maja 16,4 q/ha, w połowie czerwca 38,6 q/ha, w końcu czerwca 51,4 q/ha.

Odległość wody gruntowej od powierzchni zakładamy równą optymalnemu poziomowi wody gruntowej przy istniejących opadach. Wynosi ona: $h = \frac{158}{3} =$

$= 53 \text{ cm} = 0,53 \text{ m}$ (wg wzoru prof. Ostromeckiego).

Obliczone z powyższych wielkości parowanie łąki w okresie IV — V — VI wyniesie:

$$P = \frac{1,03}{e^{0,75 \times 0,53}} = (1 + 0,0916 \sqrt{45}) \times 307 = 342,885 \text{ mm} \approx 343 \text{ mm}.$$

Niedobór dla pierwszego pokosu, który trzeba dostarczyć drogą nawodnienia wynosi: $P - \text{opad} = 343 - 158 = 185 \text{ mm}$. Niedobór ten rozkłada się nierównomiernie na trzy miesiące. Do obliczenia miesięcznych niedoborów używamy wzoru ogólnego:

$$P = A (1 + B \sqrt{Q}) \Sigma d, \text{ gdzie}$$

$$A \text{ jak poprzednio} = \frac{1,03}{e^{3/4}h} = 0,692,$$

Q — średnia masa siana w odpowiednim miesiącu

B — współczynnik na razie nie znany.

Podstawiając do wzoru odpowiednie wartości otrzymamy:

$$P_{IV} = 0,692 \times (1 + B \sqrt{4,1}) \times 67 = 46,364 + 93,887 B$$

$$P_V = 0,692 \times (1 + B \sqrt{16,4}) \times 117 = 80,964 + 327,904 B$$

$$P_{VI} = 0,692 \times (1 + B \sqrt{38,6}) \times 123 = 85,116 + 528,826 B$$

Sumując powyższe trzy równania otrzymamy:

$$P_{IV} + P_V + P_{VI} = 342,885 \text{ mm} = 212,444 + + 950, 617 B. \text{ Stąd } B = 0,137.$$

Podstawiając otrzymaną wartość dla B w poprzednie trzy równania, otrzymamy: $P_{IV} = 59 \text{ mm}$, $P_V = 126 \text{ mm}$, $P_{VI} = 158 \text{ mm}$ i w dalszym ciągu niedobory wodne: w kwietniu $59 - 37 = 22 \text{ mm}$, w maju $126 - 51 = 75 \text{ mm}$, w czerwcu $158 - 70 = 88 \text{ mm}$.

Ilość wody, jaką będziemy dysponowali dla pokrycia tych niedoborów wynosi:

$$(260,3 - 11,142) \times 2,51 = 625,39 \text{ l/sek}.$$

Od powyższej ilości odjąć należy wodę potrzebną dla uzupełnienia 100 ha stawów rybnych oraz wodę zarezerwowaną dla nawodnienia ca 700 ha na razie nie objętych projektem.

Licząc po 1 l/sek/ha stawów, z którego ca 0,6 l/sek/ha jest stratą na parowanie zwierciadła wody, zaś 0,4 l/sek/ha idzie na przesiaki i powraca z powrotem do rzeki, musimy dla stawów odliczyć $100 \times 0,6 = 60 \text{ l/sek}$. Pozostaje wtedy $625,39 - 60 = 565,39 \text{ l/sek}$.

Na 1 ha meliorowany (uwzględniając w tym rachunku również 700 ha pozostałych na razie poza projektem) wyniesie zatem:

$$\frac{565,39}{1114,2 + 700} = 0,31 \text{ l/sek/ha brutto}.$$

Zakładamy wypadek, że wiosenne nawodnienie zostało całkowicie wykonane w marcu i poziom wody gruntowej na pierwszego kwietnia wynosi 35 cm pod powierzchnią. Jest to poziom wyższy niż poziom optymalny. W kwietniu jest on nieszkodliwy, jednak ażeby zbliżyć się do poziomu optymalnego, w miesiącu IV nawodnienia nie przeprowadzamy. Ponieważ niedobór w kwietniu wynosi 22 mm, przeto wstrzymanie nawodnienia obniży poziom wody gruntowej

$$\text{w ciągu kwietnia o } \Delta h = \frac{22}{0,18} = 122 \text{ mm} = 12 \text{ cm do}$$

poziomu $35 + 12 = 47 \text{ cm}$ pod powierzchnią terenu.

Nawodnienie podsiąkiem rozpoczynam z dniem 1 maja. Niedobór majowy wynosi 75 mm, co w ciągu całego miesiąca wymaga stałego dopływu:

$$\frac{75 \times 10,000}{31 \times 86,400} = 0,28 \text{ l/sek/ha}.$$

Ponieważ rozporządzamy dopływem 0,31 l/sek/ha brutto, a straty na doprowadzalnikaх idących po własnym, nawodnianym terenie, będą minimalne — przeto utrzymanie lustra wody gruntowej na poziomie 0,47 m w ciągu miesiąca V jest zapewnione.

Nawodnienie podsiąkowe prowadzimy jeszcze w początku czerwca i zaprzestajemy go w dniu rozpoczęcia sianokosów, to jest z dniem 16.VI.

Obliczony poprzednio niedobór w miesiącu VI wynosi 88 mm, jednakże w rzeczywistości będzie on mniejszy, gdyż Q z dniem 16.VI ulega zmniejszeniu na skutek rozpoczęcia sianokosów. W dniu 1.VI Q

$$\text{wynosi } \frac{16,4 + 38,6}{2} = 27,5 \text{ q/ha, w dniu 16.VI —}$$

38,6 q/ha, zaś w dniu 30.VI po zakończeniu sianokosów ca 2 q/ha. Zatem parowanie łąki w czerwcu będzie:

$$P_{VI} = A \times \left(1 + B \sqrt{\frac{27,5 + 38,6}{2}} \right) \times \frac{123}{2} + + A \times \left(1 + B \sqrt{\frac{38,6 + 2}{2}} \right) \times \frac{123}{2} = 145 \text{ mm}$$

Niedobór czerwcowy będzie zatem: $145 - 70 = 75 \text{ mm}$, na pokrycie którego mamy dopływ w ciągu 15 dni po 0,29 l/sek/ha netto (0,31 l/sek/ha brutto), wynoszący:

$$\frac{0,29 \times 15 \times 86,400}{10,000 \times 1,000} = 0,0376 \text{ m} \approx 38 \text{ mm}.$$

Brak wody: $75 - 38 = 37 \text{ mm}$, który spowoduje obniżenie poziomu wody gruntowej o $\frac{37}{0,18} = 206 \text{ mm} \approx 21 \text{ cm}$ do poziomu $47 + 21 = 68 \text{ cm}$ pod powierzchnią.

Przeliczywszy parowanie i niedobór dla pierwszej i drugiej połowy czerwca oddzielnie, otrzymamy, że w pierwszej połowie obniżka wody gruntowej wyniesie 1 cm, pozostałe zaś 20 cm przypadają na drugą połowę czerwca.

Zatem lustra wody gruntowej w okresie pierwszego pokosu układałoby się, jak następuje:

1/IV — 30/IV	— 35 — 47 cm
1/V — 31/V	— 47 cm
1/VI — 15/VI	— 47 — 48 cm
15/VI — 30/VI	— 48 — 68 cm.

Obliczenie wody potrzebnej do nawodnienia części drugiej

Zlewnia potoku Milejczyckiego obejmuje 19,9 km², teren nawodniany z tej zlewni — 171,5 ha, z czego 137 ha torfy niskie, 34,5 ha — mady piaszczyste, względnie gleby mułowo-błotne. W odległości ca 3 km od ujścia potoku Milejczyckiego do Nurczyka, zaprojektowany został zbiornik o pow. ca 25 ha i pojemności ca 250.000 m³. Część zlewni Milejczyckiej zasilającej powyższy zbiornik wynosi 11 km². Ze zlewni Milejczyckiej powinno być:

$$Q_2 = 19,9 \times 2,51 = 49,95 \text{ l/sek.},$$

$$Q_1 = 19,9 \times 1,44 = 28,66 \text{ l/sek}$$

W rzeczywistości jednak potok Milejczycki dzięki źródłom i wysiakom prowadzi znacznie większe ilości wody. Pomiar dokonany w dniu 12.VII.51 r. wykazał 119 l/sek. Drugi pomiar w listopadzie 1951 r. dał 90 l/sek. (wyjątkowo sucha jesień 1951 r.).

a) Nawodnienie wiosenne

Splywami z marca — kwietnia winno być wykonane nawodnienie wiosenne i zapełniony zbiornik o kubaturze ca 250.000 m³.

Splyw III + IV = $19,9 \times 1.000.000 \times 0,3 = 597.000 \text{ m}^3$. Dla podniesienia poziomu wody gruntowej do 35 cm pod powierzchnią terenu dla 137 ha torfów i 34,5 ha mad piaszczystych potrzeba $137 \times 990 + 34,5 \times 1663 = 193.003 \text{ m}^3$. Łącznie z zapełnieniem zbiornika wyniesie to: $193.003 + 250.000 = 443.003 \text{ m}^3$. Dodawszy do tego straty na parowanie wody w zbiorniku, wynoszące: $\frac{25 \times 0,6 \times 86.400 \times 30}{1000} = 38.880 \text{ m}^3$,

otrzymamy razem 481.883 m³, a więc mniej niż wyliczony spływ ze zlewni w ilości 597.000 m³.

b) Nawodnienie letnie dla pierwszego pokosu

Podobnie jak na części pierwszej, nawodnienia w kwietniu nie wykonujemy, zaś w ciągu maja i połowy czerwca wykonywując podsiąki utrzymujemy wodę gruntową na poziomie 47 — 48 cm. Potrzebny do tego dopływ wody, zgodnie z poprzednimi wyliczeniami, wynosi w maju 0,28 l/sek/ha netto (0,30 l/sek/ha brutto), a w czerwcu 0,29 l/sek/ha netto (0,31 l/sek/ha brutto).

$$\text{Stanowi to } \frac{171,5 \times 0,30 \times 86.400 \times 31}{1000} + \frac{171,5 \times 0,31 \times 86.400 \times 15}{1000} = 206.706 \text{ m}^3.$$

Uzupełnienie strat na parowanie lustra wody w zbiorniku w maju i czerwcu:

$$\frac{25 \times 0,6 \times 86.400 \times 61}{1000} = 79.050 \text{ m}^3$$

$$\text{Razem } 206.706 + 79.050 = 285.756 \text{ m}^3$$

$$Q_2 \text{ ze zlewni } 19,9 \text{ km}^2 \text{ w ciągu miesięcy V — VI daje } \frac{(19,9 - 1,715) \times 2,51 \times 61 \times 86.400}{1000} = 240.562 \text{ m}^3,$$

a więc trochę mniej niż wynosi zapotrzebowanie. Zważywszy jednak, że potok Milejczycki, jak zaznaczono poprzednio, prowadzi znacznie więcej wody niż Q₂, przeto uważać należy, iż nawodnienie dla pierw-

szego pokosu i utrzymanie pełnej zawartości zbiornika do dnia 1.VII jest zapewnione.

