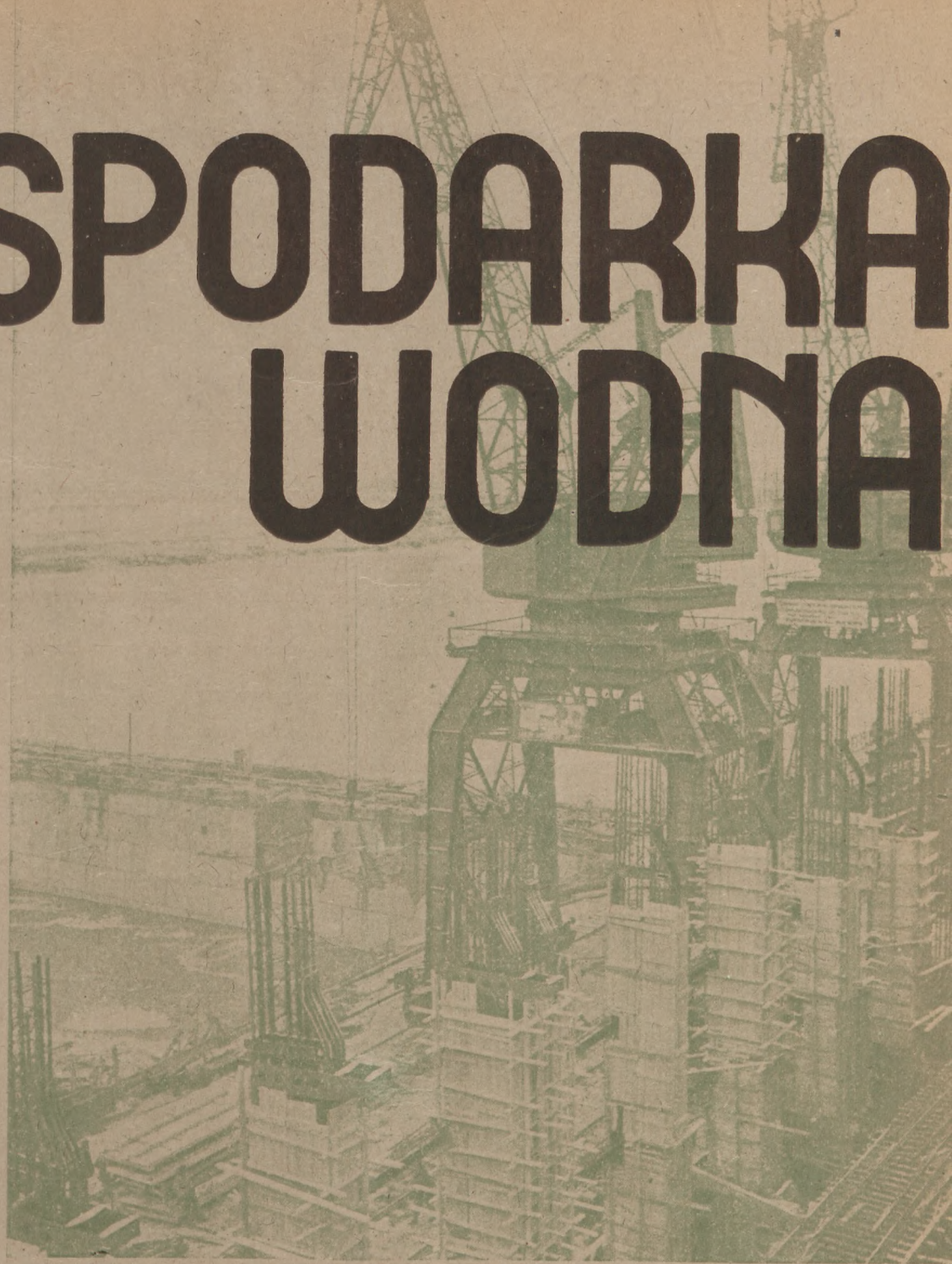


GOSPODARKA WODNA



MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI
I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XII

WARSZAWA, PAŹDZIERNIK 1952 r.

Nr 10

WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

T R E Ś Ć

Wielkie dni	361
-----------------------	-----

DZIAŁ I — PLANOWANIE, ORGANIZACJA

Inż. Adolf Riedel — Kanał Wołga — Don ogniwnem wielkiego planu	363
Inż. Zbigniew Dziewoński — Perspektywy rozwoju budownictwa wodnego w świetle ostatnich osiągnięć w Związku Radzieckim	366

DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

Prof. dr inż. Jerzy Ostromęcki — Zmiany jednostkowe elementów bilansu wodnego w zlewni pod wpływem zabiegów rolniczych	370
Prof. dr inż. Kazimierz Dębski — Parowanie z wolnej powierzchni zbiorników wodnych	375

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

Dr inż. Józef Matusewicz — Zasady przygotowania terenu zbiornika pod zalew	378
Inż. Zygmunt Żarnecki — Filtracja wody przez wały w świetle badań radzieckich	385
Inż. Jan Wokroj — Budowle kierujące w profilach mostowych	392

DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO

Inż. Roman Stobnicki — Mechanizacja robót wodno-melioracyjnych i kierunki jej rozwoju	395
Przegląd Wydawnictw	400

СОДЕРЖАНИЕ

S O M M A I R E

C O N T E N T S

Беликие дни,	Grandes Journées.	Great days.
Канал Волга-Дон как звено Большого плана,	Canal Volga — Don comme élément du Grand Plan.	The Volga-Don Canal as element of the Big Scheme.
Перспективы развития гидротехнического строительства с точки зрения последних достижений в СССР,	Perspectives recentes de l'aménagement des eaux sur la base de l'experimentation dans l'URSS.	Perspectives of progress in water engineering constructions in consideration of the last experiences in USSR.
Единичные изменения в элементах водного баланса в бассейне под влиянием агрокультурных мероприятий,	Echange des éléments du bilan hydraulique dans le bassin sous l'influence des manipulations agricoles.	Unitary alterations of water balance elements in a basin under the influence of field engineering operation.
Испарение со свободной поверхности водохранилищ,	Evaporation sur la surface libre des retenues d'eau.	Evaporation from free surface of water reservoirs.
Основы приготовления под затопление площади водохранилищ,	L'aménagement du terrain pour la retenue d'eau.	Principles of preparing the ground of water reservoir for inundation.
Фiltrация воды через дамбы с точки зрения советских исследований,	Filtration d'eau à travers les digues en URSS.	Filtration of water through the dykes with the view to experiences in USSR.
Направляющие конструкции в сечении мостов,	Construction directrices de l'eau pour les ponts.	Guiding constructions in bridge profiles.
Механизация водно-мелиоративных работ и перспективы ее развития,	Mécanisation des travaux d'hydraulique agricole et leur développement.	Mechanisation of water engineering works and the lines of its development.
Обзор печати.	Revue des publications.	Review of publications.

GOSPODARKA WODNA

MIESIĘCZNIK

POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XII

WARSZAWA, PAŹDZIERNIK 1952 R.

Nr 10 (71)

Wielkie dni

Jesień 1952 r. jest przełomowym okresem w naszym życiu politycznym i gospodarczym. Jest to okres wielkiej i odpowiedzialnej kampanii politycznej, która przyczyni się do dalszej aktywizacji mas ludowych, stając się czynnikiem dalszego wzmocnienia naszego państwa ludowego. Podstawą rozwoju stosunków politycznych i kulturalnych kraju są stosunki ekonomiczne. Z nich wyrasta i na nich opiera się cała nadbudowa polityczna, prawna i ideologiczna Państwa. Stosunki te ulegały na przestrzeni ostatnich lat i ulegają w dalszym ciągu daleko idącym przeobrażeniom. Odzwierciedleniem tych przemian jest nasza Konstytucja, wyrosła z wielkiego dorobku polskiego i międzynarodowego ruchu robotniczego, z jego bohater-skich tradycji, z jego internacjonalizmu i głębokiego patriotyzmu.

* * *

W dniu 26 października odbędą się wybory do Sejmu Polskiej Rzeczypospolitej Ludowej. W wyborach tych naród polski wypowie się za dalszą realizacją Planu Sześcioletniego, za dalszym wielkim budownictwem przekształcającym nasz kraj w kraj uprzemysłowiony o wysokim poziomie techniki w przemyśle i rolnictwie. Wypowie się w pełnej świadomości, że przekształcenie Polski w kraj przemysłowy, to gwarancja wielkości i niepodległości, to podniesienie dobrobytu materialnego najszerzych mas ludowych, to wzrost realnych zarobków robotników i pracowników umysłowych, to dalsze podniesienie się dobrobytu wsi pracującej.

Dotarła bowiem do świadomości szerokich mas ta wielka prawda, że tylko przez rozwój gospodarczy, przez uprzemysłowienie kraju, przez podniesienie poziomu technicznego w przemyśle i rolnictwie — możliwe jest stałe podnoszenie dobrobytu.

Walka o pokój, walka przeciwko imperialistycznym zakusom amerykańskim, walka z neohitlerowskim rewizjonizmem niemieckim — to nakaz polskiej racji stanu, dyktowany najistotniejszymi interesami narodu polskiego.

Wybory przypadają na okres, kiedy przed krajem stoją rosnące zadania gospodarcze. Jesteśmy u schyłku trzeciego roku, decydującego o wykonaniu Planu 6-letniego.

Realizując nasz wielki program inwestycyjny, wzorujemy się na sławnych pięciolatkach Związku Radzieckiego, pięciolatkach, które przekształciły zacofany i nierozwinięty gospodarczo niegdyś kraj w kraj wielki i bogaty, w kraj przodującej techniki, w kraj zwycięskiego socjalizmu.

Wśród naszych wielkich budów socjalizmu pierwsze miejsce zajmują budowy hutnicze, jako podstawa do uprzemysłowienia kraju. Bez nich bowiem nie może rozwinąć się przemysł maszynowy, od którego zależą wszelkie udoskonalenia techniczne i rozwój wszystkich gałęzi gospodarki narodowej z budownictwem i komunikacją na czele.

Nowa Huta pod Krakowem, Huta im. Bolesława Bieruta w Częstochowie, rozbudowa huty Kościuszko w Chorzowie, budowa wielkiej walcowni w hucie Bobrek, budowa huty stali szlachetnej w Warszawie, wreszcie rozbudowa, rekonstrukcja i modernizacja szeregu starych hut polskich zwiększą kilkakrotnie produkcję hutniczą Polski przedwojennej.

W rozbudowie ciężkiego przemysłu hutniczego zagadnienie dostarczania wody, gospodarki wodnej w zakładach przemysłowych oraz odprowadzania ścieków, stanowiąc ważny i często skomplikowany czynnik — rozwiązywane są przez polską hydrotechnikę w połączeniu z innymi zagadnieniami wodnymi, jak wodno-komunikacyjnymi, wodno-melioracyjnymi itd.

Duży nacisk kładzie Plan 6-letni na rozwój energetyki. Nasze dotychczasowe upośledzenie na tym polu zlikwidujemy szeregiem nowych olbrzymich elektrowni i rozbudową istniejących. Wśród nich coraz większą pozycję zajmują elektrownie wodne — czynna już Elektrownia im. L. Waryńskiego w Dy-chowie, elektrownie w Porąbce, Koronowie i inne, wreszcie budowa wielkiego zbiornika i zapory wraz z siłownią wodną w Czorsztynie na Dunajcu rozszerzy w znacznym stopniu bazę energetyczną w Polsce.

W oparciu o rozbudowę hutnictwa i energetyki w szybkim tempie postępuje rozwój przemysłu maszynowego.