Obliczenie wody i możliwej produkcji siana z drugiego pokosu pierwszej i drugiej części gruntów meliorowanych

Dla nawodnienia drugiego pokosu mamy Q₁ w ciągu lipca i sierpnia oraz pełną zawartość zbiornika. Obliczenie nawodnienia z drugiego pokosu można przeprowadzić łącznie dla części pierwszej i drugiej, gdyż części te są połączone i woda ze zbiornika może być wykorzystana dla nawodnienia zarówno gruntów w części pierwszej, jak i drugiej.

$Q_1 = (280,2 - 12,857) \times 1,44 = 385 \text{ l/sek}$. Straty na parowanie lustra wody w stawach: $100 \times 0,6 = 60 \text{ l/sek}$. Straty na parowanie lustra wody w zbiorniku przy założeniu, że będzie on spuszczonej stopniowo w ciągu lipca—sierpnia: $0,5 \times 25 \times 0,6 = 7,5 \text{ l/sek}$.

$Q_1 - \text{straty} = 385 - 60 - 7,5 = 317,5 \text{ l/sek}$, co stanowi na 1 ha: $317,5 : (1285,7 + 700) = 0,16 \text{ l/sek/ha}$ brutto, a po odrzuceniu 10% na straty — 0,14 l/sek/ha netto.

Wg poprzednich wyliczeń parowanie łąki, produkującej w pierwszym pokosie 45 q/ha siana, wynosi: $P_{IV} + P_V + P_{VI} = 59 + 126 + 145 = 330 \text{ mm}$. Na produkcję 1 kg siana z 1 ha wypada zatem $330 : 45 = 7,33 \text{ mm}$.

Zgodnie z dotychczasowymi obserwacjami zużycie wody na wytworzenie 1 kg suchej masy siana w drugim pokosie jest 1,8 razy większe niż w pierwszym pokosie. Zatem parowanie w okresie wegetacji drugiego pokosu, odpowiadające produkcji 1 kg siana/ha, wyniesie $7,33 \times 1,8 = 13,19 \text{ mm}$.

W lipcu i sierpniu w dorzeczu Bugu z opadów mamy: $84 + 83 = 167 \text{ mm}$. Podsiakiem w tych miesiącach doprowadzić możemy

$$\frac{0,14 \times 62 \times 86.400}{10.000 \times 1.000} = 0,0750 \text{ m} = 75 \text{ mm}.$$

Zawartość zbiornika daje

$$\frac{250.000}{1285,7 \times 10.000} = 0,019 \text{ m} = 19 \text{ mm}.$$

Zatem razem opad plus dopływy = $167 + 75 + 19 = 261 \text{ mm}$.

Odpowiada to produkcji siana w q/ha bez obniżania lustra wody gruntowej: $261 : 13,19 = 20 \text{ q/ha}$.

Przy produkcji 21 q/ha nastąpi obniżenie lustra wody gruntowej o 9 cm do poziomu $68 + 9 = 77 \text{ cm}$ pod powierzchnią, co wynikałoby z następującego rachunku:

Parowanie łąki: $13,19 \times 21 = 277 \text{ mm}$. Brak wody: $277 - 261 = 16 \text{ mm}$, który spowoduje obniżenie lustra wody gruntowej o 16 : 0,18 = 88,9 mm = 9 cm. W tym wypadku poziom wody gruntowej w okresie drugiego pokosu wahałby się w granicach od 67 do 80 cm, co odpowiada optymalnemu poziomowi wody gruntowej w torfowisku niskim dla drugiego pokosu (vide: „Stosunki wodne i wpływ ich na plonowanie łąki naturalnej na torfowisku niskim“, Doc. Dr Stanisław Bac).

Omówienia wymaga nawodnienie łąk o glebach mineralnych, stanowiących 25% całkowitej powierzchni, czyli ca 320 ha. Składają się one z mad piaszczystych o dostatecznej lub dużej warstwie próchniczej, ca 250 ha i gleb mułowo błotnych, zajmujących ca 70 ha. Łąki mineralne są porożrzucane po całej dolinie, jednakże dwa kompleksy o powierzchni 34 ha i 72 ha dołoby się wyeliminować i przy letnim nawodnieniu podsiakiowym potraktować inaczej, niż gleby torfowe, dla których niniejsze obliczenie nawodnienia letniego zostało wykonane. Brak doświadczenia w tym kierunku stoi temu na przeszkodzie. Bar-

dzo cenne i ciekawe wyniki doświadczeń prof. Ostromeckiego, ogłoszone w Gospodarce Wodnej Nr 4—5 1951, tyczą się bardzo c i ę ż k i c h ma d o dużej zawartości części spławialnych (0,01 mm — 60—70%), sporej chłonności pełnej (56% objętości) i bardzo dużej pojemności kapilarnej (49%). Wydaje się, że uzyskane przez prof. Ostromeckiego wyniki (mniejsze parowanie niż na torfach, najlepszy poziom wody gruntowej w granicach od 45 do 75 cm) nie dadzą się zastosować do ma d piaszczystych i że mady piaszczyste będą wymagały znacznie wyższego poziomu wód gruntowych. Wydaje się również, że o ile poziomy wody gruntowej obliczone w niniejszym rachunku dla pierwszego pokosu w granicach 35 — 47 cm będą dla ma d piaszczystych jeszcze możliwe, o tyle obliczone poziomy w okresie wegetacji drugiego pokosu 68 — 77 cm będą o wiele za niskie. Dlatego wydaje się wskazanym, aby na dwóch wymienionych zwartych kompleksach łąk mineralnych, podsiak letni stosować bardziej intensywnie niż na torfach — o ile warunki wodne na to pozwolą.

Wskazówki praktyczne dla wykonujących nawodnienie

Wczesną wiosną należy wykorzystać należycie wody wiosenne. Wielkie wody wiosenne rozleją się po łąkach, gdyż wyregulowane koryto Nurczyka będzie zbyt małe na ich pomieszczenie. Wszędzie tam, gdzie woda wiosenna nie dotrze, należy jednocześnie zastosować nawodnienie podsiakowe, otwierając dopływ i zamykając odpływ. Dopływ wody do podsiaku należy utrzymywać wiosną tak długo, aż poziom wody gruntowej w studzienkach kontrolnych na glebach torfowych podniesie się do 30—35 cm pod powierzchnią gruntu. Na łąkach mineralnych poziom wody gruntowej może być podniesiony wyżej, nawet do samej powierzchni. Po osiągnięciu powyższego dopływ zamykamy, jednakże wody znajdującej się w doprowadzalnikach i rowach nie spuszcza my, ale pozwalamy jej wsiąknąć w grunt, względnie wyparować. W ciągu całego okresu wegetacyjnego, tj. do 1 września zastawki spustowe należy trzymać zamknięte. Przepis ten podyktowany jest niebezpieczeństwem nieopatrznego, zbyt głębokiego obniżenia lustra wody gruntowej, którego później, z powodu stosunkowo skromnych ilości wody będącej do dyspozycji nawodnienia nie dałoby się już dostatecznie podnieść podsiakiem. Wyjątek stanowić może jedynie duża powódź letnia (świętojanka), szczególnie w czasie sianokosów, kiedy trzeba będzie możliwie szybko spuścić wodę rozlaną po łące.

Drugą fazę podsiaku rozpoczynamy z chwilą, kiedy poziom wody gruntowej obniżył się do 45 — 50 cm pod powierzchnią gruntu. Nastąpi to prawdopodobnie w końcu kwietnia, względnie w pierwszych dniach maja. Napełniwszy wodą rowy podsiakowe, dopływ do nich regulujemy tak, aby woda była w rowach na całej długości, lecz nie wylewała się na teren. Nawet niski stan w Nurczyku pozwoli na utrzymanie przez

podsiak lustra wody gruntowej na poziomie 45—50 cm w ciągu miesiąca maja i pierwszych dni czerwca. Podsiak prowadzimy normalnie do 15 czerwca, przy czym, o ile dzięki większym opadom i większej ilości wody w Nurczyku podnosiłby się poziom wody gruntowej na torfowych łąkach nawodnianych, dopływ wody przerwywamy wcześniej, z chwilą kiedy poziom wody gruntowej na łące torfowej podniósł się przeciętnie do 35 cm pod powierzchnią. W wyjątkowo suchym okresie, kiedy przepływ w Nurczyku w miesiącu maju jest bardzo mały, wody gruntowej w maju nie da się utrzymać na poziomie 45 — 50 cm, lecz będzie ona spadać poniżej 50 cm. Prawdopodobieństwo takiej suszy jest w przybliżeniu raz na sześć lat. Niebezpiecznym dla dobrych zbiorów pierwszego pokosu będzie spadek lustra wody gruntowej na łąkach torfowych poniżej 65 cm. W tym wypadku należy wykorzystać wody zbiornika, aczkolwiek zbiornik zasadniczo przewidziany jest dla nawodnienia drugiego pokosu w miesiącach lipcu i sierpniu.

Nawodnienie (dopływ wody) należy przerwać w dniu rozpoczęcia sianokosów, aby w czasie zbiorów siana łąki były dostatecznie suche. Dla sianokosów i zbiorów przewidywać należy czas od 16 czerwca do 30 czerwca, poczem z dniem 1 lipca wznawiamy nawodnienie (trzecia faza). Poziom wody gruntowej potrzebny dla dobrych zbiorów w drugim pokosie jest dla torfów niskich od 60 do 80 cm poniżej powierzchni i nawodnienie należy tak prowadzić, aby wodę gruntową w lipcu i sierpniu utrzymać w tych granicach. Wykorzystujemy również w tym celu wody zbiornika, którą zużyć należy w całości w ciągu lipca — sierpnia.

Wskutek wstrzymania dopływu wody w czasie od 15 do 30 czerwca, poziom wody gruntowej w tym czasie obniży się i na 1 lipca w roku średnim utrzyma się przeciętnie na głębokości 65 — 70 cm. O ile jednak przed 1 lipca na skutek suszy woda gruntowa opadnie w studzienkach kontrolnych przeciętnie poniżej 65 — 70 cm, to nawodnienie i dopływ wody należy natychmiast wznowić, choćby sprzęt siana był jeszcze nieukończony.

W przeciętnym roku nawodnienie drugiego pokosu (trzecia faza) winno trwać do 1 września, przy czym lustru wody gruntowej utrzyma się w wymienionych granicach (60 — 80 cm). Gdyby podczas mokrego lata woda gruntowa zaczęła się zbyt podnosić (płycej niż na 60 cm), dopływ wody należy zatrzymać. Z chwilą rozpoczęcia zbiorów drugiego pokosu, tj. około 1 września, otwieramy wszystkie zastawki spustowe w celu należytego osuszenia na zimę łąki i otwartymi trzymamy je całą zimę, aż do rozpoczęcia pierwszego nawodnienia wodami wiosennymi.

Od tego czasu, w ciągu całego okresu wegetacyjnego, tj. do 1 września zastawki spustowe z reguły winny być zamknięte, ze względu na niewielkie ilości wody, będące w dyspozycji nawodnienia. Jedynym wyjątkiem może być poprzednio omówiony wypadek dużej powodzi letniej.

DO CZYTELNIKÓW

Administracja „Gospodarki Wodnej“ celem upowszechnienia tego czasopisma poświęconego zagadnieniom budownictwa wodnego i wszystkim innym wchodzącym w zakres gospodarki wodnej, postanowiła pewną, ograniczoną ilość remanentów przeznaczyć na rozprowadzenie po specjalnie ulgowych cenach.

Zamierzeniem tej akcji jest możliwość skorzystania z ulgowej ceny przy zamówieniach zbiorowych, przede wszystkim przez członków klubów racjonalizacji, świetlic, uczniów szkół zawodowych i studentów wyższych uczelni oraz pracowników instytucji państwowych i organizacji społecznych.

Zamówienia indywidualne będą przyjmowane tylko na podstawie złożonego zaświadczenia, że dana instytucja czy organizacja nie składa zamówienia zbiorowego.

Rocznik	Rodzaj kompletu (numery)	Zniżkowa cena kompletu w zł
1948	nr 1— 9	5,20
1949	nr 6—12	1,20
1950	nr 6—12	4,20
1951	nr 1—12	18,00
1951	nr 1—10	15,00

Do powyższych cen dolicza się porto.

Zamówienia należy kierować na adres: Administracja Czasopism Technicznych NOT, W-wa ul. Czackiego 3/5, Wydz. Upowszechniania i Współpracy z „Ruch“. Na podstawie zamówienia Administracja wystawi rachunek i prześle blankiet PKO celem dokonania wpłaty, po nadejściu której przekaże zamówione komplety.

Administracja

DZIAŁ IV – WYKONAWSTWO

INŻ. WŁODZIMIERZ SKORASZEWSKI

Kryty żelbetowy kanał z elementów prefabrykowanych

Budownictwo wodociągów i kanałów miejskich stosuje masowo prefabrykaty od najdawniejszych czasów. Wodociągi rzymskie, wykonane z rur kamionkowych, posiadały już przed paru tysiącami lat coś w rodzaju normalizacji tych wyrobów. Nic dziwnego, gdyż nakłaniała do tego sama technika wykonania.

Zupełnie poprawna normalizacja elementów podstawowych, służących do budowy sieci wodociągowo-kanalizacyjnych, nastąpiła już w pierwszej połowie ubiegłego wieku, a została przeprowadzona tak udanie, iż np. w dziale rur żeliwnych czy kamionkowych lub armatury liniowej, dzisiejsze normy różnią się niewiele od swych prototypów.

Analogiczna sytuacja ma miejsce również w dziale samego wykonawstwa. Stosuje ono od przeszło stu lat wszystkie metody zasadnicze współczesnej organizacji przemysłowej, jak pracę zespołową i ciągłą, podzieloną na elementarne operacje zupełnie znormalizowane, a nawet stosuje międzyoperacyjne zapasy półfabrykatów, do czego budownictwo naziemne ma jeszcze dość długią drogę przed sobą.

Narzędzia, elementy obudowy lub desekowań są także znormalizowane i typowe od bardzo dawna.

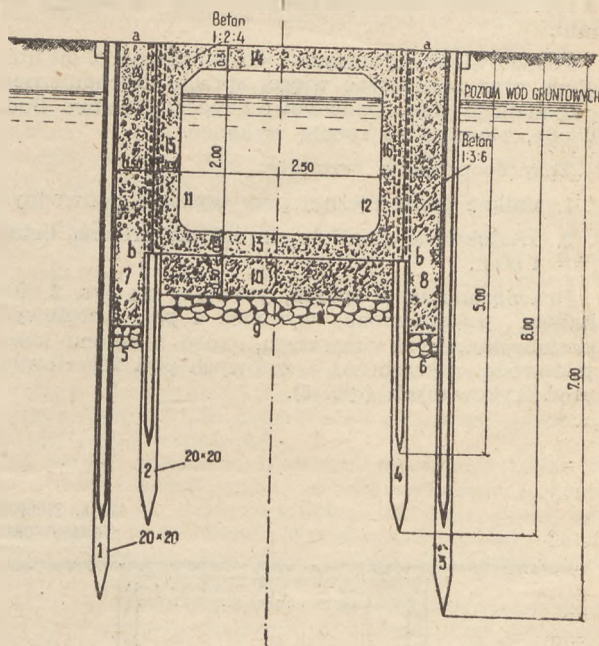
Podkreślamy raz jeszcze, iż budowa rurociągów i kanałów nadaje się wyjątkowo do usprawnień technologicznych i organizacyjnych, ponieważ operuje prawie wyłącznie elementami powtarzalnymi.

Rezultat całkowitej niemal normalizacji, zarówno w zakresie stosowanych konstrukcji, jak i metod wykonawczych, wyraził się ostatecznie w bardzo wysokiej sprawności budownictwa wodociągów i kanałów ulicznych, osiągając punkty kulminacyjne w Warszawie, której Przedsiębiorstwo Wodociągów i Kanalizacji prowadziło te roboty od sześćdziesięciu lat we własnym zarządzie. Dość powiedzieć, iż na wąskich wykopach, szerokości 0,90 m i gruntach cięższych kategorii osiągnano trwałą wydajność ok. 4 m³/8 g na jednego robotnika, zatrudnionego przy głębokości ok. 5 m, licząc razem z obudową wykopu. Wydajność ta na płytkich wykopach (do 2 m) wynosiła wraz z zaszalowaniem 8 — 10 m³ na robotnika-dniówkę. Wydajność murarzy osiągała 1500 szt. cegły na murarza i osiem godzin przy operacji sklepienia kanałów dużych przekrojów.

Przedsiębiorstwo, jak widać z tych danych, wyciągnęło prawie wszystko możliwe z pracy ręcznej. Trzeba bowiem dodać, iż metody budowy rurociągów i kanałów ulicznych są do dziś oparte wyłącznie na pracy ręcznej. Ten stan rzeczy powoduje, że prefabrykaty, używane w budownictwie wodociągowo-kanalizacyjnym muszą posiadać rozmiary, kształty i wagi, dopasowane do sposobów i możliwości produkcji ręcznej.

* * *

Mechanizacja budownictwa, będąca cechą charakterystyczną lat ostatnich, skłoniła Kanalizację Warszawską do zastosowania nowych tendencji postępowych w budowie obiektu typu spotykanego dość często przy odwodnianiu miast i osiedli. Chodziło o wykonanie w gruntach nawodnionych burzowca z wyłotem do Wisły. Trzy czwarte przekroju znajdowało się pod poziomem wód gruntowych przy najniższych ich stanach. Kanały tego typu Przedsiębiorstwo budowało w postaci monolitów, wykonanych w drewnianych grodach szczelnych, jak to mamy pokazane na rys. 1, przedstawiającym tradycyjny sposób budowy.



Rys. 1

Operacje wykonawcze biegły w sposób następujący:

1. wykonano palisady drewniane (1 — 2 — 3 — 4);
2. grunt zawarty w przestrzeni międzypalisadowej (5 — 7 — 8 — 6) wybagrowano spod wody kosiorami ręcznymi do potrzebnej głębokości;
3. wykonano narzut kamienny w przestrzeniach międzypalisadowych (5 — 6);
4. zabetonowano pod wodą przestrzenie międzypalisadowe (7 — 8);
5. wybagrowano kosiorami ręcznymi do potrzebnego poziomu przestrzeń międzypalisadową (9 — 10 — 13 — 14);
6. wykonano narzut kamienny pod fundament (9);
7. zabetonowano pod wodą płytę międzypalisadową (10);
8. zamknięto ścianką pomocniczą dopływ wody od strony Wisły;
9. wypompowano wodę z przestrzeni międzypalisadowej (13 — 14) na całej długości odcinka roboczego, stanowiącego ok. 250 m;
10. wycięto „na sucho“ części palisad wewnętrznych (a — b, 11 — 12) i uszczelniono drobne przecieki;
11. zmontowano uzbrojenie stalowe dla części żelbetowej (14 — 13) przygotowane uprzednio na powierzchni nawodnej, w postaci gotowych bębnow;
12. zabetonowano spód zbrojony (13);
13. ustawiono szalowanie wewnętrzne kanału rozmiarów w świetle 2,50 m × 2,00 m;
14. zabetonowano boki (15 i 16) oraz płytę górną (14);
15. wyjęto szalowanie i wyprawiono kanał wewnętrzny;
16. zdjęto ściankę od strony Wisły i zatopiono gotowy kanał.

Całość robót została wykonana zupełnie poprawnie bez żadnego wypadku lub uszkodzenia pomimo tego, że poziom wody w Wiśle zmieniał się dość często, zatapiając całość robót na parę metrów.

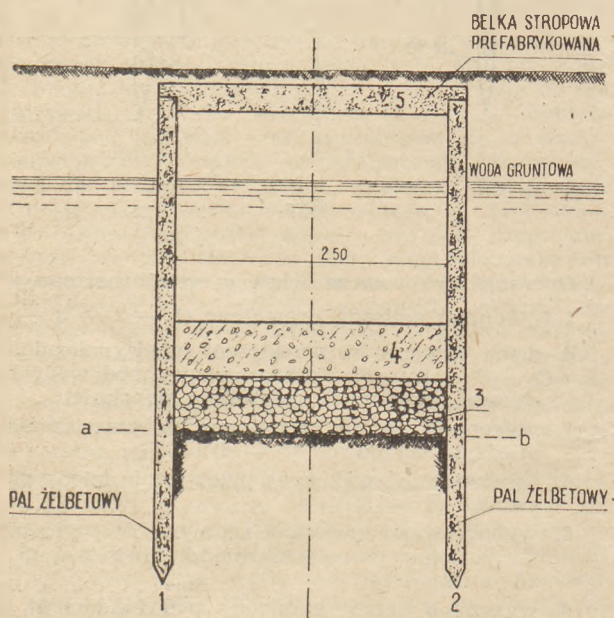
Dzięki przygotowaniu wszystkich potrzebnych elementów wewnętrzna koszulka żelbetowa (13 — 14 — 15 — 16) została wykonana w ciągu sześciu dob na długości 250 m, przy najniższym stanie zwierciadła wody rzeki. Roboty regulacyjne, przeprowadzone na Wiśle w latach 1945 — 50, zmusiły do przedłużenia wspomnianego burzowca o dalsze 250 m, bowiem o tyle zostało odsunięte koryto Wisły od starego wylotu.

Postanowiono wykorzystać doświadczenie z lat ubiegłych oraz zastosować więcej sprzętu mechanicznego, posiadanego przez Państwowe Przedsiębiorstwo Budowlane, które miało robotę wykonać.

Tezy do projektu brzmiały:

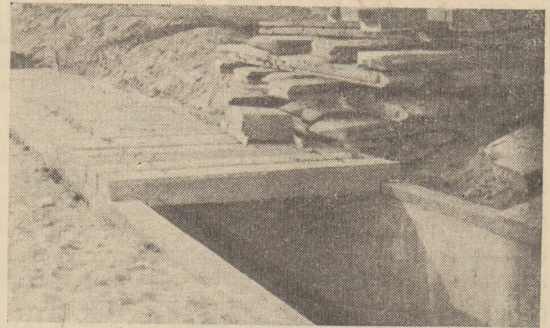
1. unikać pracy ręcznej przy wykopie podwodnym;
2. zredukować do minimum zużycie drewna, betonu i stali.