Równie silne tempo rozwoju, jak przemysł maszynowy, cechuje przemysł chemiczny: fabryki kwasu siarkowego w Wizowie i Busku, fabryki włókna sztucznego w Gorzowie i Jeleniej Górze, wielki kombinat chemiczny w Oświęcimiu, zakłady chemiczne „Rokita” w Brzegu i „Boruta” w Zgierzu, rozbudowa fabryk sody w Mławach i Borku Fałęckim, zakłady fermentacyjne w Tarchominie — oto ważniejsze obiekty przemysłu chemicznego.

Również — jak w przemyśle hutniczym — w rozbudowie przemysłu maszynowego, a przede wszystkim chemicznego problemy wodne występują w b. silnym stopniu, rozszerzając dotychczasowy, dosyć wąski zakres pojęcia gospodarki wodnej i budownictwa wodnego.

Uprzemysłowienie kraju i rozwój budownictwa wymaga rozszerzenia produkcji materiałów budowlanych. Powstają w ramach Planu 6-letniego trzy wielkie cementownie: w Opolu, Wierzbicy i Rejowcu, nowe wielkie, zmechanizowane całkowicie cegielnie w Zielonce pod Warszawą i w Zastawicach pod Krakowem.

Jest rzeczą zrozumiałą, że wśród budowli Planu 6-letniego na czoło wysuwa się przemysł ciężki, przemysł wytwarzający środki produkcji, stanowiący podstawę rozwoju wszystkich działów gospodarki narodowej: rolnictwa, transportu, gospodarki komunalnej i mieszkaniowej. Rozbudowa przemysłu ciężkiego umożliwi dopiero stworzenie właściwych proporcji w rozwoju gospodarki narodowej. Dlatego też dynamika rozwoju przemysłu lekkiego wzrasta wybitnie dopiero w oparciu o rozbudowę przemysłu ciężkiego.

Z inwestycjami o charakterze przemysłowym wiąże się również wielkie budownictwo mieszkaniowe, prowadzone w kilkudziesięciu miastach i osiedlach. Do najważniejszych należą: Warszawa z kilkunastu osiedlami, miasto Nowa Huta pod Krakowem, Nowe Tychy, rozbudowa miasta Pyskowice koło Gliwic, odbudowa Starego i Nowego Gdańska.

W związku z rozbudową i uprzemysłowieniem miast powstają nowe problemy w dziedzinie gospodarki komunalnej w zakresie rozbudowy wodociągów i kanalizacji, budowy ulic, placów, parków i komunikacji miejskiej.

Do największych budów tego rodzaju należy zaopatrzenie w wodę dwóch najważniejszych ośrodków przemysłowych: Górnego Śląska i Łodzi. Dla zaopatrzenia pierwszego buduje się wielki zbiornik w Goczałkowicach na Górnej Wiśle, skąd kilkudziesięciokilometrowym rurociągiem popłynie woda do centrum Górnego Śląska, cierpiącego na wielki niedostatek wody.

Łódź otrzyma wodę z Pilicy dostarczaną również kilkudziesięciokilometrowym rurociągiem.

Największą inwestycją komunikacyjną komunalną jest metro warszawskie. Dzięki pomocy radzieckiej budowa ta wkroczyła już mocno w stadium realizacji.

* * *

W zakresie budownictwa wodnego — poza wspomnianymi wyżej urządzeniami gospodarki wodnej dla przemysłu oraz budową siłowni wodnych — realizowany jest dla usprawnienia żeglugi stopień wodny na Odrze poniżej Wrocławia, oraz podobny stopień i port na Wiśle dla Nowej Huty, dalej realizuje się port przemysłowy na Żeraniu.

Opracowano projekt użegłownienia rzeki Bug celem połączenia naszych dróg wodnych z siecią wodną Związku Radzieckiego. Będzie to część magistrali wodnej Wschód — Zachód.

Projekt ten stanowi klasyczny przykład kompleksowego rozwiązania gospodarki wodnej, obejmując nie tylko zagadnienie komunikacyjne, ale i wykorzystanie wód rzeki dla siłowni wodnych oraz nawodnienia znacznych obszarów cierpiących na brak wody.

Można by wliczyć wiele innych, mniejszych obiektów i urządzeń gospodarki wodnej w Planie 6-letnim, służących dla przemysłu, rolnictwa, komunikacji, energetyki, gospodarki komunalnej. Budownictwo wodne pojęte jako całość wzrasta z roku na rok, zbliżając się do zajęcia właściwej mu pozycji w rozwoju i rozbudowie Socjalistycznej Polski.

Większe jeszcze jednak zadania czekają polską hydrotechnikę w nowym, 5-letnim Planie, który będzie uchwalony przez Sejm wybrany 26 października.

„Rozpoczniemy budowę wielkich zapór wodnych i kanałów żeglownych, wielkich elektrowni na Wiśle i Bugu, które umożliwią zelektryfikowanie zacołanych połaci kraju. Wykorzystanie naszych zasobów wodnych do melioracji łąk i pastwisk oraz nawodnienia gruntów ornych pozwoli na znaczny wzrost urodzajów i rozwój hodowli. Wielkie budowle socjalizmu staną się podstawą techniczną szybkiego rozwoju i przebudowy rolnictwa“.

Wielkie wodne budowle socjalizmu w Polsce realizuje się niemal równocześnie z gigantycznymi budowlami komunizmu w Związku Radzieckim. Opublikowany projekt dyrektyw XIX Zjazdu WKP(b) wymienia szereg obiektów budownictwa wodnego, stanowiących kontynuację ukończonych już oraz będących obecnie w budowie. Tak jak dyrektywy XIX Zjazdu, również i program Frontu Narodowego zwracają baczną uwagę na b. ważny moment, mianowicie na jak największe zmechanizowanie robót ciężkich i pracochłonnych w budownictwie, co wpłynie dodatnio na wydajność pracy i ulży poważnie trudowi człowieka.

Mówiąc o wielkich budowlach socjalizmu w Polsce, nie można pominąć budowy, która stała się najbardziej wymownym symbolem przyjaźni polsko-radzieckiej — Pałacu Kultury i Nauki w Warszawie. Ten olbrzymi gmach budowany sumptem Związku Radzieckiego przez radzieckich inżynierów, techników i robotników, przy zastosowaniu najnowocześniejszych metod technicznych i organizacyjnych, stanie się dla nas szkołą socjalistycznego nowoczesnego budownictwa.

* * *

W dziedzinie hydrotechniki przyjaźń i pomoc Związku Radzieckiego występuje zarówno przy ustalaniu założeń projektowych wielkich rozwiązań hydrotechnicznych, jak i przy sporządzaniu dokumentacji technicznej oraz w samym wykonywaniu budowli, łącznie z dostawami maszyn i urządzeń. Dość wymienić tu pobyt w Polsce ekspertów radzieckich z zakresu komunikacji wodnej, którzy wnieśli wiele podstawowego i cennego materiału do zagadnień drogi wodnej Wschód — Zachód, użegłownienia Wisły i innych zagadnień wodno-komunikacyjnych. Akademik ZSRR prof. I. Szarow podczas swego pobytu w Polsce przekazał szereg cennych doświadczeń oraz wyników nauki i praktyki radzieckiej w zakresie wodno-melioracyjnym.

Obecnie bawi w Polsce prof. Bielikow, studiując poszczególne zagadnienia wodno-melioracyjne i udzielając fachowych rad i wskazówek.

Z drugiej strony kilkakrotnie wyjazdy naszych czołowych hydrotechników do Związku Radzieckiego pozwalały na zapoznanie się z osiągnięciami nauki i techniki radzieckiej oraz z metodami organizacji i przebiegu budowy wielkich obiektów hydrotechnicznych i gospodarki wodnej. Wreszcie dostarczenie przez Związek Radziecki turbogeneratorów dla elektrowni wodnej w Dychowie oraz bezpośredni udział fachowców radzieckich umożliwiły szybką odbudowę tej siłowni.

Tych kilka wymienionych przykładów świadczy o dużym wkładzie przyjaznej pomocy ze strony nauki i techniki radzieckiej w realizacji naszych planów gospodarczych na odcinku gospodarki wodnej i budownictwa wodnego.

* * *

W nowych warunkach, w jakich idziemy do wyborów, olbrzymia większość narodu skupiona jest wokół Frontu Narodowego, frontu walki o pokój i Plan 6-letni.

Wszystkie działające w kraju stronnictwa polityczne i organizacje społeczne dążą do wspólnego celu: budowy Polski silnej, sprawiedliwej, szczęśliwej — Polski Socjalistycznej. Polski świat hydrotechniczny, który zdał chlubnie egzamin przy realizacji 3-letniego Planu Odbudowy, który walczy o wykonanie Planu 6-letniego na odcinku gospodarki wodnej, nie zawiedzie i dzisiaj, idąc do wyborów pod hasłem „Inżynierowie i Technicy w szeregach Frontu Narodowego walki o postęp techniczny, pokój i socjalizm“. Polski świat hydrotechniczny jest bowiem świadom swej współodpowiedzialności za dalszy rozwój gospodarki wodnej i budownictwa wodnego w Polsce, jest świadom, że „inteligencja wyzwolona z poniżającej zależności od burżuazji znalazła dzięki władzy ludowej szerokie możliwości rozwoju i zastosowania swych zdolności twórczych, stała się niezbędną i cieszącą się szacunkiem częścią składową wielkiej armii budowniczych nowej Polski“.

DZIAŁ I – PLANOWANIE, ORGANIZACJA

INŻ. ADOLF RIEDEL

Kanał Wołga – Don – ogniwem wielkiego planu*)

Zadania postawione przez Rząd Związku Radzieckiego w sprawie budowy i oddania do eksploatacji Wołżańsko-Dońskiego Kanału Żeglownego, Cymłańskiej Elektrowni Wodnej i urządzeń dla nawodnienia w pierwszym etapie 100 tys. ha nawiedzanych przez posuch ziem w obwodzie rostowskim — zostało wykonane w ustalonym terminie.

Nowo zbudowanemu kanałowi dekretem Prezydium Rady Najwyższej ZSRR nadano nazwę „Wołżańsko-Doński Kanał Żeglowny im. Włodzimierza Iljicza Lenina”.

Została zrealizowana idea, powstała jeszcze przed 400 laty, idea połączenia niezwykle rozgałęzionego systemu Wołgi wchodzącej do zamkniętego Morza Kaspijskiego ze zlewnią Morza Czarnego za pośrednictwem rz. Donu.

Na przestrzeni tego czasu sporządzono przeszło 30 projektów tego połączenia, oraz kilkakrotnie przystępowano do robót wykonawczych. Wszystkie znane projekty bazowane były na trzech koncepcjach: pierwsza przewidywała połączenie Donu i Wołgi w górnych ich biegach przez połączenie i użeglownienie ich dopływów, druga przewidywała podobne połączenie biegów środkowych Donu i Wołgi tam, gdzie są one do siebie najbardziej zbliżone, wreszcie trzecia połączenie biegów dolnych w rejonie największego ich zbliżenia, za pomocą sztucznego kanału żeglugi.