Rozwiązano to w sposób, pokazany na rys. 2. Boki kanału postanowiono wykonać z pali żelbetowych, prefabrykowanych zawczasu, spód z betonu lanego pod wodą, wierzch zaś z gotowych płyt żelbetowych, prefabrykowanych (rys. 3).



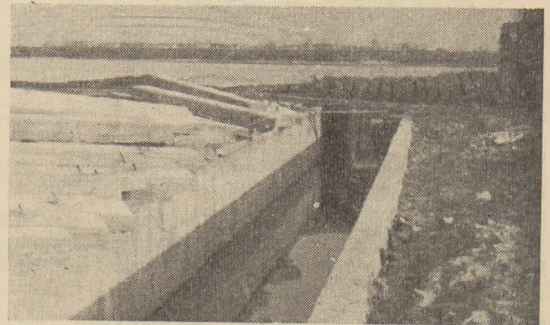
Bieg operacji wykonawczych odbywał się, jak następuje (rys. 2):

1. wykonano wykop otwarty ze skarpami naturalnymi do głębokości ok. 1 m nad poziomem wody gruntowej;
2. wbito palisady żelbetowe (1 — 2);
3. koparka mechaniczna usunęła grunt pomiędzy grodzami żelbetowymi do potrzebnego poziomu (a — b);
4. wykonano narzut kamienny (3) pod wodą;
5. zabetonowano spód kanału (4) pod wodą;
6. wyprawiono ściany boczne i szczeliny pomiędzy palami oraz wyrównano końce i nałożono oczepek;
7. nałożono belki stropowe;
8. przykryto kanał ziemią.



Rys. 3

W ten sposób zakończono budowę całości. Porównanie rys. 1 i 2 wykazuje na pierwszy rzut oka, że osiągnięto oszczędność bardzo dużą na betonie i drewnie, tracąc niewiele na wartości technicznej, a nic na użytkowej, kanału.



Rys. 4

Przekrój z roku 1930 był nazbyt masywny i dlatego przy nowej budowie okazała się możliwość redukcji zużycia betonu do ok. 40% stanu z roku 1930. Ale najistotniejsza oszczędność wynikała w drewnie, którego zużycie ograniczyło się do ok. 0,1 analogicznych rozchodów w wykonaniu tradycyjnym.

Jeżeli przejdziemy do kosztów jednostkowych, to nie praktycznego o tym powiedzieć nie można, gdyż nowość metody i niezbyt odpowiedni sprzęt nie pozwoliły na wykorzystanie przy budowie prototypu wszystkich możliwości zawartych w projekcie.

Jedną z najtrudniejszych operacji okazała się operacja główna, tj. równe wbijanie palisady żelbetowej. Główna palisada doznawała zniszczeń przy niewłaściwym doborze ciężaru i częstotliwości uderzeń baby. Konieczność dopasowywania sprzętu do potrzeb konstrukcji, różne próby techniczne spowodowały, że czas wykonania prototypu wydłużył się znacznie, a przeto i wzrosły koszty. Wydaje się jednak, iż zastosowanie odpowiednich kafarów łącznie z podmólką pozwoliłoby na bardzo znaczne przyspieszenie wykonania następnych robót tego typu.

Kanalizacja musi często budować swe obiekty poniżej poziomu wód gruntowych i wszędzie tam, gdzie szczelność kanału nie gra większej roli (a przy wylotach do odbiorników ma to miejsce zawsze), nowy typ kanału może dać duże oszczędności na kosztach budowy.

Na podkreślenie szczególne zasługuje tu okoliczność, że nowa metoda wykonawcza może się posługiwać małą ilością rzemieślników wykwalifikowanych, o długim okresie przyuczenia. Jest to niewątpliwie jej zaletą istotną, a przeto zachęcającą do stosowania w aktualnych warunkach krajowych.

HENRYK WITKOWSKI

Walczymy o najoszczędniejszą gospodarkę metalami nieżelaznymi

Niniejszy artykuł nadesłany przez Departament Zaopatrzenia i Bilansów Materiałowych PKPG, zamieszczamy w przeświadczeniu, że zagadnienie gospodarki metalami nieżelaznymi znajdzie swój odpowiedni oddźwięk również w dziedzinie budownictwa wodnego i gospodarki wodnej.

W nr 4—5 z 1951 r. ukazał się artykuł inż. Dyakowskiego pt. „Materiały zastępcze do budowy i remontu statków rzecznych“, omawiający możliwości wyrugowania metali nieżelaznych z wielu części używanych przy budowie i remontach taboru żeglugowego. Byłoby nader pożądane rozszerzenie tego tematu oraz naświetlenie oszczędności metalami nieżelaznymi w budownictwie wodnym.

REDAKCJA

Do czołowych zadań planowych przemysłu w 1952 roku należy wprowadzenie do zasad gospodarki materiałowej prawa jak najoszczędniejszego zużycia metali nieżelaznych. Surowe zastrzelenie gospodarki metalami nieżelaznymi wynika nie tylko z faktu, że surowce te w przeważającej części sprowadzamy z zagranicy, lecz spowodowane jest również ogólnym deficytem metali nieżelaznych na rynku światowym.

Równocześnie jednak metale nieżelazne są niezbędnym składnikiem surowcowym w wielu gałęziach przemysłu o kluczowym znaczeniu i aczkolwiek udział ich w stosunku ilościowym do innych materiałów na ogół nie jest znaczny, to przecież brak metali nieżelaznych mógłby zahamować produkcję w tych gałęziach przemysłu, w których są niezastąpione. Gospodarka narodowa w formie uspołecznionego przemysłu znajduje najlepsze i najpełniejsze wykorzystanie materiałowych zasobów państwowych. Dlatego mniej ważne z ogólnopanstwowego punktu widzenia cele produkcyjne muszą ustąpić pierwszeństwa ważniejszym, od których uzależnione jest w większym stopniu tempo rozwoju naszego przemysłu lub wykonanie planów inwestycyjnych. Na te właśnie cele w pierwszym rzędzie przeznaczone są metale nieżelazne. Takie jest stanowisko Partii, Rządu i naczelnych władz gospodarczych kraju, a znalazło ono swój wyraz w przemówieniu Przewodniczącego Państwowej Komisji Planowania Gospodarczego, Wicepremiera H. Mińca, wygłoszonym na VI plenum Partii, w którym powiedział między innymi: „Ważnym zadaniem gospodarczym... jest osiągnięcie radykalnego zmniejszenia zużycia metali kolorowych. W latach ubiegłych, mimo pewnych osiągnięć w zmniejszeniu zużycia miedzi, ogólny poziom zużycia metali kolorowych nie uległ zmniejszeniu... Musimy, mimo wzrostu produkcji przemysłowej, zużywających metale kolorowe, zmniejszyć absolutne zużycie aluminium, cyny i ołowiu i nie dopuścić w zasadzie do zwiększenia zużycia miedzi. Tymczasem w dziedzinie zużywania metali kolorowych mamy wiele jaskrawych przykładów marnotrawstwa i technicznie niczym nie uzasadnionego ich stosowania¹⁾. Stanowisko to znalazło swój wyraz również w zarządzeniach gospodarczych, które wydane zostały w ubiegłym roku. Należą do nich przepisy o reglamentacji metali nieżelaznych, o ograniczeniach w zużyciu, o gospodarce zapasami, o planowaniu uzysku złomu metali nieżelaznych, o zagospodarowaniu metali nieżelaznych pochodzących ze złomu kablowego itd. Wszystkie te przepisy mają na celu wprowadzenie jako stałej zasady gospodarki materiałowej najoszczędniejszego zużycia metali nieżelaznych i najwłaściwszego wykorzystanie złomu tych metali. Zastosowane w przepisach środki można podzielić na cztery zasadnicze grupy.

I. Zabrania się wytwarzania z metali nieżelaznych takich przedmiotów, które niewątpliwie mogą i powinny być wykonane z reguły z materiałów innych: z ceramiki, mas plastycznych, drewna. Do przedmiotów takich należą między innymi przybory biurowe, galanteria metalowa, niektóre przedmioty użytku domowego. Przepisy wymieniają przedmioty te przykładowo, co znaczy, że zabrania się wytwarzania z metali nieżelaznych nie tylko przedmiotów wymienionych we właściwych zarządzeniach, lecz również wszelkich innych przedmiotów o tym samym lub zbli-

żonym charakterze. Szerokie zastosowanie, jakie obecnie znalazły masy plastyczne dzięki ich wielostronnemu zaletom, czynią z nich w wielu przypadkach materiał bardziej nawet odpowiedni od metali nieżelaznych przy tego rodzaju produkcji.

II. Przy produkcji, w której stosowanie metali nieżelaznych jest konieczne, należy zużycie ich jak najdalej ograniczyć drogą opracowania i ścisłego przestrzegania najdokładniej opracowanych technicznie uzasadnionych norm zużycia na jednostkę wyrobu. Przed ustaleniem normy należy przede wszystkim szczegółowo rozważyć, czy zużycie metalu nieżelaznego w danym rodzaju produkcji lub na dane przedmioty jest rzeczywiście niezastąpione materiałem innym. W wielu przypadkach wyższe gatunki stali całkowicie mogą zastąpić metale nieżelazne.

Z metali nieżelaznych można wytwarzać tylko to, co w żadnym razie nie może być wykonane z materiałów innych. Lista wyrobów, na które mogą być zużyte metale nieżelazne, wymaga zatwierdzenia przez Biuro do Spraw Gospodarki Metalami Nieżelaznymi przed uzyskaniem przydziału na ten cel.

III. Wysokość zapasów metali nieżelaznych powinna być zatwierdzona dla każdego zakładu przez właściwy centralny zarząd w granicach norm ustalonych w przepisach o reglamentacji metali nieżelaznych i w granicach ogólnych wskaźników zapasów materiałowych dla danej gałęzi przemysłu, zatwierdzonych przez Przewodniczącego Państwowej Komisji Planowania Gospodarczego. Centralne zarządy ustalają w tym celu wielkość zapasu w każdym zakładzie, określając wskaźnik zapasu w dniach oraz dopuszczalną ilość średniego (przeciętnego) zapasu. Przekroczenie zatwierdzonych zapasów jest karane w myśl przepisów o reglamentacji.

IV. Zbiórka złomu metali nieżelaznych (odpady produkcyjne i złom powrotny) jest planowa i powinna być zorganizowana zgodnie z właściwymi przepisami o klasyfikacji, zbiorze i transporcie złomu metali nieżelaznych mówią Polskie Normy. Złom ten jest nieistotnie cennym surowcem, częstokroć bardziej dla nas wartościowym od innych materiałów stanowiących wyroby gotowe. Wielu nie docenia jeszcze znaczenia gospodarczego właściwej zbiórki złomu metali nieżelaznych. Należy żądać, aby jak najspieszniej stosunek ten radykalnie zmienili. W akcji zbierania złomu metali nieżelaznych nie powinno zabraknąć nikogo.

Aby gospodarka metalami nieżelaznymi miała właściwy przebieg, zgodny z przepisami i z rolą, jaką mają w przemyśle te cenne surowce, trzeba, aby personel techniczny i administracyjny zakładów znał dokładnie te przepisy i dokładnie, sumiennie je wykonywał. Zadania związane z wykonaniem przepisów o gospodarce metalami nieżelaznymi powinny być stałe na porządku dziennym narad produkcyjnych i zebrań załogi. Należy popierać i rozwijać racjonalizatorstwo i usprawnienia w tej dziedzinie, rozpowszechniać pozytywne rozwiązania. Wszyscy pracownicy zakładów, zwłaszcza zużywających metale nieżelazne w większych ilościach powinni być systematycznie instruowani i informowani o zadaniach oszczędnościowych poszczególnych oddziałów produkcyjnych oraz o sposobie zbiórki złomu. Troska o należyte wykorzystanie najdrobniejszych nawet ilości surowca lub złomu metali nieżelaznych jest naszym wspólnym społecznym obowiązkiem.

¹⁾ Nowe Drogi 1951, Nr 1, str. 66.

DZIAŁ V — EKSPLOATACJA

Mgr ZENON WIERZBICKI i Inż. JAN WOKROJ

Gospodarowanie wodą na zbiornikach retencyjnych a możliwości przewidywania przebiegu opadów i fal powodziowych

Prognoza przebiegu powodzi przed pojawieniem się opadów nie jest łatwa i nie można liczyć, że będzie całkowicie odgadnięte pojemność i przebieg fali powodziowej. Z tych względów staramy się w instrukcji gospodarowania zbiornikiem retencyjnym przeciwpowodziowym ustalić o ile możliwości jak najprostsze zasady z pominięciem prognozy.

Najłatwiej jest określić jak wielki odpływ ze zbiornika jest jeszcze nieszkodliwy dla miejscowości poniżej położonych i przyjąć można, że w czasie wezbrania zaczyna się retencionować falę powodziową powyżej nieszkodliwego odpływu.

Zasada ta gdy zbiornik jest za mały nie wystarcza, gdyż zdarzyć się może, że jeszcze przed nadejściem kulminacji będzie całkowicie zapełniony i cały przepływ w czasie kulminacji nie zatrzymany wywoła pełne szkody powodziowe w okolicach poniżej zbiornika. O ile nie możemy liczyć na wystarczająco dokładną prognozę, to przynajmniej należy starać się uzyskać orientację czy fala powodziowa zmieści się w zbiorniku czy też znacznie przekroczy jego pojemność.

W szczytowych zbiornikach zamykających małą zlewnię czas dobiegu fali nie przekracza kilku do kilkunastu godzin. Czas ten przeważnie jest zbyt krótki dla ułożenia prognozy i przygotowania większej retencji na pomieszczenie fali powodziowej. Decyzję, jak gospodarować zbiornikiem, trzeba powziąć zanim przepływ nie przekroczy wartości większej od przepływu nieszkodliwego bo wtedy już trzeba będzie zdecydować się na sposób retencionowania wody szkodliwej w zbiorniku. Przy dobrej sygnalizacji opadów i stanów wody nie trudno już określić po kilkunastu godzinach intensywnych opadów rozmiary katastrofy powodziowej. Gdy dojdziemy do przekonania, że zbiornik retencyjny nie pomieści fali powodziowej, musimy opóźnić retencję aby można było obniżyć samą kulminację wezbrania jeszcze przed napełnieniem zbiornika.

Rozpatrzmy zasadę retencionowania jedynie połowy wody powodziowej do czasu nadejścia kulminacji, a od momentu kulminacji wezbrania, gdy w zbiorniku jest już zbyt mało miejsca aby utrzymać nadal retencję wg tej zasady należy przestać jedynie na niezwiększaniu przepływu wypuszczanego ze zbiornika w czasie kulminacji. Zasada ta oszczędza przynajmniej połowę pojemności zbiornika, dzięki czemu łatwiej jest obniżyć falę powodziową w czasie kulminacji o połowę przepływu szkodliwego. Ten sposób gospodarowania w okresach trudnej decyzji co do obliczenia fali powodziowej i niemożności oznaczenia czasu trwania intensywnych opadów, które mogą nawet zagrażać przez szereg dni, zezwala na przesunięcie w czasie zapełnienia zbiornika przeciwpowodziowego, a z drugiej strony nie wymaga wcześniejszego wypuszczenia wody użytkowej, która jest cenną dla produkcji energii elektrycznej.

W razie gdyby okazało się, że fala powodziowa nie jest groźna i pojemność zbiornika wystarczy mimo rozpoczęcia retencionowania tylko połowy przepływu szkodliwego, po wyjaśnieniu sytuacji meteorologicznej i obliczeniu fali powodziowej można przejść na wypuszczanie przepływu nieszkodliwego.

Przy położeniu zbiornika w dalszej części dorzecza, gdy dokładna prognoza przebiegu fali powodziowej jest możliwa, znacznie wcześniej pokusić się możemy na ścięcie fali powodziowej poziomo od pew-

nego przepływu, tak że wielkość odpływu wypuszczanego ze zbiornika będzie wprawdzie szkodliwa i chociaż będzie działać przez czas dłuższy, lecz przepływ ten będzie stosunkowo do rozmiarów katastrofy powodziowej i wielkości zbiornika najkorzystniej zmniejszony.

Zwykle ze zbiornikiem retencyjnym przeciwpowodziowym łączy się zbiornik użytkowy energetyczny, znajdujący się bezpośrednio poniżej. Zbiornik użytkowy staramy się utrzymać stale napełniony do ustalonego poziomu zwierciadła wody, zgodnie z instrukcją. Obniżenie zwierciadła wody w zbiorniku użytkowym tym samym powiększa retencję przeciwpowodziową.

O ile mamy pewność, że fala wezbraniowa jest odpowiednio wielka i czasowe obniżenie zwierciadła wody w zbiorniku użytkowym dla produkcji energii elektrycznej nie da zbyt wielkiej szkody — wypuszczamy odpowiednią ilość wody ze zbiornika. Zwiększony przepływ przez turbiny wyrównuje stratę powstałą wskutek zmniejszonego spadku, zaś nadchodząca fala wezbraniowa uzupełnia ponownie zapas wody w zbiorniku użytkowym. Retencja przeciwpowodziowa jest w najgroźniejszym czasie dostosowana do potrzeb uchwycenia i zamagazynowania wód szkodliwych. Gdy zaś wg obliczeń jest już pewne, że nie będzie dalszych wezbrań nie ma potrzeby bezużytecznie wypuszczać wodę ze zbiornika retencyjnego przez upusty z pominięciem turbin, dzięki czemu odyskujemy poprzednią stratę z nadwyżką. Wyższy poziom zbiornika retencyjnego zezwala na ekonomiczniejsze wyzyskanie każdego metra sześciennego wody przy produkcji energii elektrycznej.

Utrzymanie zwierciadła wody w zbiorniku przeciwpowodziowym jest jedynie tylko wtedy możliwe, gdy nie grozi nadejście fali powodziowej, a pewność mogą nam dać jedynie ściśle wystarczająco wcześnie prognozy.

Różnice zasad gospodarki wodą na zbiornikach mają więc bardzo duże znaczenie w uzyskaniu oszczędności magazynowanej wody oraz produkcji energii elektrycznej, zależą jednak przede wszystkim od możliwości uzyskania dokładnej prognozy tak hydrologicznej, jak i meteorologicznej. W ZSRR dzięki dobrym prognozom wyzyskanie częściowe zbiorników retencyjnych zezwala na przekraczanie planowej produkcji energii elektrycznej.

Z tych względów rozpatrzmy rzadko poruszany temat w naszej literaturze, a mianowicie możliwości przewidywania wielkości i zasięgu intensywnych opadów, z uwzględnieniem podstaw naukowych.

W dorzeczu Wisły i Odry obfite opady najczęściej pojawiają się w okolicach górskich. Opady te występują w pewnych charakterystycznych układach pogody, a mianowicie w depresjach barometrycznych idących z południa (tor V_b wg nomenklatury van Bebbera). Jak wiadomo, nie zawsze udawało się przewidzieć na czas pojawienie się deszczu. Trudność polega na tym, że nie zawsze możemy określić w jakim kierunku przesunąć się będzie depresja i jakie dorzecze obejmie zasięg opadów o dużej intensywności.

W literaturze naszej, jak i w literaturze niemieckiej mamy opracowania przyczyn meteorologicznych większych powodzi w dorzeczach Wisły i Odry, w których autorzy dochodzą do wniosku, iż przewidywanie letnich wezbrań w oparciu tylko na synoptycznych danych należy do najtrudniejszych.

Według Kaczorowskiej¹⁾ najobfitsze opady przypadają na zachodnią stronę depresji, niekiedy na północną, w zależności od kierunku toru depresji. Deszcze po zachodniej stronie depresji mają charakter długotrwały, są o dużej intensywności padają od 3 do 9 dni bez przerwy.

Autor stwierdził na podstawie map synoptycznych z okresu 1900 — 1909, że depresje południowe nadchodzące z nad Włoch, Morza Liguryjskiego i Czarnego w miesiącach letnich (V — IX) występowały w następującym stosunku:

w lipcu	— 26%
w czerwcu	— 24%
w maju	— 23%
w sierpniu	— 17%
we wrześniu	— 10%

Z tego 60% depresji pochodziło z nad Włoch, 25% z nad Morza Czarnego, a 15% stanowiły depresje cząstkowe, czyli drugorzędne. W wymienionym okresie tylko 15% depresji wywołało wezbrania. Pozostałe 85% dało opady dłuższe lub krótsze, jednak o słabej intensywności. Według autora były to depresje o torach przesuniętych bardziej na wschód, a więc poruszające się z nad Morza Czarnego, między Dnieprem a Wołgą. Ponadto obfitość opadów wiąże się z szybkością przemieszczania się depresji. W wypadku braku quasistacjonowanego wyżu barometrycznego, depresja przesuwa się szybko, dając obfite lecz krótkotrwałe opady. Natomiast powolny ruch przyczynia się do długotrwałości opadów.

Ponieważ odgadnięcie torów V poruszania się depresji z nad Włoch według van Bebbber'a jest trudne, nie wiadomo czy depresje natrafiają po drodze dorzecze górnej Wisły oraz w jakim tempie będą się poruszać. Natomiast przewidywania ułatwiają następujące warunki:

- 1) wyגיעie ku NE izobar depresji włoskich,
- 2) bruzda niskiego ciśnienia łącząca depresję południową z północną, co ułatwia przesunięcie się ku północy lub jest kolebką depresji drugorzędnych,
- 3) przesunięcie wyżu zachodniego ku wschodowi powoduje zwolnienie depresji i dłuższe opady.