Pierwsze roboty zapoczątkowali Turcy w okresie opanowania kraju, gdy sułtan Selim II zainicjował połączenia Donu i Wołgi w środkowym ich biegu wy-

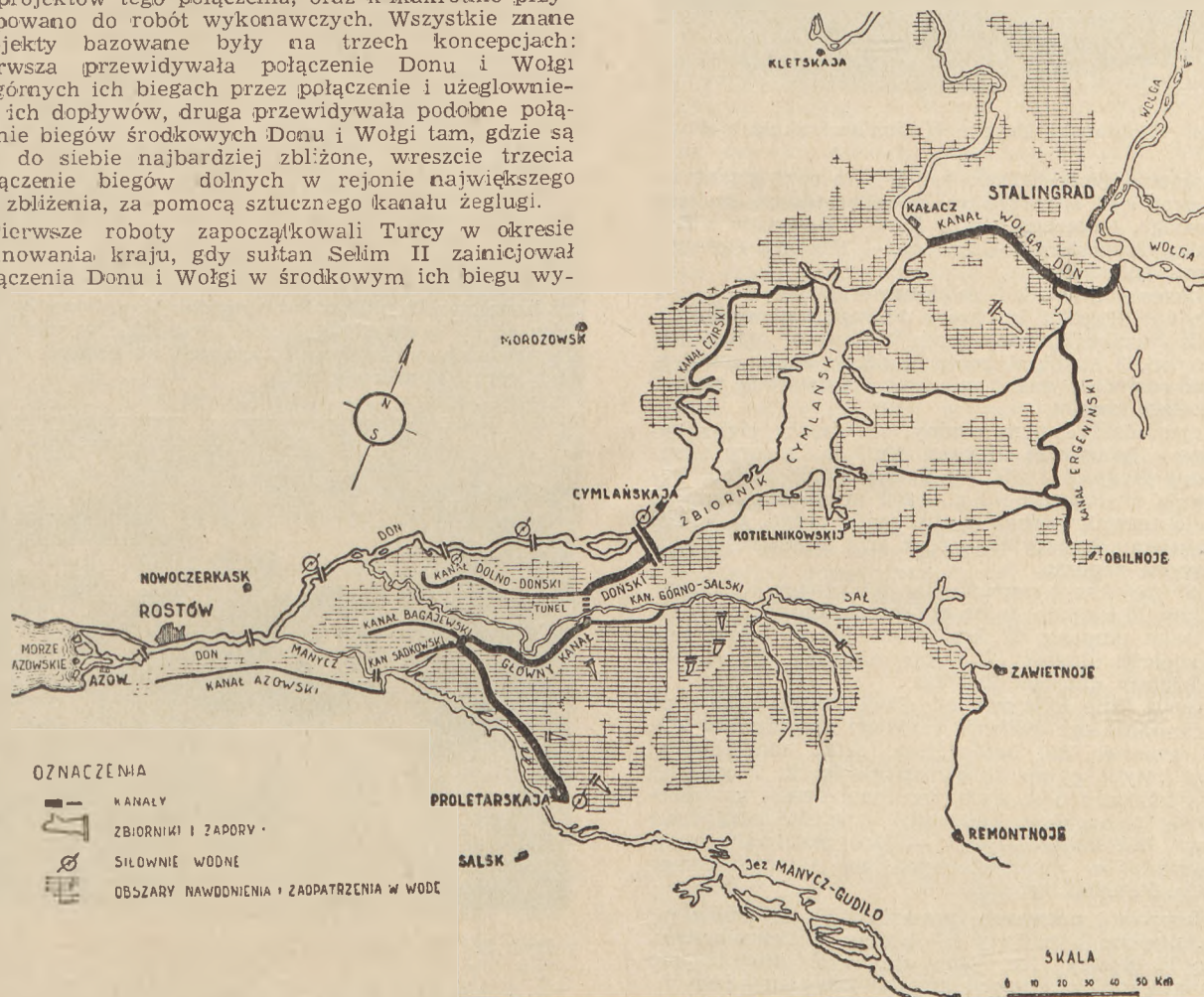
korzystując w tym celu dopływy Iłowle i Kamyżankę.

Po raz wtóry zadanie to usiłował w sto lat później zrealizować Piotr I łącząc górne biegi Donu i Wołgi.

Roboty zostały wykonane i w ciągu kilkunastu lat połączenie było eksploatowane, jednak braki techniczne spowodowały jego likwidację.

Na przestrzeni wieku XIX powstał cały szereg dalszych projektów, bazujących na połączeniu dolnych biegów Donu i Wołgi.

Już w pierwszym okresie swego istnienia władza radziecka, doceniając wielką rolę tego połączenia, wysunęła jego realizację na czoło inwestycji państwowych, co znalazło swój wyraz w Uchwale Rady Komisarzy Ludowych powziętej na wniosek Lenina w dniu 14 maja 1918 roku.



Rys. 1. Szkic sytuacyjny wielkich budowli w obrębie drogi wodnej Wołga — Don.

*) Patrz: Inż. M. Chudzyński i inż. K. Puczyński — Droga wodna Wołga — Don — kanałem pięciu mórz, „Gospodarka Wodna” Nr 7-8/51 oraz inż. L. Skibniewski — Rys historyczny projektu połączenia Wołgi z Donem „Gospodarka Wodna” Nr 10/51.

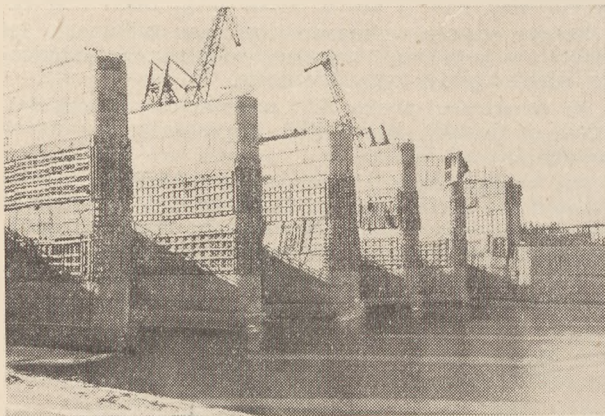
Uruchomienie Wołgo-Dońskiego Kanału Żeglownego jest wydarzeniem o światowym znaczeniu.

W ciągu krótkiego czasu wykonana została budowla, która przewyższa największe tego rodzaju urządzenia, wznoszone w ciągu długiego szeregu lat, jak Kanał Sueski, Panamski, Kiloński.

Reakcyjna prasa amerykańska, słysząc o terminach ukończenia budowy, twierdziła, że jest to „fantazja” a właściwie „chwyt propagandowy”. Obliczano, że Związek Radziecki może tę budowę wykonać nie prędzej niż w ciągu 20—30 lat.

Nie należy się temu dziwić, Amerykanie mierzyli swoją miarką: Kanał Panamski budowano 35 lat, Kanał Sueski 22 lata, a kanał Wołga—Don zbudowano w ciągu 4 lat.

Budowa kanału rozwiązała jedną z najtrudniejszych części problemu Wielkiej Wołgi, obejmującego plan całkowitego i racjonalnego wykorzystania tej wielkiej rzeki dla transportu, energetyki, nawadniania, gospodarki rybnej, złagodzenia klimatu.



Rys. 2. Cymłańska Zapora Wodna w trakcie budowy.

Połączenie Wołgi i Donu zakończyło cykl gigantycznych prac nad stworzeniem głębokowodnego systemu żeglownego, łączącego Morze Białe i Bałtyckie z Kaspijskim, Azowskim i Czarnym — Moskwa stała się portem pięciu mórz.

W okresie 1949—1952 zbudowano:

- 1) kanał długości 101 km z 13 zaporami wodnymi, 13 śluzami komorowymi, 7 śluzami przepustowymi, 3 stacjami pomp, 2 przegrodami awaryjno-remontowymi, 8 mostami i autostradą wzdłuż całego kanału,
- 2) cymłański system wodny, składający się z zapory betonowej długości 495,5 m, zapory ziemnej długości 12 750 m, 2 śluz komorowych, kanału żeglownego dług. 4 900 m między śluzami, elektrowni wodnej, portu wejściowego, głównego systemu irygacyjnego oraz linii kolejowej i szosy na zaporze,
- 3) główny kanał nawadniający, biegnący od zapory cymłańskiej do dolno-dońskiego kanału rozdzielczego długości 27 km, dolno-doński kanał rozdzielczy długości 72,9 km, azowski kanał rozdzielczy długości 92,2 km,
- 4) nowe linie kolejowe od stacji Morozowskaia do cymłańskiego systemu wodnego długości 174 km.

185 koparek, 500 buldożerów, setki samochodów, wielka flotyła pomp, flotyła pogłębiarek, 7 wielkich fabryk betonu i olbrzymie, zmechanizowane przedsiębiorstwa pomocnicze budowały tę wielką magistralę wodną. Dla kanału Wołga — Don pracowało około 1 500 zakładów przemysłowych na terenie całego Związku Radzieckiego.

Wykopano i nasypało przeszło 150 milionów m³ ziemi, ułożono 3 miliony m³ betonu i żelazobetonu, zabito 15 tysięcy ton pali stalowych, zmontowano 44 tysiące ton konstrukcji metalowych i urządzeń.

Jakim celem ma służyć kanał Wołga — Don?

P o p i e r w s z e — będzie to komunikacyjna droga wodna o wielkim znaczeniu, droga wiążąca wysoce uprzemysłowione Zagłębie Dońskie z rozwijającym się szybko dorzeczem Wołgi, a przez Wołgę z olbrzymimi połaciami kraju.

Przez kanał Wołżańsko-Doński przepłynie wielki potok ładunków.

Z północnych i centralnych rejonów kraju popłyną do rejonów południowych położonych nad Morzem Kaspijskim i Czarnym maszyny i obrabiarki wypro-

dukowane w fabrykach Leningradu, Moskwy i innych ośrodków przemysłowych, popłyną materiały budowlane, drewno, cement, wyroby przemysłowe. W przeciwnym kierunku popłyną statki załadowane produktami zakładów hutniczych Południa, węglem z Donbasu, zbożem z nad Donu i Kubania, rybami z morza Azowskiego i Czarnego. Już w roku bieżącym obrót przeładunkowy kanału wyniesie kilkaset tysięcy ton, a w r. 1955 zwiększy się kilkakrotnie.

Poważną rolę odegra również komunikacja pasażerska. Podróż trasą wodną Moskwa—Rostów (dzień i noc) stanowić będzie wielką atrakcję turystyczną.

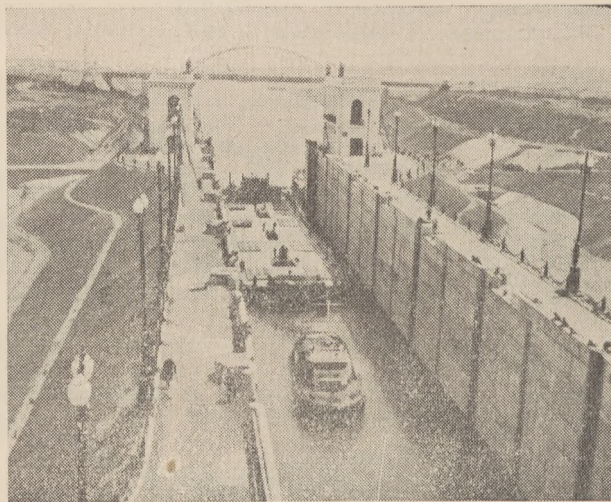
Aby zapewnić nieprzerwany ruch towarowy i pasażerski, zorganizowano specjalną flotę, w skład której wchodzi parowiec z instalacją do wytwarzania wysokiego ciśnienia i szybkie spaliniowce z silnikami Diesla. Buduje się specjalne barki metalowe o dużej pojemności, przystosowane do ruchu przy dużej fali na zbiornikach.

O kolosalnych oszczędnościach uzyskanych na tym polu świadczą następujące cyfry: na wybudowanie 1 km kolei żelaznej potrzeba 120 ton metalu, tymczasem na 1 km drogi wodnej potrzeba wszystkiego 10 ton metalu; transport kolejowy zużywa 2 razy więcej opału niż transport wodny; globalna oszczędność opału wyniesie po wykończeniu wszystkich rozpoczętych obecnie budowli wodnych ponad 50 milionów ton węgla rocznie.

P o d r u g i e — przepływająca woda uruchomi ogromne turbiny Cymłańskiej Hydro-elektrowni, która stanowi część planu elektryfikacji całego kraju, zakrojonego na niezmąganą w świecie skalę.