Trudność prognozy wezbrań polega w odgadnięciu rozmieszczenia centrów opadów o dużej intensywności. Centra te występują w różnych miejscach i trudno ustalić, które dorzecze otrzyma w pierw większy opad. Zasięg intensywnych opadów może objąć od kilku do kilkudziesięciu km². Nie jest rzeczą obojętną w jakim kierunku opady przemieszczają się w stosunku do biegu rzeki.

Jednakże przewidywanie toru depresji pochodzących z półwyspu Bałkańskiego oraz depresji drugorzędnych czyli cząstkowych należy do jeszcze trudniejszych.

Milata²⁾ w pracy swej omawiającej powódź 1934 r. uważa, że głównym źródłem opadów są masy powietrza morskiego z kierunków NW do N, które spływając do niższego ciśnienia i wznosząc się po stokach gór sracają opady na różnych poziomach, a także wskutek mieszania się a zalegającym powietrzem ciepłym lub świeżo napływającym. To rozumowanie nie daje jednak możliwości określenia centrów intensywności, ani też nie wyjaśnia pojawienia się równocześnie występujących ulewnych opadów na północ, jak to miało miejsce w lipcu 1934 r. w okolicach Lublina i Brześcia.

Podobny wypadek wysunięcia się daleko na północ obszaru o dużej intensywności wydarzył się w maju 1951 r. w czasie powodzi w dorzeczu górnej Wisły i Odry. Drugie centrum objęło dorzecze

rzeki Kamiennej z dobowym opadem 72,4 mm. Opady trwały od 5 do 11 maja, dając łącznie 202,6 mm (Ślupia Nowa), zaś w dorzeczu górnej Wisły (Zawodzie Górne) od 2 do 6 maja łącznie 60 mm, od 8 do 11 maja łącznie 244,5 mm, przy max. opadzie dobowym 10 maja... 188,5 mm.

W świetle frontogenezy obszar opadów w maju 1951 r. pokrywa się z procesem deszczowym frontu ciepłego, a pierwsze centrum dużej intensywności przypada na odcinek zokludowany frontu ciepłego i chłodnego depresji południowej. Dlatego uważamy, iż adwekcja powietrza polarno-morskiego, wstępując na stoki górskie nie posiada tej zawartości wody, jaka jest udziałem opadów ulewnych.

Opad ulewny jest naniesiony w swej głównej masie przez ciepłe masy powietrza zwrotnikowego, które przechodząc przez morze Śródziemne jest zdolne pochłoniąć duże ilości pary wodnej. W zetknięciu z chłodnymi masami polarno-morskimi ciepłe powietrze jest dynamicznie spiętrzone, co powoduje dużą kondensację deszczu w formie ulew. Ponadto masy ciepłego powietrza wykazują dużą tendencję osiadania, wobec czego wystarczą nieduże elewacje terenowe aby wystąpiły spiętrzenia mas powietrznych dając opady. Masy powietrza polarno-morskiego wydzwignęły i spiętrzyły powietrze zwrotnikowe obfite w parę wodną, płynące z kierunku przeciwnego. Tym należy tłumaczyć drugorzędne centra intensywności, daleko wysunięte poza strefę opadów frontu ciepłego. Literatura, omawiając wezbranie Odry i Wisły i dociekając ich przyczyny, nagromadziła obszerne materiały zezwalające podejść z różnych stron do problemu. Poruszone zagadnienia torów depresji i ich frontowych ulew daje się rozwiązać przez wykorzystanie sondaży aerologicznych.

Z. L. Turketty³⁾ w pracy pt. „Sinoptičeskie usłowija wypadenija ekstremalnych osadkow“ podaje przykładowo ruch frontu ciepłego i zimnego z okresu 7 — 9 maja 1941 r. za pomocą termobarycznych pól dolnej połowy troposfery dla 500 mb i dla różnicy 500 i 1000 mm, co pozwala ustalić kierunek napływu tych mas powietrznych, a zatem z przesuwania się układu barometrycznego wraz z jego frontowymi obszarami opadowymi.

Równocześnie dochodzi do wniosku, że obszary intensywniejszych opadów pokrywają się z silniejszymi prądami pionowymi powietrza zarówno w kierunku dodatnim, jak i ujemnym (w górę i w dół). Szybkości prądów zostały wyliczone ze wzoru Djubjaka, które postać we współrzędnych sferycznych jest następująca:

$$W = a \operatorname{se} \varphi [1,5 \cos \varphi N_1 + E_1 + 1,5 \cos \varphi N_2 + E_2 + (1,5 \cos \varphi N_3 + E_3 + 1,5 \cos \varphi N_4 + E_4)].$$

gdzie współczynniki $a = 0,067$, φ = szerokość geograficzna punktu, N i E odpowiednie średnie prędkości wiatrów północnego i wschodniego w każdym z 4 kwadratów koła.

Poniżej podajemy w całości tabelkę prędkości pionowych w strefie opadów depresji barometrycznej w m/sek. na dobę.

Data	0 — 5 mm opadów	5 — 10 mm opadów	> 10 mm opadów	na całym obszarze	
				od 0 mm opad.	od 5 mm opad.
7.V	1,79	3,10	4,60	3,00	4,32
8.V	1,55	2,24	8,72	2,93	5,65
9.V	2,72	5,61	8,54	3,61	6,45
Średnio	2,03	3,65	7,29	3,18	5,47

Z załączonej tabelki wynika związek między wielkością prądów pionowych a intensywnością dobową

¹⁾ Przyczyny meteorologiczne letnich wezbrań Wisły, Prace PIM, 1933.

²⁾ Wł. Milata — Czasopismo geograficzne 1935. Tom XIII. Zesz. 2—4. Meteorologiczne przyczyny powodzi z lipca 1934 r.

Z. L. Turketty³⁾ w pracy pt. „Sinoptičeskie usłowija wypadenija ekstremalnych osadkow. Meteorologija i Gidrologija inform. Zbornik Nr 1, 1949.

opadów. Podczas gdy na obszarach o słabych opadach szybkość prądów pionowych wynosi 2,02 m/sek, to na obszarze silnych opadów średnia prędkość równa się 7,29 m/sek. Poza tym Turketty wylicza na podstawie pomiarów aerologicznych potencjalną możliwość opadów na podstawie wzoru:

$$M_R = \sum_{i=1}^n R_B \cdot S \cdot 10^{-6}, \text{ gdzie}$$

M_R = możliwy całkowity opad w km³,

R_B = średnia intensywność możliwego opadu na danym obszarze, gdyby cały zapas wody uległ kondensacji,

S = przypuszczalny obszar zajęty opadami w km²

R_B = daje się wyliczyć przy pomocy danych aerologicznych,

$$R_B = 0,01 \int \frac{P_u}{P_o} q dp, \text{ gdzie } p = \text{oznacza wilgotność}$$

właściwa dla każdej z powierzchni dp co 50 mb, liczonej u Turketty poczynając od powierzchni gruntu do 5 km wznioś, tj. do połowy troposfery, gdzie

najwięcej nagromadza się pary wodnej; powyżej zapas wody jest stosunkowo mały.

Jakkolwiek wyliczona wielkość opadu potencjalnego nie pokrywa się z wartością rzeczywistą, to porównanie tych wyliczeń z rzeczywistie otrzymanym opadem i ujęcie tylko różnic w formy statystyczne da pewne możliwości porównawcze, z których można korzystać przy układaniu prognoz przeciwpowodziowych.

W naszych warunkach podobne ujęcie zagadnienia przyczynić się może do usprawnienia prognoz przeciwpowodziowych, dzięki możliwości przewidywania intensywności i zasięgu ulew.

Dla ostatecznego wykonania potrzebnych obliczeń i ustalenia przynależnych współczynników trzeba zbierać codzienne dane aerologiczne z terenów południowych. Uważamy też, że dwa pomiary aerologiczne z górnych dorzeczy Wisły i Odry byłyby najbardziej miarodajne. Nadto należałoby korzystać z danych aerologicznych w Bratysławie.

Dostosowanie jakości obserwacji i ich ilości do potrzeb rozwiązania tego problemu usprawnić może w znacznym stopniu prognozy przeciwpowodziowe i mimo zwiększonych kosztów służby meteorologicznej da znaczne korzyści.

Przegląd wydawnictw

TYPIZACJA ŚRODKÓW TECHNICZNYCH TRANSPORTU WODNEGO

Praca pod tym tytułem członka - korespondenta Akademii Nauk ZSRR W. W. Zwonkova ukazała się w wydanej przez Akademię Nauk ZSRR pracy zbiorowej pod tytułem „Zagadnienia zwiększenia wydajności pracy w transporcie”¹⁾. Autor omawia w niej przyjęte podstawy i metody pracy w odniesieniu do typizacji środków technicznych transportu wodnego, dotychczasowe osiągnięcia w tym zakresie oraz plany na przyszłość.

Na wstępie autor przypomina o olbrzymich stratach poniesionych przez transport wodny w okresie ostatniej wojny.

Plan pięcioletni o odbudowie i rozwoju gospodarki narodowej na okres 1946—1950 nie tylko nakładał na transport wodny zadanie znacznego zwiększenia ilości przewozów, wynoszącego np. w transporcie na śródlądowych drogach wodnych aż 38% w porównaniu z okresem przedwojennym, ale przewidywał osiągnięcie tego celu częściowo tylko drogą zwiększenia ilościowego środków technicznych, częściowo zaś przez polepszenie jakości tych środków i właściwszą ich eksploatację.

Charakteryzując środki techniczne transportu na śródlądowych drogach wodnych, autor przede wszystkim zwraca uwagę na ich wyjątkową różnorodność, odnosząc się zarówno do budów wodnych i portów, jak i do obiektów pływających i stoczni remontowych, zaznaczając, że różnorodność ta jest wynikiem nie tylko bardzo odmiennych warunków na poszczególnych drogach wodnych, ale też i nie zwracania dotychczas uwagi na zagadnienie typizacji tych środków. Niezależnie od tego niektóre środki techniczne są przestarzałe. Odnosi się to zarówno do obiektów pływających i śluz, jak i do stoczni remontowych, aczkolwiek w swoim czasie częściowo zmodernizowanych, noszących jednak na sobie ślady odległej przeszłości.

Ta różnorodność typów i wymiarów technicznych transportu wodnego hamuje rozwój tego transportu i podnosi znacznie koszty poczynania, mających na celu lepszą eksploatację tych środków. Dalszy rozwój transportu wodnego wymaga nie tylko oparcia się na podstawach naukowych przy wyborze budów, statków, ich wyposażenia i sprzętu, ale też i takiego wzajemnego powiązania tych środków, aby przy możliwie najmniejszych inwestycjach osiągnąć jak najlepsze wy-

niki eksploatacyjne i aby w jak najwyższym stopniu osiągnąć możliwość dokonywania przewozów masowych. Naukowe podejście do zagadnienia renowacji środków technicznych transportu wodnego na podstawie ich typizacji jest sprawą wielkiej wagi.

Praktyka żeglugi, zarówno śródlądowej, jak i morskiej zna cztery podstawowe grupy normatywów technicznych w bardzo dużym stopniu wpływających na wyniki eksploatacji. Są to: a) głębokość tranzytowa na szlakach wodnych i w portach, b) pojemność statków, c) szybkość statków, d) zdolność urządzeń prac ładunkowych.