Przez cymłański hydroweżel z Donu przepływać będzie w latach przeciętnych co do obfitości opadów około 23 miliardów m³ wody. Dotychczas ¼ wód wczesnych zatapiało niziny nad Donem i spływało bezużytecznie do Morza Azowskiego.

Obecnie przeszło 17 miliardów m³ wody otrzymało inny kierunek: 9 miliardów uruchomi turbiny Cymłańskiej Elektrowni Wodnej, która da rolnictwu i przemysłowi wiele setek milionów kilowatów energii elektrycznej rocznie, jeden miliard pójdzie na śluzę kanałową, 7 miliardów nawodni ¼ miliona hektarów suchych gruntów, 2 miliony hektarów pastwisk, uzupełni stawy i zbiorniki, których pojemność wynosi z górą 23 miliardy m³.



Rys. 3. W jednej ze śluz kanału Wołga — Don.

Wybudowane w ciągu najbliższych czterech—pięciu lat, elektrownie wodne dadzą 22,5 miliarda kilowatów energii elektrycznej rocznie, co pozwoli na dalszą wielką mechanizację robót w mieście i na wsi. Prąd ten będzie jednocześnie uruchamiać pompy, które posyłać będą wodę na spragnione jej obszary.

Zwiększy się intensywność i mechanizacja gospodarki rolnej Cymłańska Elektrownia Wodna da taną energię elektryczną nie tylko przemysłowi, lecz również rolnictwu całego nawodnionego rejonu. Znajdzie ona najszersze zastosowanie przy zasadniczych

robotach rolnych — orce, siewie, uprawie ugorów, kultury okopowych, spręcie zbiorów. Zwiększy się wydajność pracy rolników, podwyższy urodzajność pól.

P o t r z e c i e — stworzony zostaje jeden potężny system nawodniający, zmieniający glebę, jej właściwości, pozwalający osiedlać się na terenach dotychczas martwych.

Kanał Wołga — Don przekształca olbrzymie suche obszary w urodzajne gleby. Na nawodnionych gruntach, w okolicach najbardziej cierpiących na posuchę, uprawiać się będzie bawełnę, trawy pastewne; w okolicach Rostowa, Nowoczerkaska, Taganrogu i innych ośrodków przemysłowych uprawiać się będzie pszenicę, ryż, ziemniaki, warzywa, winogrona, tytoń.

Zroszenie i nawodnienie ziem w połączeniu z zastosowaniem trawopólnego systemu w rolnictwie i z założeniem leśnych pasów ochronnych, pozwoli podnieść urodzajność pól i zwiększyć obszar upraw technicznych, warzyw i ziemniaków. Nastąpi ogromny rozwój sadownictwa i winnej latorośli. Rozszerzenie zasiewów traw jednolrotnych i wieloletnich, jak również innych roślin pastewnych stworzy trwałą i szeroką bazę paszową, która pozwoli zwiększyć pogłowie bydła o 200 tys. sztuk, a owiec o milion sztuk.

Na podstawie doświadczeń ustalono już wydajność: 1 ha ziemi nawodnionej da: 30—40 cetnarów pszenicy, 30—45 cetnarów ryżu, 20—25 cetnarów bawełny, 250—400 cetnarów kartofli, 250—400 cetnarów warzyw, 60—100 cetnarów siana.



Rys. 4. Statki u wejścia do kanału.

Według orientacyjnych obliczeń, zagospodarowanie zroszonych i nawodnionych ziem międzyrzeczja wołżańsko-dońskiego pozwoli uzyskać dodatkowo na tych obszarach $1\frac{1}{4}$ miliona ton pszenicy, 160 tysięcy ton ryżu, 600 tysięcy ton ziemniaków i warzyw, $1\frac{1}{2}$ miliona ton paszy, dziesiątki tysięcy ton bawełny.

W ciągu całych tysiącleci nawodniono wszystkiego 75 milionów ha, co stanowi zaledwie 2% terenów pustynnych kuli ziemskiej. Obecnie dzięki wielkim budowlom wodnym na Wołdze, Donie, Dnieprze i Amu-Darii zostanie użyźnione przeszło 25 milionów ha, czyli w niespełna dziesięć lat wykonana zostanie praca, na którą minione pokolenia potrzebowały wieki.

P o c z w a r t e — zmienia się również klimat, stając się bardziej łagodny. Według obliczeń uczonych radzieckich, powierzchnia ziemi, na której klimat zmienia się pod wpływem regulującego działania wody, wyniesie około 5 milionów km^2 , co równa się powierzchni połowy całej Europy. W bilansie cieplnym tego rejonu co roku będą zużytkowane olbrzymie ilości ciepła. Kolosalna ilość energii słonecznej szła tu na przegrzewanie gruntów, suche wiatry, wietrzenie obnażonych pól, na niszczące procesy zwane burzami piaskowymi i erozję gruntów. Gdy cały zespół kanału Wołga — Don zostanie uruchomiony, z pomocą roślinności i wody, żywioły te zostaną okiełznane.

Energii cieplnej słońca nadany zostanie inny kierunek: do przeszłości należeć będą susze, klimat stanie się wilgotniejszy i łagodniejszy. Wynikiem tego będzie podnoszenie się produkcji rolnej nie tylko na obszarach irygowanych bezpośrednio, lecz i na wszystkich sąsiednich nie irygowanych, położonych w trójkącie Wołga — Don — Manycz oraz na ziemach obszarów stawropolskiego i krasnodarskiego.

Lecz to jeszcze nie wszystko. Budowę kanału Wołga — Don rozważać należy nie tylko z punktu widzenia jego bezpośredniego oddziaływania na związane z nim nierozłączne poszczególne dziedziny gospodarki, będzie to jednocześnie katalizator ekonomiczny wprowadzony do ogólnego procesu rozwoju sił produkcyjnych olbrzymiego kraju. Za pomocą tego katalizatora przyśpieszy się rozwój wielu gałęzi przemysłu, transportu, podniesie się jeszcze bardziej dobrobyt ludności.

Architektoniczne oblicze kanału symbolizuje wielkie stalinowskie idee przeobrażenia przyrody: stworzenie jednolitego systemu transportu wodnego oraz energetycznego wyposażenia gospodarki narodowej kraju. Szata architektoniczna kanału odzwierciedla historyczne wydarzenia z czasów wojny domowej na przedpolach Carycyna w r. 1918, utrwała wspaniałe zwycięstwo wojsk radzieckich pod Stalingradem w r. 1943.

U wejścia od strony Wołgi wznosi się imponujący posąg Stalina.

Wszystkie naziemne urządzenia wykonane są śnieżnobiałym kamieniem — wielkie grupy rzeźb, kandelabry wzdłuż śluz i przystani, przepiękna kolumnada, odlewane w żelazie płaskorzeźby, balustrady mostów i latarnie ze złożonym wykończeniem, a na wysokich wieżach — postacie Kozaków Dońskich na spienionych koniach, podkreślają charakter i nadają specjalny akcent wszystkim budowlom kanału.

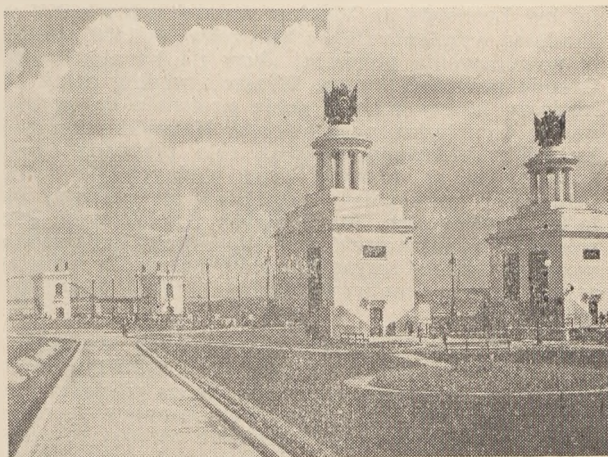
W żadnym kraju kapitalistycznym nie byłoby możliwe zrealizowanie podobnie gigantycznego przedsięwzięcia hydrotechnicznego dla celów pokojowych.

Szczególnego wyrazu nabierają osiągnięcia Związku Radzieckiego na tle tego, co obserwujemy w tej dziedzinie w Stanach Zjednoczonych AP.

Już od kilkudziesięciu lat toczy się tam zacięta walka, wokół projektu rozbudowy rzeki Św. Wawrzyna.

Warunki na tej rzece wyjątkowo sprzyjają wielkiemu budownictwu wodnemu. Pełnowodna rzeka, zasilana przez potężny rezerwuuar Wielkich Jezior, płynie korwtem o licznych progach między skalistymi brzegami w pobliżu największych okręgów przemysłowych. Przez pobudowanie zapór można przekształcić rzekę na całej jej długości w głęboki szlak wodny i stworzyć olbrzymie źródła taniej energii elektrycznej.

Potrzeba ta tak jest oczywista, że jeszcze 50 lat temu wysunięto projekt tej drogi wodnej. Stanowiłaby ona największe tego rodzaju przedsięwzięcie od cza-



Rys. 5. Śluza nr 14 na kanale Wołga — Don.

sów ukończenia Kanału Panamskiego. Równocześnie Ameryka otrzymalaby drugą pod względem mocy elektrownią wodną.

A mimo to nie prowadzi się dotychczas żadnej budowy na rzece św. Wawrzyńca.

Grupa monopolistów usiłowała jeszcze przed laty zagarnąć w swe ręce eksploatację zasobów wodnych rzeki św. Wawrzyńca. Gdy im się to nie udało, po-

stanowili nie dopuścić do budowy i doniosły projekt utonął pod stosami sprawozdań, uchwał i protokołów.

Zwyciężył interes przedsiębiorstw kolejowych i okręgowych, właścicieli kopalń i elektrowni ciepłych.

Tego rodzaju przykłady szczególnie jaskrawo podkreślają ogromną wyższość radzieckiego ustroju społecznego nad ustrojem kapitalistycznym.

INŻ. ZBIGNIEW DZIEWOŃSKI

Perspektywy rozwoju budownictwa wodnego w świetle ostatnich osiągnięć w Związku Radzieckim

Autor obrazuje w historycznym rzucie perspektywicznym etapy rozwoju budownictwa wodnego, poczynając od budowy pierwszej skromnej śluzy komorowej a kończąc na gigantycznych osiągnięciach Związku Radzieckiego.

Aczkolwiek artykuły o podobnej treści były już w „Gospodarce Wodnej” publikowane, jednak ze względu na ciekawe ujęcie i syntetyczne potraktowanie tematu, Redakcja publikuje artykuł z niewielkimi skrótami.

Obserwując postępy nowoczesnej techniki i ich wpływ na rozwój powszechnej cywilizacji, nie możemy przeoczyć uderzającego zjawiska prawdziwej rewolucji w dwóch odległych od siebie dziedzinach: w atomistyce i w hydrotechnice. W obu tych kierunkach dokonał się gwałtowny zwrot: atomistyka z dyscypliny naukowej stała się gałęzią techniki, hydrotechnika wystąpiła daleko poza ramy problematyki czysto technicznej i rozwinąwszy się w szeroką dziedzinę gospodarki wodnej, stała się kluczową pozycją planistyki. Oba te kierunki od razu silnie zaważyły na ogólnym postępie i prawdopodobnie w niedalekiej już przyszłości zmienią warunki bytu człowieka w sposób bardziej rewolucyjny niż to miało miejsce w XIX wieku po wynalezieniu maszyny parowej i generatora prądu elektrycznego.

Żeby sobie uzmysłwić wielkość przewrotu, jaki się dokonał w dziedzinie budownictwa wodnego, wystarczy rzucić okiem na jego rozwój dotychczasowy. W nowożytnej historii tego rozwoju można wyodrębnić trzy zamknięte w sobie okresy: pierwszy — od wynalezienia śluzy komorowej mniej więcej do r. 1840, gdy maszyna parowa, koleje żelazne i konstrukcje stalowe zaczęły odgrywać w technice i gospodarce społecznej decydującą rolę; drugi — od r. 1840 do r. 1930, gdy już nie techniczne, a społeczno-ekonomiczne konieczności pchnęły budownictwo wodne na nowe tory; i wreszcie okres ostatni, którego narodził się właśnie świadkami. Podział ten, zwłaszcza odnośnie ostatniego okresu, jest pozycją, która wymaga uzasadnienia, dotychczasowa bowiem systematyka historii budownictwa wodnego zakłada inne rozgraniczenie poszczególnych okresów.

Kiedy i gdzie wybudowano pierwszą śluzę komorową, dokładnie nie wiemy. Prawdopodobnie wynalazcą jej był Leonardo da Vinci w drugiej połowie XV w.; składną wymienia się we Włoszech rok 1438, jako datę wybudowania pierwszej śluzy na kanale Naviglio Grande pod Mediolanem. Wreszcie według opinii Holendrów, którzy roszczą sobie pretensje do prymatu w tym wynalazku, powstał on w Holandii już w wieku XIII. Jakkolwiek główna rola przypada śluzom komorowym w rozwoju dróg wodnych, to jednak i ówczesne melioracje i wyzyskanie sił wodnych wiele im zawdzięczają. We Włoszech i w Holandii, gdzie wówczas najintensywniej kwitła szkoła budownictwa wodnego, kanały żeglugi niewiele się różniły od większych rowów melioracyjnych i jako takie były użytkowane.

Główny jednak rozkwit budownictwa wodnego w tym okresie przypada na wiek XVII i XVIII, w którym to czasie Francja wysunęła się na pierwszy plan, pokrywając cały kraj gęstą siecią kanałów, łączących najważniejsze rzeki i najważniejsze ośrodki gospodarcze. Wtedy też powstały pierwsze połączenia śródlądowe między morzami, jak np. wybudowany w latach 1666 — 1681 we Francji Kanał Południowy, stanowią-

cy wodne połączenie między Morzem Śródziemnym a Zatoką Biskajską na Atlantyku przez rzeki l'Aude i Garonnę. Podobne połączenia międzymorskie wybudowano również nieco później w Rosji (droga wodna Newa — Wołga i w Polsce (kanały: Królewski i Ogińskiego). W Niemczech wykonano wówczas tylko stosunkowo mniejsze budowle, jak kanały: Bydgoski, Kłodnicki i Finowski (tło tych inwestycji było przede wszystkim polityczne: chodziło o ściślejsze powiązanie z Prusami zaanektowanych z końcem XVIII wieku polskich obszarów).

Charakterystyka techniczna budowli wodnych tego okresu jest wiernym odbiciem ówczesnych stosunków gospodarczych a zarazem możliwości technicznych. W komunikacji wodnej przewóz statkami o ładowności 100 t. opłacał się całkowicie w porównaniu z transportem lądowym wozami po śluczach szosach. Stąd małe wymiary przekrojów poprzecznych kanałów i rozmiary śluz niewiele przekraczające 30 m długości, 5 m szerokości i 1,10 — 1,30 m głębokości. Z tej samej przyczyny przystosowywanie rzek do żeglugi nie wchodziło w rachubę, dla małych bowiem statków głębokości tranzytowe były dostateczne nawet przy niskich stanach. Toteż rzeki nie były wówczas regulowane, ani kanalizowane i sztuczne drogi wodne reprezentowane były wyłącznie przez kanały. Wysokości spadów na stopniach śluzowych uwarunkowane były drewnianą konstrukcją tych obiektów i wynosiły średnio ok. 2,0 m, rzadko zaś sięgały 3,0 m. W następstwie ilości śluz na kanałach w średnich warunkach terenowych były bardzo znaczne, wskutek czego stosunek tzw. odległości sprowadzonej do długości kanału był niezmiernie wysoki. Tak np. na Kanale Burgundzkim, o długości 242 km, było 191 śluz; strata czasu na śluzowanie równowarto byłaby, według dzisiejszych przeciętnych norm (przy trakcji holowniczej), czasowi potrzebnemu na przejazd 764 km. Odległość sprowadzona między obu końcami kanału wyniosłaby zatem 1006 km, a stosunek jej do długości kanału ok. 4,15. Dla porównania podać można, że np. dla projektowanego kanału Odra—Dunaj wartość ta wynosi ok. 1,25. Biorąc nadto pod uwagę wyścieślenie 5—6-krotnie wyższe niż na kanałach nowoczesnych. Mimo to, głównie wskutek braku konkurencji ze strony innych środków komunikacyjnych dla masowych przewozów, ówczesne drogi wodne opłacały się i odegrały rolę większą bodaj niż w następnym okresie.

Charakterystyczny wreszcie dla tego okresu był zupełny brak powiązania między poszczególnymi działami budownictwa wodnego. Budowle ochronne, komunikacyjne, energetyczne, melioracyjne itd. wykonywane były oddzielnie i tylko wyjątkowo dochodziło do przypadkowego raczej niż planowego współdziałania. I w tych rzadkich przypadkach (np. wyzyskanie kanału jednocześnie dla żeglugi i nawodnień) nie

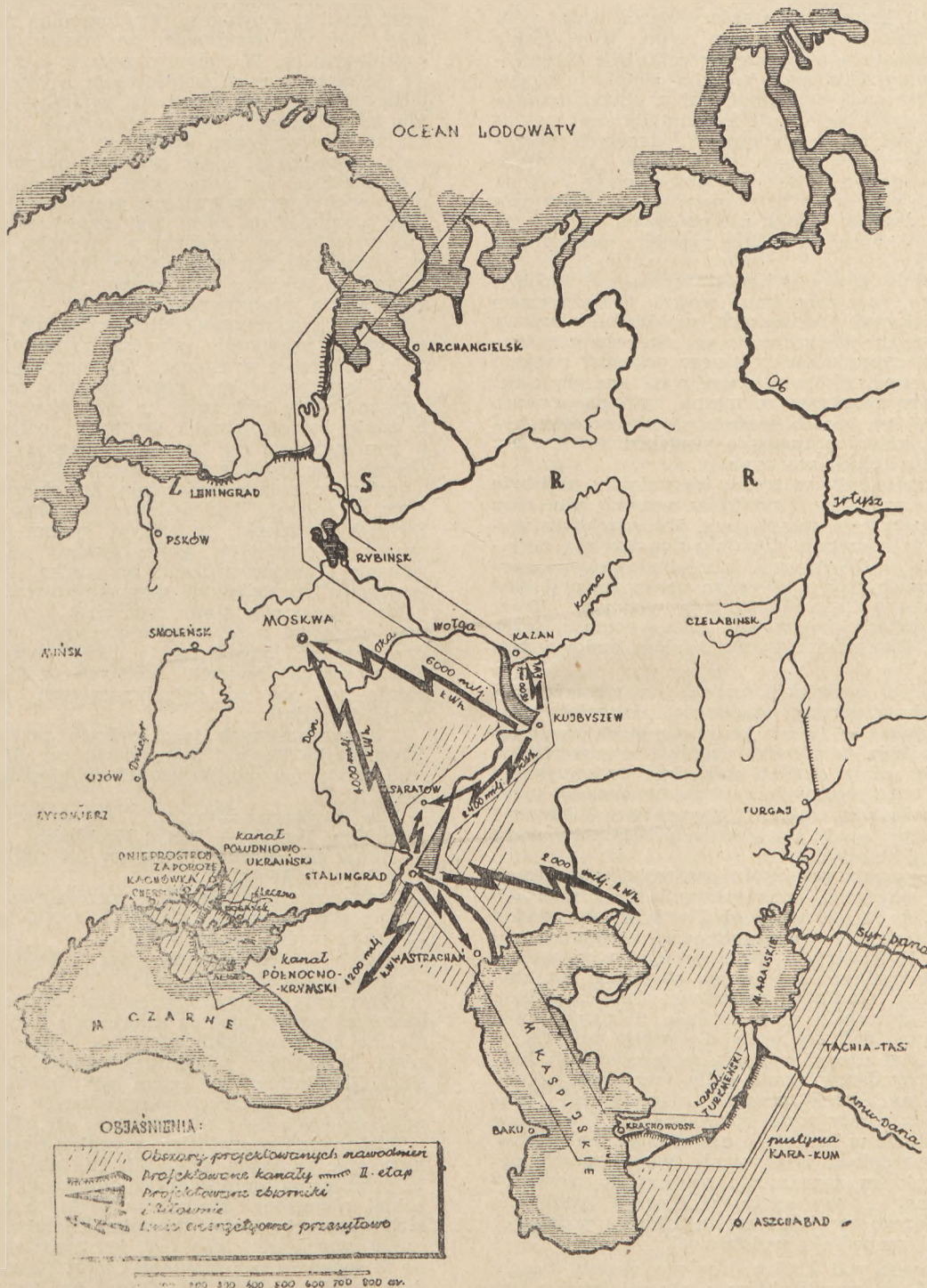
umiemy opanować powstających komplikacji, tak iż tendencją zasadniczą było rozdzielanie zadań budowy wodnych nawet tam, gdzie narzucała się konieczność współdziałania. Tak np. w dążeniu do usprawnienia żeglugi na Odrze, przeprowadzano systematyczne niszczenia wszystkich jazów pobudowanych dla młynów na tej rzece, co zresztą w ówczesnych warunkach było całkowicie usprawiedliwione.

Wynalazek maszyny parowej i jego zastosowanie w przemyśle i komunikacji wywołał zasadniczy przezwrot w stosunkach gospodarczych i technice, który nie ominął również budownictwa wodnego. Wpływ ten był wielokierunkowy i w różny sposób zaważył na rozwoju tej gałęzi techniki.

Przed wszystkim wraz z kolejami żelaznymi pojawił się po raz pierwszy w dziejach techniki konkurent dla dróg wodnych, najważniejszego wówczas dzia-

łu budownictwa wodnego. Stare, zamortyzowane kanały funkcjonowały wprawdzie nadal, jakkolwiek ich gospodarcze znaczenie coraz bardziej malało, natomiast budowa nowych dróg wodnych tego typu przestała się opłacać. Z drugiej strony wprowadzenie statków parowych do żeglugi na rzekach w pierwszej połowie XIX w. zwróciło uwagę na te naturalne arterie komunikacyjne. O ile zatem w budownictwie kanałów nastąpił na kilkadziesiąt lat zastój, mimo prób wprowadzenia trakcji holownikami, już w latach pięćdziesiątych XIX w., o tyle zaczęła się rozwijać kanalizacja rzek. Sprzyjał temu rozwój przemysłu hutniczego, który dostarczał materiałów do niezbędnych konstrukcji.

Wprowadzenie konstrukcji stalowych było drugim zasadniczym czynnikiem, który w owym czasie zdecydował o rozwoju budownictwa wodnego. Stalowe



Rys. 1. Gigantyczne inwestycje hydrotechniczne ZSRR, z zarysem wielkiego szlaku wodnego Ocean Lodowaty — Azja Środkowa.

konstrukcje wrót w służach komorowych umożliwiły pokonywanie na stopniach śluzowych coraz większych spadów, a co za tym idzie zmniejszenie ilości śluz i zwiększenie długości stanowisk; równoczesne zwiększenie przekrojów poprzecznych śluz i kanałów dla statków o większym tonażu spowodowało znaczne obniżenia kosztów ruchu na kanałach. Dzięki temu około r. 1870 doszło do nowej fazy rozbudowy europejskiej sieci dróg wodnych, przy czym punkt ciężkości przesunął się na Niemcy. Pierwsze kanały tego okresu, budowane dla statków ok. 450 ton, które przy trakcji holownikami mogły już konkurować z kolejami, ustąpiły szybko kanałom 600—700 t, budowanym w przewidywaniu dalszego rozwoju, zaś wkrótce po r. 1900 wykonano pierwsze kanały 1000-tonowe.