Miedzy tymi normatywami ustalone zostały drogą analizy odpowiednie powiązania i najważniejsze, z punktu widzenia kosztów własnych przewozów, rozwiązania dla każdego z nich, w zależności od przewidywanego nasilenia ruchu i lokalnych warunków żeglugowych.

Różne jest znaczenie gospodarcze poszczególnych dróg wodnych w ZSRR, ich stan hydrologiczny, uzbrojenie techniczne i wartość ekonomiczna. Klasyfikacji dróg autor dokonał na podstawie trzech grup wskaźników:

a) eksploatacyjnych, odnoszących się do znaczenia danej drogi wodnej w całokształcie gospodarki narodowej, a więc jej zasięgu, szybkości ruchu, zdolności przewozowej posiadanego taboru, wysokości koniecznych inwestycji i wysokości kosztów eksploatacji na jednostkę przewozu;

b) hydrotechnicznych, a więc przeciętnej i minimalnej głębokości tranzytowej na samych szlakach wodnych i w portach, wymiarów dopuszczonych do żeglugi statków, wymiarów komór śluzowych, długości sezonu nawigacyjnego i niektórych innych wskaźników wtórnych;

c) ekonomicznych, a więc potrzebnych inwestycji, kosztów eksploatacji oddzielnie dla taboru, dróg wodnych i portów oraz minimalnego nasilenia ruchu, przy którym opłacają się inwestycje i kalkulują się koszty przewozu.

Najkorzystniejsze gabaryty dróg wodnych i kanałów oraz głębokości basenów portowych dla poszczególnych klas dróg wodnych ustalone zostały nie dowolnie, a drogą analizy, opierając się na opłacalności wkładów inwestycyjnych i najmniejszym koszcie własnym przewozów w zależności od nasilenia ruchu. Np. dla mniejszych rzek, zamiast dawniejszych nie znormalizowanych budów wodnych o bardzo różnorodnych wymiarach, przewidziano ograniczoną ilość typów śluz, co w przyszłości pozwoli budować jednostki taboru pływającego o bardziej korzystnych wymiarach.

¹⁾ Akademia Nauk. Problemy podwyższenia efektywności roboty transportu. Wydawnictwo Akademii Nauk. Moskwa — Leningrad 1949.

W odniesieniu do taboru pływającego autor zwraca uwagę, że koszt budowy tego taboru jest bardzo wysoki w porównaniu z kosztem budowy taboru kolejowego. Np. w 1941 r. koszt budowy holownika o mocy 300 KM, obliczony w stosunku do 1 KM mocy, był czterdzieści razy wyższy niż analogiczny koszt budowy parowozu towarowego. Częściową przyczynę takiego stanu rzeczy autor widzi w budowie parowozów seriami, a holowników jednostkami. Dlatego też bardzo ważnym jest ustalenie możliwie najmniejszej ilości typów statków.

Ustalane typy statków bez napędu są konstrukcje żelaznej i drewnianej dla ładunków sypkich i żelaznej dla ładunków płynnych. Wymiary tych statków odpowiadają gabarytom dróg wodnych i warunkom eksploatacji poszczególnych klas tych dróg. Wliczenie ustalonych typów jest typ barki nadającej się zarówno do holowania, jak i do popychania. Najmniejszy typ barki może być przewożony na czteroosiowej platformie kolejowej.

Jako źródła napędu statków przyjęte zostały szybkoobrotowe maszyny parowe i motory dla paliw płynnych i gazu. Parametry maszyn parowych ustalone zostały na okres najbliższy (według obecnych możliwości technicznych budowy maszyn) i na przyszłość, przewidując dalsze osiągnięcia nauki i techniki. W szczególności projektuje się wprowadzenie zunifikowanych maszyn parowych o ciśnieniu 19 — 21 atm., w perspektywie doprowadzenia ciśnienia do 55 atm. Jednolity typ urządzenia wytwarzającego energię napędową przy podwojeniu maszyn będzie w możności zapewnić statkowi moc 200 — 400 KM. Przypuszczalna waga takiej maszyny nie będzie przekraczała 6 kg na 1 KM, a rozchód pary 3,5—3,7 kg na 1 KM/godz. Holowniki parowe o mocy 400 KM ze zwykłą maszyną parową mają obecnie długość kadłuba 40 m. Zastosowanie nowych zunifikowanych maszyn parowych pozwoli skrócić długość kadłuba statku do 25 m. Dla motorowców przyjęto jako podstawę sześciocylindrowe silniki o mocy 60, 150, 300 i 400 KM, które zapewniają motorowcom moc od 60 do 1200 KM. Wymiary statków przy zastosowaniu tych silników są prawie dwukrotnie mniejsze od wymiarów statków dawnych typów, a zużycie paliwa wynosi 0,18—0,21 kg na 1 KM/godz. Holownik motorowy o mocy 450 KM będzie 2,5 razy mniejszy od holownika parowego tejże mocy dawnego typu. Badane są również możliwości zwiększenia do tychczasowego stosowania napędu elektrycznego i turbin gazowych.

Autor zwraca uwagę, że nowe typy urządzeń wytwarzających energię napędową pozwolą — przez pokazne zmniejszenie wymiarów kadłubów statków — zmniejszyć ilość stali potrzebnej do ich budowy.

Na śródlądowych drogach wodnych ZSRR znajduje się przeszło 700 portów, a jeszcze więcej przystani. Poszczególne porty i przystanie mają różne znaczenie dla gospodarki narodowej, różną wartość dla przewozów, różne wskaźniki ekonomiczne. Niezależnie od tego mają one zupełnie różnorodne urządzenia techniczne, przy czym w większości przypadków urządzenia te są przestarzałe i nie opowiadają obecnym wymaganiom. W tej sprawie dla racjonalnego rozwoju i racjonalnej eksploatacji portów rozwiązane zostały trzy zagadnienia: 1) opracowane zostały zasady klasyfikacji portów rzecznych na 5 kategorii w oparciu o podstawowe wskaźniki, 2) ustalone zostały ich konieczne wyposażenie i 3) opracowane zostały projekty portów typowych oraz ustalone dla nich parametry typowego wyposażenia, jak nabrzeża, stacje, magazyny, urządzenia ładunkowe i wewnętrzne urządzenia komunikacyjne.

Przechodząc do spraw typizacji stoczni remontowych, autor przypomina, że większość remontowych stoczni rzecznych powstała i rozwijała się jako drobne warszaty poszczególnych przedsiębiorstw żeglugowych. Wprawdzie zostały one w pewnym stopniu zmodernizowane, co pozwoliło na bardziej racjonalną organizację prac remontowych, jednak obecny stan rzeczy jest taki, że istnieje 188 przedsiębiorstw remontowych stoczni rzecznych o różnorodnych urządzeniach i wyposażeniu i bez ściśle określonej specyfikacji. Wadą większości obecnych stoczni jest niestosowanie dotychczas zasady seryjności i potokowości w organizowaniu prac remontowych.

Pokażny wzrost ilościowy taboru pływającego i konieczność stałego podnoszenia jakości technicznej tego taboru wymagają zwracania w stoczniach remontowych specjalnej uwagi na udoskonalenia techniczne i stosowania przy remontach najnowszych osiągnięć w zakresie technologii remontów. Jednym z pierwszych poważnych zagadnień do rozwiązania jest ustalenie typowego wyposażenia technicznego stoczni remontowej i typowego racjonalnego rozplanowania poszczególnych warsztatów stoczniowych.

Podstawowymi parametrami dla klasyfikacji stoczni remontowych są: ilość remontowych obiektów pływających z podziałem ich według kategorii remontów, ilość wykonywanych części lub półwyrobów oraz wartość brutto obsługanej produkcji. Opierając się na tych wskaźnikach ustalono 6 typów remontowych stoczni rzecznych oraz ich typowe wyposażenie.

Autor zwraca uwagę na bardzo ważny składnik stoczni remontowych, a mianowicie na urządzenia techniczne do podnoszenia obiektów pływających (pochylnie, żelźdgi, doki), bowiem, jak wykazały obliczenia, urządzenia obecnie posiadane, nawet przy wzmocnieniu ich wykorzystaniu, pokrywają zaledwie tylko 35—40% zapotrzebowania. W tych warunkach nabiera specjalnego znaczenia przewidywana typizacja urządzeń do podnoszenia obiektów pływających, oparta na tym, że gabaryty obiektów pływających muszą być w ścisłym związku z gabarytami tych urządzeń.

Opierając się na doświadczeniach z ostatniej wojny, autor podkreśla znaczenie typizacji środków technicznych transportu wodnego na wypadek wojny, podając dodatkowe zadania nałożone na transport wodny w okresie ostatniej wojny, a mianowicie:

- dokonywanie znacznych przewozów wojska, rannych, ewakuowanych oraz ładunków zaopatrzenia wojskowego dla odciążenia transportu kolejowego;
- przystosowanie statków do urządzenia z nich przepraw mostowych i promowych;
- przystosowanie statków dla flotylli wojskowych i dla innych pomocniczych celów wojskowych;
- wykorzystanie stoczni remontowych do produkcji sprzętu wojskowego.

Reasumując autor stwierdza, że tylko przez typizację środków technicznych transportu wodnego można uruchomić ich seryjną i masową produkcję, osiągając przez to podstawowy warunek rozwoju transportu wodnego — szybką wzajemną wymiennność tych środków.

Wreszcie autor podaje kolejność poczyną i prac w zakresie typizacji. Z treści artykułu wynika, że wnioski swoje autor przeprowadził w pierwszym rzędzie przez Akademię Nauk ZSRR i przez Wszechzwiązkowy Komitet Normalizacyjny ZSRR i dopiero na skutek powyższych przez te instytucje uchwał, wytyczne autora, zarówno w odniesieniu do projektowanych rozwiązań, jak i do metod pracy, przyjęte zostały przez właściwe ministerstwa: Ministerstwo Floty Rzecznej i Ministerstwo Floty Morskiej do dalszego rozpracowania i wprowadzenia w życie.

Wacław Kwiatużyński

ZMIANY DNA RZEKI WARTY PO WYKONANIU REGULACJI

Pod tym tytułem opublikował dr Lambor pracę traktującą o wpływie regulacji Warty na profil podłużny dna rzeki. Autor słusznie podkreśla, że „W hydrotechnicznych pracach badawczych poświęca się ciągle za mało uwagi badaniom skutków wykonanej regulacji rzek, szczególnie rzek, których regulacja została zakończona przed kilkudziesięciu laty i dzisiaj daje doskonały materiał obserwacyjny dla sprawdzenia założeń hydrotechnicznych stawianych jeszcze z końcem ubiegłego wieku”.

Dodatknie skutki regulacji, jakie obserwujemy na Warcie, mogą dać wiele cennych wskazówek co do metod i sposobów regulacji innych rzek polskich.

Regulacja żeglownego odcinka Warty (od ujścia Prosnego do Odry) została zakończona już w ostatnich latach ubiegłego wieku. Późniejsze prace miały charakter uzupełniający. Z tego też względu Warta posiada wyjątkowo dobre warunki dla zbadania skutków regulacji.