Już poprzednio, bo w pierwszej połowie XIX w., po wynalezieniu przez Poiree'go jazu, iglicowego, zaczęto intensywnie kanalizować rzeki we Francji, a następnie w innych krajach. Charakterystyczną cechą tych kanalizacji, dziś już klasycznego typu, były niskie spadki wynikające z warunku, by cofka nie przewyższała wód brzegowych poza krótkim odcinkiem powyżej jazu. Warunek ten wypływał z ekonomicznego faktu, że korzyści żeglugi nie zrównałyby strat wywołanych zalaniem i zawiłgoceniem większych obszarów gruntów urodzajnych w dolinach rzecznych. Stąd śpiętrzenia na jazach nie przekraczały 2—4 m, zaś długości stanowisk były małe, co nie sprzyjało rentowności żeglugi, jednak nie podrażało jej tak jak na kanałach z uwagi na ogólnie mniejsze opory ruchu na rzekach.

Jednocześnie przemysł zaczął wytwarzać turbiny, które szybko rugowały koła wodne i dostarczane w coraz większych jednostkach, umożliwiały budowę coraz większych siłowni wodnych. Sprzężony z turbiną generator prądu elektrycznego pozwalał na bezpośrednią zamianę energii wody na energię elektryczną, którą przekazywać można było na znaczne odległości. W ten sposób zrodziła się nowoczesna hydrotechnika, której wymagania uwzględnione musiały być w konstrukcjach wodnych.

Wymagania te szły w trzech kierunkach: możliwe wyrównany przepływ, możliwe wysoki spód oraz szczelna konstrukcja zamykająca. Pierwsze dwa warunki były w znacznym stopniu automatycznie niejako spełniane w zbiornikach, które budowano w górnych dorzeczach rzek z głównym celem retencji wód powodziowych i dla zasilania dróg wodnych. Toteż na tych obiektach obserwować można początki przenikania się interesów różnych działów budownictwa wodnego.

Dla zakładów o niskich spadach na rzekach najważniejsza była sprawa szczelności zamknięć jazowych. Stosowane w jazach kanalizacyjnych zamknięcia iglicowe były tu nieodpowiednie i we wszystkich przypadkach, gdzie stopień miał być wykorzystany dla celów energetycznych, zastąpione zostały przez szczelne zamknięcia walcowe, segmentowe i klapowe i wreszcie, gdy spadki na stopniach wzrastały, przez zasuwę typu Stoneya.

W miarę rozwoju przemysłu i wzrostu koncentracji ludności w okręgach przemysłowych i w miastach okazało się, że w pewnych okolicach zasoby wodne są nie wystarczające i podlegać muszą skrupulatnemu rozrządowi. W krajach o niekorzystnym rozmieszczeniu zasobów wodnych lub też na obszarach, na których wskutek wadliwej gospodarki rolniczo-leśnej, równowaga cyrkulacji wody została naruszona, wystąpiły znaczne deficyty wody dla celów melioracyjnych. Z drugiej strony, w miarę zagęszczenia się ludności i zagospodarowywania dolin rzecznych, szkody gospodarcze na skutek powodzi stawały się coraz groźniejsze, a straty nimi spowodowane dawały się dotkliwie odczuć w budżetach nawet bogatych państw.

W tych warunkach zagadnienie wodne zaczęło nabierać charakteru zagadnienia społecznego pierwszorzędnej wagi i wymagało planowego podejścia, uwzględniającego rozbieżne często interesy podstawowych gałęzi gospodarki państwowej.

W ten sposób pod koniec drugiego okresu zaczęły się ujawniać te czynniki, które miały zainicjować nową fazę rozwoju budownictwa wodnego: tendencja do wiązania jego poszczególnych gałęzi i konieczność planowego dysponowania zasobami wodnymi, która do-

prowadziła wreszcie do wyłonienia się pojęcia gospodarki wodnej.

Jak wynika z powyższego, przełom, jaki się dokonał w budownictwie wodnym w ostatnich latach, ma zupełnie inny charakter, niż ten, jaki miał miejsce w XIX wieku. Źródłem tamtej przemiany był przewrót w technice, wywołany wprowadzeniem maszyny parowej, toteż odbił się on przede wszystkim na technicznej stronie zagadnienia wodnego. Obecnie na pierwszy plan wysuwa się strona gospodarczo-społeczna zagadnienia, zmiany zaś w samej technice budowy mają charakter raczej wtórny i występują głównie w związku z ogromnym wzrostem obiektów i terytorialnego zasięgu przedsięwzięć.

Na pierwszy plan wysuwa się, jak już zaznaczono, społeczno-gospodarcza strona zagadnienia i to pociąga za sobą dalsze, niezmiennie doniosłe następstwa. Okazało się zaraz przy pierwszych przedsięwzięciach nowego typu, że z uwagi na swą ogromną rozpiętość nie mogą być one traktowane ze stanowiska kupiecko-kalkulacyjnego. W ogólności podejście czysto finansowe nie może tu mieć zastosowania, a tym samym problem nie mieści się w ramach kapitalistycznego systemu gospodarczego. Jest to zrozumiałe, jeśli się zważy, że ze stanowiska kapitalisty przedsięwzięcie ma sens gospodarczy, o ile przynosi bezpośrednie zyski i to możliwe jak najszybciej. Warunków tych nie może spełnić przedsięwzięcie gospodarczo-wodne, którego zasadniczym celem jest przeobrażenie środowiska rozwojowego człowieka w kierunku podstawowego polepszania jego warunków bytu na okres dalszych, przyszłych pokoleń: „Ujarzmienie dzikich rzek nie leży w sferze zainteresowań kapitału” — jak się wyraził jeden z przedstawicieli prywatnych producentów energii na marginesie planów rozbudowy dorzecza rzeki Tennessee w Stanach Zjednoczonych AP. Postawa kapitału wobec źródeł zasobów przyrodniczych sprowadza się faktycznie do rabunkowej eksploatacji o często katastrofalnych skutkach społecznych, jak o tym świadczą np. zjawiska upustynniania całych obszarów w śródkowych Stanach USA.

Jest więc rzeczą zrozumiałą, że obecnie kierownictwo w rozwoju budownictwa wodnego przeszło na Związek Radziecki, w którym system gospodarczy, oparty na planistycie, przystosowany jest do organizowania i przeprowadzania na wielką skalę skomplikowanych przedsięwzięć gospodarczo-wodnych. Szczegółowe omówienie stanu tych prac i dalszych zamierzeń wychodzi poza ramy niniejszych uwag. Wystarczy wskazać jedynie na te cechy charakterystyczne nowoczesnych budowli wodnych w ZSRR, którymi różnią się one od dotychczasowych przedsięwzięć w tej dziedzinie.

O najważniejszych tego rodzaju przedsięwzięciach „Gospodarka Wodna” informowała czytelników w szeregu artykułów publikowanych w okresie 1950—1952. Będą to:

- tzw. Systemat Maryjski, stanowiący część drogi wodnej Bałtyk — Morze Kaspijskie,
- Kanał im. Moskwy biegnący od stolicy ZSRR na północ do Wołgi,
- rozbudowa rzeki Wołgi — przedsięwzięcie nie mające precedensu w dziejach budownictwa wodnego,
- droga wodna Wołga — Don,
- kanały: Południowo-ukraiński i Północno-krymski,
- główny Kanał Turkmński.

Równoległe z przedsięwzięciami czysto hydrotechnicznymi prowadzone są związane z nimi funkcjonalnie, na ogromną skalę zakrojone roboty nad zalesieniem terytoriów południowej części Europyjskiej. Zasadniczym ich celem jest utrzymanie w gruncie wody na obszarach nawodnionych i na terenach przylegających do nich, zwłaszcza od północy.

Trudno dziś przewidzieć wszystkie następstwa wielkich prac wodnych w ZSRR. Nie ulega wątpliwości, że przez samą zmianę dotychczasowego stanu naturalnej równowagi stosunków wodnych na tak wielkich obszarach, dojdzie do zmian klimatycznych w kierunku złagodzenia jego cech kontynentalnych. Odbije się to zapewne na roślinności i zwierzęstanie, a w każdym razie zmieni zasadniczo na korzyść warunki uprawy roli, niezależnie od bezpośrednich skutków wykonanych nawodnień. Otwarcie dla kultury rolnej obszarów o łącznej powierzchni ponad 28 mil. ha

oznacza stworzenie bazy żywnościowej dla ok. 70 mil. ludzi, co może pociągnąć za sobą poważne zmiany w demograficznych stosunkach w ZSRR. Nasylenie całych połaci kraju znacznymi ilościami energii elektrycznej, rozbudowa nowych centrów przemysłowych i nowych tras komunikacyjnych o wielkiej przelotności doprowadzi do całkowitej przebudowy warunków życia i podniesienia się stopy życiowej i poziomu kulturalnego ludności.

Tak niezwykle rezultaty, osiągnięte być mogą nie tyle przez ogromną rozpiętość prac, ile przede wszystkim drogą wypracowania zupełnie nowych metod ograniczająco-technicznych. Jak już wyżej wspomniiano, postęp zaznacza się tu w pierwszym rzędzie w planistycznym ujęciu narzucających się problemów i ewolucja środków i metod technicznych jest zrozumiała przede wszystkim na tym tle. Tym samym historia rozwoju budownictwa wodnego spleta się nierozdzielnie z nową, obszerną dziedziną planowej gospodarki wodnej.

Jak wynika z przytoczonych wyżej przykładów przedsięwzięć wodnych w ZSRR, w rozwoju planowania gospodarczo-wodnego zauważyć można już obecnie pewne charakterystyczne tendencje odbiegające znacznie od dotychczasowych schematów.

Pierwszą z nich określić można by, jako dążność do *scalania się funkcjonalnego* poszczególnych działów budownictwa wodnego i gospodarki wodnej. Jeśli w XVII i XVIII w. projektowano i budowano małe budowle wodne niezależnie od siebie, jeśli w XIX w. traktowano oddzielnie zagadnienia ochrony przeciwpowodziowej, dróg wodnych, zaopatrzenia w wodę itd., to obecnie jeden „hydrowęzeł energetyczno-komunikacyjny” łączy faktycznie zagadnienia ochrony, komunikacji, zaopatrzenia, energetyki, melioracji rolnych, tj. wszystkich lub prawie wszystkich działów gospodarki wodnej. Podobnie kanał spełnia rolę drogi wodnej, kanału roboczego, kanału melioracyjnego itd. Zjawisko to ma bardzo wielkie znaczenie gospodarcze, jeśli się zważy, że oddzielne finansowe traktowanie poszczególnych funkcji nowoczesnych przedsięwzięć gospodarczo-wodnych, ich kalkulacja w sensie kapitalistycznym, komplikuje się niepomniernie i praktycznie biorąc, staje się bezprzedmiotowa, zaś zagadnienie rentowności przenosi się w sferę długofalowej polityki gospodarczej państwa. Na tej zaś płaszczyźnie problem gospodarczy spleta się z zagadnieniami ruchu ludności, rozwoju kulturalnego, obronności itp., słowem doznaje rozszerzenia, o jakim w poprzednich okresach nie mogło być mowy.