Poregulacyjne obniżenie koryta rzeki określa dr Lambor na podstawie analizy niskich i średnich stanów wody obserwowanych od dawna na ważniejszych profilach wodowskazowych. Wykresy średnich minimumów sporządzone metodą przesuwanych dziesięcioleci wykazują wyraźne podnoszenie się dna w Koninie i Obornikach, a obniżenie się w Poznaniu i Gorzowie oraz początkowe obniżanie się a potem podnoszenie się w Prądach. Za podstawę do ustalenia zmian stanów wody posłużyły wodowskazy, gdzie dno wyraźnie nie zmieniło swego położenia; są to: Pyzdry, Śrem, Skwierzyna a początkowo i Poznań. Zjawiska te zilustrowano na wykresie profilu podłużnego Warty. Analiza wykresów pozwoliła autorowi na dość dokładne opisanie przebiegu zmian w poszczególnych profilach podlegających erozji czy akumulacji.

Wnioski swych badań przedstawia dr Lambor następująco: „Rzeka Warta wskutek wykonanej regulacji nie doznała poważniejszych zmian w położeniu dna rzeki. Równowaga dna nie została naruszona. Zmiany w niwelacji dna w porównaniu z okresem regulacji nie przekraczają 50—60 cm. Na całej badanej przestrzeni rzeki, wynoszącej 440 km, nie zaobserwowano systematycznego wcięcia się koryta rzeki, pomimo wydatnego zwięźnia profilu przez regulację. Wypadek ten jest charakterystyczny i świadczy o trafności obranych założeń hydrologicznych regulacji rzeki“.

(„Wiadomości Służby Hydrologicznej i Meteorologicznej“ (T. II, Z. 4—5. 1951).

Z. M.

BROSZURY O DOKUMENTACJI NAUKOWO-TECHNICZNEJ

Dokumentacja naukowo-techniczna do niedawna jeszcze u nas nieznana wybija się na czołowe miejsce w technice. Przy dzisiejszym stanie nauki i techniki, wskutek różnorodności kierunków zainteresowań i dużej ilości gałęzi techniki, istnieje bardzo obszerna literatura fachowa. Umiejętne korzystanie z tej literatury stanowi dziś już problem, którego niepodobna rozwiązać bez należytej zorganizowanej dokumentacji naukowo-technicznej.

Z tego względu, w zrozumieniu roli i zadań dokumentacji, powołany został przez PKPG Główny Instytut Dokumentacji Naukowo-Technicznej, którego pierwszym zadaniem jest zorganizowanie dokumentacji i jej prowadzenie a dalej dostarczanie światu technicznemu właściwych materiałów dokumentacyjnych dla ułatwienia wykonywanej pracy.

Brak kadr w tej dziedzinie z jednej strony oraz potrzeba podania wskazówek dla należytego korzystania z dokumentacji naukowo-technicznej z drugiej strony spowodowały opracowanie i wydanie przez GIDNT (obecnie Centralny Instytut Dokumentacji Naukowo-Technicznej) następujących dwu broszur:

Praca zbiorowa pt.: „Wykłady z dokumentacji naukowo - technicznej“. Warszawa 1951, PWT, str. 144, cena zł. 11.

Z. Dobrowolski: „Każdy może i powinien korzystać z dokumentacji naukowo-technicznej“. Warszawa 1951, PWT, str. 64, cena zł. 3.

Pierwsza z tych prac przeznaczona jest zarówno dla opracowujących dokumentację naukowo-techniczną, jak i dla korzystających z niej i stanowi materiał do szkolenia kadr dokumentacyjnych. Opracowana została ze szczególnym uwzględnieniem potrzeb inżynierów i techników.

Druga praca przeznaczona jest przede wszystkim dla użytkowników dokumentacji i zawiera informacje dotyczące istoty i przeznaczenia dokumentacji naukowo-technicznej oraz wskazówki jak z niej korzystać. Opracowana została ze szczególnym uwzględnieniem potrzeb racjonalizatorów, przodowników pracy i robotników.

Obydwie prace winny żywo zainteresować ogół hydrotechników i pobudzać do korzystania z usług dokumentacji naukowo-technicznej.

Z. M.

Stanisław Respond — **Słownik nazw geograficznych Polski Zachodniej i Północnej**. Część I. Polsko-Niemiecka. Część II. Niemiecko-Polska. Wrocław—Warszawa 1951. Polskie Towarzystwo Geograficzne. Str. 794, cena zł 50.

Polskie Towarzystwo Geograficzne podjęło się wydania pracy, której brak odczuwało się dotkliwie. Opracowanie Słownika oparte zostało na podstawie prac Komisji Ustalania Nazw Miejscowych powołanej do życia w 1946 r. przez b. Min. Administracji Publicznej w porozumieniu z b. Min. Ziem Odzyskanych. Pracami Komisji kierował wybitny uczony, geograf prof. S. Srokowski, zmarły w 1950 r. który z całym poświęceniem oddał się akcji repolonizacji nazw na dawnych Ziemiach Odzyskanych. Z Komisją współpracowali ponadto naukowcy specjaliści z Instytutów: Bałtyckiego Śląskiego i Zachodniego.

Praca ta tak ważna z punktu widzenia państwowego, administracyjnego i naukowego przeprowadzona została planowo i fachowo. W pierwszym rzędzie należało zgromadzić jak najpełniejszy materiał historyczny, zlokalizować go, zidentyfikować, wreszcie poprawić od strony językowej. W braku materiału historycznego opierano się na wiedzy fachowej językoznawców. W ten sposób ustalono pełny materiał nazewnictwa dawnych Ziem Odzyskanych, dzięki wydanej i ofiarnej pracy całego zespołu uczonych: językoznawców, geografów i historyków.

Na treść obydwu części składają się m. in.: zestawienie miast, gmin i gromad, wykaz alfabetyczny miast i gmin, zestawienie sieci hydrograficznej, wykaz nazw fizjograficznych nie mających odpowiedników niemieckich oraz mapy: podział administracyjny, podział geograficzny Sudetów i sieć hydrograficzna, a wreszcie właściwe słowniki nazw polsko-niemiecki i niemiecko-polski.

Wydanie Słownika było wprost nieodzowne, z uwagi na trudności w korzystaniu z kilkunastu numerów Monitora, w których ogłaszane były nazwy w miarę ich ustalania, z powodu braku układu alfabetycznego haseł polskich. Jak słusznie zauważa autor, wydawnictwo zastąpić może do pewnego stopnia brakujący dla tych ziem Słownik Geograficzny. Polskiemu T-wu Geograficznemu należy się uznanie za wydanie tej pracy.

Z. M.

E R R A T A

W numerze 2-gim zauważyliśmy nast. błędy i opuszczenia:

1. str. 18 kol. lewa wiersz 1 od dołu jest — „Za początek wszechrzeczy przyjmował ogień“.
2. str. 18 kol. prawa wiersz 3 od góry jest „Hera-klit (V w. przed Chr.) powinno być „Hera-klit (V w. przed Chr.) za początek wszechrzeczy przyjmował ogień“
3. str. 20 kol. lewa wiersz 23 od góry jest — „Bec-querela“ powinno być „Becquerela“
4. str. 19 kol. prawa, wiersz 2 od góry jest „Parace-sus“ powinno być „Paracelsus“
5. str. 6 kol. prawa, wiersz 26 od dołu jest „...go jed-nym z warunków remontu wzorcowego“ po-winno być „... pełni wyższość remontu wzor-cowego“
6. str. 6 kol. prawa wiersz 19 od dołu jest „29 ma-szyn“ powinno być „20 maszyn“
7. str. 7 tabela 1 jest — „pak. Skoda OB2 107,1“ po-winno być „pak. Skoda OB 2 1071“
8. str. 7 kol. lewa wiersz 6 od dołu „przy remontach tytoniowych“ powinno być „przy remontach maszyn tytoniowych“
9. str. 7 kol. prawa wiersz 22 od dołu jest „wyso-kości 4 547 800 zł.“ powinno być — „wyso-kości 48.547.800 zł“

Do naszych Czytelników

Opłacanie prenumeraty zleconej u listonoszy lub w placówkach pocztowych jest najtańszym i najpraktyczniejszym sposobem regularnego otrzymywania „Gospodarki Wodnej”.

Przy dokonywaniu wpłaty, która wynosi w prenumeracie zleconej kwartalnie zł 22.50, półrocznie zł 45, rocznie zł 90 nie trzeba wypełniać blankietu i nie ponosi się dodatkowych kosztów przesyłki pieniędzy,

„Gospodarka Wodna” jest doręczana przez listonosza do mieszkań Czytelników.

Urzędy pocztowe i listonosze przyjmują wpłaty na prenumeratę zleconą dla miesięczników na III kwartał do 15-go czerwca, na IV kwartał do 15 września.

Opłacenie prenumeraty do końca roku zapewni regularne otrzymywanie naszego czasopisma. Powyższe dotyczy tylko prenumeraty normalnej, a nie ulgowej.

Wydawca: NACZELNA ORGANIZACJA TECHNICZNA

REDAGUJE KOMITET:

REDAKTOR NACZELNY — Inż. M. CHUDZYŃSKI

REDAKTORZY DZIAŁOWI: Inż. Z. MIKULSKI, Inż. K. PUCZYŃSKI, Inż. A. RIEDEL,
Inż. T. SUSZCZEWSKI, Inż. J. WOKROJ Dr Inż. Z. SOCHOŃ.

REDAKTOR TECHNICZNY: JÓZEF IŻYCKI

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

Konto PKO I-19873/110

BIBLIOTEKI NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

BIBLIOTEKA GŁÓWNA — WARSZAWA, CZACKIEGO 3/5

P o s i a d a:

Czytelnię czasopism

obejmującą 1400 tytułów czasopism technicznych

bibliotekę podręczną

z działami: **encyklopedii** w 450 voluminach
słowników „ 150 „
podręczników podstawowych „ 550 „

k s i ę g o z b i ó r

w ilości 10.000 voluminów, obejmujący wydawnictwa techniczne, techniczno—gospodarcze i literaturę marksistowską.

Biblioteka uzupełnia stale swój księgozbiór wszelkimi nowymi publikacjami technicznymi polskimi, zagranicznymi, jak również wydawnictwami antykwarycznymi.

B I B L I O T E K A I C Z Y T E L N I A

czynne są codziennie w dni powszednie w godzinach 9 — 19

BIBLIOTEKI ODDZIAŁOWE NOT

w Białymstoku
w Bydgoszczy
w Częstochowie
w Gdańsku
w Gliwicach
w Katowicach

w Kielcach
w Krakowie
w Lublinie
w Łodzi
w Olsztynie
w Opolu

w Płocku
w Poznaniu
w Rzeszowie
w Szczecinie
w Wałbrzychu
w Wrocławiu

są zaopatrzone

w literaturę techniczną **polską i zagraniczną**

posiadają

księgozbiory, obejmujące wydawnictwa techniczno—gospodarcze, ogólnotechniczne i branżowe oraz literaturę marksistowską

są dobrze zapatrzone

w techniczne czasopisma polskie i zagraniczne, w szczególności radzieckie.