Drugą cechą rozwoju planowania gospodarczo-wodnego można by określić jako *scalanie przestrzenne*. Fragmentaryczne budowle na pewnych odcinkach rzek ustępują miejsca gigantycznym kompleksom budowli na obszarach całych dorzeczy. Potrzeba takich rozwiązań zrodziła się z konieczności oszczędzenia zasobów wodnych i możliwie ekonomicznego ich rozdzielenia, to zaś jest możliwe w pełni jedynie przy całkowitym opanowaniu zjawisk przepływu nie tylko na recypiente głównym, lecz i na dopływach. Jak można zaobserwować na pracach w ZSRR, nawet dorzecza największych rzek nie pozostaną prawdopodobnie ostatczymi jednostkami integralnego planowania gospodarczo-wodnego. Już połączenie Wołga—Don wyraźnie zmierza do funkcjonalnego powiązania obu dorzeczy, zaś zamierzone przerzucenie wód wielkich rzek zlewni Oceanu Lodowatego Północnego do zlewni Aralsko-Kaspijskiej prowadzi do objęcia jednolitym planem dorzeczy o powierzchni ok. 8 mil. km². Na linii zatem scalania przestrzennego leży rozrost przedsięwzięć gospodarczo-wodnych do skali kontynentalnej w całym tego słowa znaczeniu.

Obie tendencje, funkcjonalna i przestrzenna, zdają się prowadzić do integralnego, planistycznego ujęcia wszystkich zjawisk życia gospodarczego na obszarach całych kontynentów. Gospodarcze wodnej przy tym przypadku w udziale podstawowe zadanie przebudowy samego przyrodniczego środowiska bytowego człowieka, zadanie przeobrażenia przyrody.

Jeśli chodzi o rozwój techniki budownictwa wodnego, to jak już wspomniiano — można tu wykazać raczej ewolucję pewnych działów niż specyficzny postęp konstrukcji. Poprzednie okresy przygotowały nie-

jako konstrukcje, których odpowiednio zorganizowane zespoły zastosowano obecnie do wykonania nowych, szerszych zadań.

Dotyczy to np. *rozbudowy rzek*, która rozwinęła się ewolucyjnie z kanalizacji rzek i w której znalazły zastosowanie znane elementy budowlane, jak zapory, śluzy itp., w szczegółach konstrukcyjnych przystosowane do zwiększonej skali przedsięwzięcia. Sama jednak kanalizacja rzeki nie może być porównywana z rozbudową rzeki tak z uwagi na różnicę w celach, jak również — co staje się widoczne zwłaszcza na przykładzie Wołgi — z uwagi na odmienność metody. Różnice są tak wybitne, że — jak się zdaje, korzystne będzie wyodrębnić oba te pojęcia w systematyce budownictwa wodnego.

Celem kanalizacji klasycznego typu było wyłącznie lub prawie wyłącznie, przystosowanie rzeki do żeglugi; cele rozbudowy rzeki, względnie dorzecza, są nieporównanie szersze. W przypadku dawnej kanalizacji korzyści płynące z samej żeglugi nie mogły skompensować większych strat wywołanych zalaniem gruntów nadbrzeżnych; stąd niskie stopnie i krótkie stanowiska kanalizacji; spady te rosły dopiero, gdy zaczęła wchodzić w rachubę eksploatacja energii na stopniach. W przypadku rozbudowy rzeki, której rezultatem jest uaktywnienie gospodarcze całych połaci kraju i stworzenie baz żywnościowych dla milionów ludzi, zalanie większych obszarów, a nawet zniszczenie sporych osiedli gra rolę podrzędną; stąd wysokie spady na stopniach i ogromne pojemności zbiorników, znoszące nawet próbę prostej kalkulacji rentowności.

Co się tyczy metody, to w przypadku kanalizacji, dającej stanowiska w przybliżeniu poziome, o głębokości tranzytowej na dolnym progu śluzy każdego stopnia, regulacja przepływu była zbędna, jak zresztą i nieosiągalna. Z zakresu szczegółów wykonawczych wypada podkreślić upodobnienie się niektórych budowli na zbiornikach do budowli morskich. Mola, falochrony, ubezpieczenia nadbrzeży w portach itp. na owych „sztucznych morzach” śródlądowych pracują istotnie w warunkach zbliżonych do morskich.

Również *kanale żegluga*, których zadania tak znacznie się rozszerzyły, zdają się przechodzić znaczną ewolucję. Duży pobór wody na nie związane żeglugą cele, stawiający kwestię zasilania w nowym świetle, sprawia, że zwierciadło wody leży w spadku i długość stanowisk w znacznie mniejszym stopniu zależy od warunków terenowych niż dotychczas. Od kanału bez przepływu o poziomych zwierciadłach wody w stanowiskach biegnie linia rozwoju do pewnego rodzaju sztucznej rzeki rozbudowanej systemem zastosowanym na Wołdze. Wyraźnym przykładem tego jest Kanał Turkmęński, posiadający tylko 2 stopnie na przestrzeni 1100 km od Tachia-Tasz do Krasnowodska. Jeszcze jaskrawiej występuje ta tendencja, w projekcie drogi wodnej Ob' — Morze Aralskie; wchodzący w skład tej arterii kanał, łączący zbiornik Ob' — Jenisiej przez Bramę Turgajską z Morzem Aralskim, byłby jedynym w swoim rodzaju kanałem działowym z przepływem (ok. 10.000 m³/sek. w górnej partii) i posiadałby tylko 1 stopień na całej swej długości ok. 1.800 km.

W dziedzinie energetyki wodnej zanotować też można niepośledni postęp. Eksploatacja energetyczne rzeki, rozbudowanej systemem współdziałających zbiorników, daje takie możliwości wyrównania produkcji i dostosowania jej do konsumpcji, jakie dotychczas były zupełnie nieosiągalne bez współpracy z elektrowniami cieplnymi. Wyrównanie to może się obecnie odbywać nie tylko na sieci, lecz drogą przerzucania zapasów wodnych z odległych często o setki kilometrów zbiorników. Pełne wykorzystanie tych możliwości uwarunkowane jest oczywiście opanowaniem skomplikowanego rozrzadu zasobami wodnymi całego rozgałęzionego systemu z uwzględnieniem wszystkich jego zadań.

Niemalże wreszcie zmiany przewidywać można w samej *żegludzie*. Już na zbiorniku Dnieprogesu, a potem na „Morzu Szezerbakowskim” stwierdzono falę o wysokości do 2,50 m, której nie wytrzymują statki żeglugi śródlądowej dotychczasowego typu. Po ukończeniu rozbudowy Wołgi i dolnych biegów Donu

i Dniepru oraz po uruchomieniu Kanału Turkmeneńskiego, ponad 6.000 km dróg wodnych wymagać będzie statków nowego typu, zbliżonych pod względem budowy do statków morskich. Zaznaczyć wypada, że na Wołdze i kanale im. Moskwy kursować mogą statki o tonażu większym (4500 ton) od średniego tonażu statków flot handlowych wielu państw morskich (np. Grecja, Norwegia i t.n.). Toteż powstanie floty „rzecznej”, przystosowanej do żeglugi chociażby przybrzeżnej — po morzach, łączącej bezpośrednio centra kraju odległe o tysiące kilometrów od wybrzeży z dowolnymi portami europejskimi, oznaczać będzie otwarcie nowego rozdziału w historii żeglugi śródlądowej.

Sprawa rentowności żeglugi również przybrała nową postać. Droga wodna stała się niejako produktem ubocznym przedsięwzięcia o niezmiennej złożoności i doniosłych celach. Koszt jej, którego wydzielanie z globalnej sumy staje się zagadnieniem teoretycznym o konwencjonalnym zabarwieniu, pokryty jest w ramach całości. Faktycznie żeglugę obciążają jedynie koszty służ na stopniach, portów i urządzeń ruchu. Na Wołdze (4500 t — 3600 km długości) będzie to koszt 7 lub 8 służ sprężonych i tyluż portów; dla drogi wodnej Ocean Lodowaty — Morze Kaspijskie (4000 — 10000 t i 4000 km długości) o przełotności równej przełotności 20 linii kolejowych tej samej długości, otrzymamy koszt 6 służ wraz z pozostałymi urządzeniami. Nakłady te są zupełnie nikłe w ramach ogromnych inwestycji, a ich oprocentowanie, jak i koszty utrzymania budowli znajdują w rzeczywistości pokrycie już w samych zyskach w eksploatacji energii. W tych warunkach zagadnienie konkurencji z kolejami, które tak długo działało hamując na rozwój dróg wodnych, przestaje praktycznie grać rolę.

Powstaje pytanie, jak dalece ten pełen rozmachu rozwój może mieć znaczenie dla krajów nie tak bogato wyposażonych przez naturę w arterie wodne, jak ZSRR. Czy w Polsce i na zachodzie Europy będzie można zastosować te metody, które tam doprowadziły do takiego rozkwitu budownictwa wodnego? Na pierwszy rzut oka wydaje się, że mniejsze dorzecza, mniej zasobne w wodę, nie są terenem podatnym do tak rozległych przedsięwzięć.

Blizsza analiza zdaje się prowadzić do wniosku, że naturalne warunki dorzecza mają tu wpływ mniejszy nawet, niż stopień aktualnego jego zaінwestowania. Jest rzeczą wątpliwą, by na dolnej Sekwanie poniżej Paryża mógł być wybudowany rozległy zbiornik choćby dzięki temu statki morskie miały zawijać do portów paryskich. Oznaczałoby to przekreślenie nakła-

dów na kanalizację tego odcinka Sekwany i co więcej likwidację ogromnych inwestycji, rozłożonych wzdłuż rzeki. Zupełnie inaczej przedstawia się ta sprawa w odniesieniu do Wisły, rzeki znajdującej się faktycznie w prymitywnym „stanie naturalnym”. Gdyby zatem czysto techniczne trudności nie stały na przeszkodzie, to niełatwo o przekonujące argumenty przeciw rozbudowie tej centralnej arterii wodnej Polski metodą zastosowaną na Wołdze względnie Donie. Warunki techniczne pozwolą prawdopodobnie na wybudowanie co najmniej 2 dużych zbiorników bezpośrednio na rzece, co już w znacznej mierze rozwiązałoby sprawę opanowania zjawisk przepełnienia. Po kompletnej zaś rozbudowie około 6 miliardów kWh energii, nie licząc energii nadającej się do eksploatacji na dopływach, postawiłoby nasz kraj w rzędzie państw przemysłowych, zaś blisko 1000-kilometrowa droga wodna dla statków o dużej ładowności, połączyłaby nowe centra przemysłowe i pozwoliłaby na kierowanie ładunków bezpośrednio z tych centrów i z Zagłębia Górnośląskiego do większości portów bałtyckich.

Nie jest celem niniejszych uwag rozważanie szczegółowe tych perspektyw, wydaje się jednak, że Polska wraz z innymi krajami słabo zaінwestowanymi w dziedziny budownictwa wodnego ma możliwość takiego zagospodarowania wodnego, że jej sytuacja w zakresie ekonomicznym i kultury materialnej uległaby zasadniczemu przełomowi. Mamy możliwość odrobienia wiekowych zaniedbań i postawienia naszego kraju w rzędzie najlepiej zagospodarowanych krajów.

Na zakończenie jeszcze jeden rzut oka wstecz. Pierwszy z trzech dających się wyodrębnić w czasach nowożytnych okresów historii budownictwa wodnego przypadł na dobę przedkapitałistyczną, dobę merkantylizmu; drugi pokrywa się w czasie z okresem rozkwitu gospodarki liberalno-kapitałistycznej. Obecnie formy ustrojowe i organizacja gospodarki kapitałistycznej stały się zbyt ciasne dla objęcia nowych zagadnień narzucających się z siłą konieczności rozwojowej. Toteż okres trzeci wiąże się ściśle z nowym systemem gospodarczym, w którym decyduje motyw społeczny. Nie można też wyobrazić sobie realizacji tak rozległych dzieł, jakie zaінicjowała nowa epoka, bez powszechnego, planowo kierowanego wysiłku. I nie może być inaczej, gdy celem tych największych w dziejach człowieka działań gospodarczych, jest stworzenie nowych warunków rozwoju dla całych społeczności, a w dalszej konsekwencji utworzenie drogi całej ludzkości do nowych, wielkich zadań.

DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

PROF. DR INŻ. JERZY OSTROMECKI

Zmiany jednostkowe elementów bilansu wodnego w zlewni pod wpływem zabiegów rolniczych

U w a g i o g ó l n e

Podstawy hydrologiczne większości projektów wodno-melioracyjnych ograniczały się dotychczas przeważnie do analizy danych opadowych i odpływu z szeregu lat, przyjmując milcząco, że stosunki hydrometeorologiczne w zlewni nie ulegają zmianom ani w przebiegu czasu, ani pod wpływem wprowadzanych przez projekt urządzeń.

Zmiany zaś wprowadzone przez człowieka do naturalnego obiegu kołowego wody we współczesnej nam epoce nabierają coraz większego nasilenia oraz zasięgu i z tego powodu powinny być w formowaniu przyszłego bilansu należycie doceniane. Jak dalece suma zamierzonych w zlewni zabiegów rolniczo-leś-

nych winna być uwzględniona, wskazują hydrologiczne prace radzieckie. Ocenia się tam możliwe zmniejszenie spływów wiosennych o 10 — 40%, a zmniejszenie sumy odpływu rocznego o 15%.

Przewidywane zmiany jednostkowe elementów bilansu wodnego omawiać będziemy w następujących kategoriach:

1. Zmiany zdolności retencyjnej pól uprawnych pod wpływem wprowadzenia racjonalnej agrotechniki.
2. Zmiany zdolności retencyjnej gleb zmytych, które ochronione będą przed erozją.
3. Zmiany odpływu i parowania na skutek zalesień.
4. Zmiany retencji w obrębie zadrzewień śródpolnych.

Dla poznania całokształtu zmian bilansowych zlewni niezbędne będą również liczby dotyczące planowego zużycia wody na inne pozarolnicze cele (aczkolwiek z produkcją rolną związane), a więc np. wodociągowe, energetyczne itd.

Osobnego omówienia wymagałyby ponadto: kwestia zwiększonego parowania na skutek wzrostu produkcji roślinnej oraz zmiany w odpływie pod działaniem urządzeń melioracyjnych.

Pierwsza kategoria obszarów i zmian

W kategorię f_1 włączymy tereny o małych spadkach i niezbyt urozmaiconej rzeźbie, a więc nie poddane erozji. Pod względem użytkowania będą to pola orne na glebach mineralnych nie wymagających w zasadzie zabiegów melioracyjnych, lecz gdzie pomimo to korzystne jest polepszenie własności fizyko-chemicznych, celem ułatwienia roślinom wydajniejszego gospodarowania opadami.

Po wprowadzeniu płodozmianów łąkowo-polowych, zastosowaniu głębszej orki i innych właściwych upraw, polepszy się struktura i zwiększy procent próchnicy, a w rezultacie wzrośnie zdolność magazynowania wody opadowej. Przypuszczać należy, że zmiany te nie ograniczą się wyłącznie do warstwy ornej, lecz sięgną i w podglebie przynajmniej 50 cm pod powierzchnię.

Na wstępie porównamy perspektywy poprawy własności wodnych w dwóch skrajnych typach gleb: lessach o dobrych z natury własnościach i piaskach znacznie pod tym względem upośledzonych.

Jeśli w glebie lessowej polepszyć tylko własności warstwy podornej do rzędu wskaźników warstwy ornej, to pojemność wodna profilu w warstwie 0—38 cm wzrosłaby o 11,5 mm.

Obserwacje autora przeprowadzone na glebie piaszczystej (85% frakcji 0,1—1 mm) wykazały, iż przypuszczalny wzrost pojemności wyniósłby (dla warstwy 0—49 cm) 19,4 mm. Chwilowy zaś zapas wilgoci w okresie poziomym byłby większy o 9 mm.

Sposoby zwiększania porowatości, pojemności wodnej i polepszenia struktury, dane są w zespole zabiegów trawopolnego systemu Wiliamsa. Między innymi sprzyja temu głęboka orka. Mielniczek przytacza, że jednorazowe pogłębienie orki w okresie rotacji płodozmianu spowodowało wzrost porowatości w warstwie powierzchniowej 0—40 cm, z 44 na 50%.

Niewątpliwie, iż luźniejsze ułożenie cząstek gleby ogranicza bezpośrednie parowanie z powierzchni, wzmacnia przenikanie wody opadowej w głąb i magazynowanie jej na dłuższy okres. Potwierdzają to dane Timofiejewa, który w polu mieszkanki trawiastej w 3 roku po orce, na działkach zaoranych uprzednio głęboko (30 cm), znalazł wilgotność gleby o 1,5—1,8% większą niż na kombinacji z orką średnią (20 cm). Przeliczając powyższe dane na zapas wody wyrażony w mm, przy założeniu ciężaru objętościowego 1,3 otrzymamy różnicę 10—12 mm na korzyść głębokiej orki.

Wg Mażarowa w warstwie 0—130 cm, po orce jesiennej średniej (20 cm), notowano zapas wody na wiosnę 370 mm, podczas gdy po orce głębokiej (30 cm)—420 mm. Przyjmując w przybliżeniu równomierne przyrosty wilgoci w całym badanym profilu, otrzymamy, iż warstwa 0—50 cm zmagazynowała po orce głębokiej o 19 mm więcej.

W innych doświadczeniach radzieckich po orce głębokiej zapas wody przyswajalnej dla roślin w warstwie 0—50 cm był na wiosnę o 13,6 mm większy.

Bardzo poważne i trwałe zmiany zachodzą w pojemności wodnej gleby pod wpływem pola mieszkanki motylkowo-trawiastej, która nadaje glebie strukturę i podwyższa zawartość próchnicy. Czeremisinow obserwował w warstwie 0—150 cm połowę pojemności wodną na polu traw 612 mm, natomiast na polu od wielu lat ornym 531 mm. Różnica na korzyść pola traw, odniesiona do warstwy 0—50 cm, była tu 27 mm. W doświadczeniach Mażarowa na polu stela oranym, o glebie niestrukturalnej, zapas wody wiosną (w warstwie 0—150 cm) był 270 mm, natomiast na polu po dwuletniej mieszance lucerny z rajgrasem—345 mm. W obu polach orkę wykonano jesienią. Przeliczenie na warstwę 50 cm daje zwyżkę 25 mm.

Pojemność wodna polowa w profilu gleby nie jest wielkością stałą w ciągu roku rolniczego i ulega także wahaniom w rotacji płodozmianu. Przypuszczając nawet, iż trwałe podniesienie chłonności średniej na obszarze dużym będzie nie tak wielkie jak w poszczególnych doświadczeniach i raczej powolnie wzrastające w zlewni, musimy się jednak liczyć, że okresowe wiosenne zwiększenie zdolności magazynowania pod działaniem agrotechniki zająć może dość intensywnie.

Przytoczone liczby wskazują, iż prawidłowa agrotechnika powiększa wiosenne zapasy wilgoci i pojemność wodną profilu gleby (w warstwie 0—50 cm) od 9 do 27 mm.

Dla obszarów większych (zlewnia) nie będzie słuszne przyjmowanie w pełnej wysokości wyników otrzymanych z obserwacji polowych w profilu gleby i to jednego tylko elementu bilansu, tj. retencji, dlatego też należy oszacować przypuszczalne zmiany jednostkowe w obszarze f_1 nieco niżej. Przyjmujemy w przybliżeniu przeciętną zmianę x_1 o połowę niższą, tj. równą 10 mm. Odbije się ona na odpływach poziomowych i wiosennych w zlewni o pow. $F \text{ km}^2$ (II kwartał hydrologiczny), redukując sumę odpływu o wartość

$$Q_1 = \frac{f_1}{F} \cdot 10 \text{ mm.}$$

Ilość ta wejdzie natomiast jako przyrost retencji w bilans następných kwartałów i zużyta zostanie częściowo na parowanie, częściowo na odpływ gruntowy.

Pozostawałaby jeszcze sprawa określenia momentu, w którym dane zmiany zajądą. Wydaje się, iż odpowiednim miernikiem będzie ogólny przyrost produkcji roślinnej, który zależy od kompleksu zabiegów agrotechnicznych. Zmiany więc x_1 proponujemy odnieść do okresu, gdy przeciętna plonów danej zlewni będzie około 50% wyższa niż wyjściowa, odpowiadająca bilansowi surowemu lat ubiegłych.

Druga kategoria obszarów i zmian

Tutaj zgrupujemy powierzchnie f_2 poddane zmywom i zbroczu, które wymagają zabiegów przeciwoerozyjnych. W poważnej większości są to obecnie grunty orne położone na spadkach większych od pewnego spadku granicznego, zależnego między innymi od rodzaju gleby. Na razie nie mamy ścisłych kryteriów dla wszystkich gleb, przykładowo przytaczam, iż lessy wg Ziemińskiego na spadku ponad 3% wymagają już ochrony, a na spadku ponad 6% straty w żyzności gleby są znaczne. Dla gleb polodowcowych przypuszczalnie spadkiem granicznym będzie 5—6%.

Rozpatrzmy możliwości magazynowania wody w terenie falistym i erodowanym, dając przykłady z badań polskich na dwóch typach gleb słabiej i silniej podatnych na erozję. Na piaszczysto-gliniastych glebach polodowcowych znaleziono następujące zapasy wody:

w połowie marca zapas zimowy był na zboczach 207 mm, na wierzchołach 253 mm—różnica 46 mm. Maksymalna pojemność wodna gleby w warstwie 1 m wyniosła na zboczach 256 mm, na wierzchołach 289 mm. W związku z tym widzimy, że zbocze zmagazynowało wodę wiosenną jedynie w 81% swej pełnej pojemności, podczas gdy wierzchołki w 87%.

Rzecz jasna, że przez zabiegi przeciwoerozyjne nie zdołamy w spłyconych glebach polodowcowych tak wydawnie i szybko podnieść pojemności wodnej na zmytym zboczach, aby doprowadzić ją do rzędu pojemności wodnej niezmytej wierzchołki. Tym niemniej, uwzględniając nawet nadal (pomimo zabiegów) pewien spływ gruntowy i powierzchniowy na zboczach, możemy przyjąć, że zapas zimowy na glebach piaszczysto-gliniastych powinien osiągnąć co najmniej 91% pojemności pierwotnej, czyli zwiększyć się może o 26 mm.

Dla lessów Ziemiński podaje następujące pomiary pojemności wodnej (w 1 m warstwie):

Sławin: wierzchołki 395 mm, zbocze łagodne 375 mm, zbocze strome 366 mm

Antopol: wierzchołki 374 mm, zbocze 328 mm.

Tutaj pojemności wodne były na zboczach mniejsze o 20,29 i 46 mm. Ponieważ lessy, zwłaszcza głębokie znacznie szybciej dadzą polepszyć swe własności w partiach zmytych, przeto możemy przyjąć, że w tej grupie gleb, pojemność wodna po stosownych zabie-

gach wzrosło przeciętnie o 33 mm, osiągając poziom jak na niezmytych wierzchołkach.

Droga dojścia do powiększenia pojemności wodnej gleb i zlewni zmytych wytyczona jest w trawopolnym systemie Williamsa.

Omówimy najpierw sprawę właściwego kierunku orki. W doświadczeniach radzieckich, cytowanych przez Mażarowa, na spadku 3% zapas wody po przejściu śniegów w 1 m warstwie gleby był następujący:

Orka jesienna wzdłuż spadku	213,0 mm
„ „ w poprzek spadku	298,6 mm
Ściernisko	239,9 mm

Różnica na korzyść orki poprzecznej wynosiła 86 mm. Są to ilości znaczne, nie też dziwne, że w rozporządzeniu Rady Ministrów ZSRR, dotyczącym zadrzewień śródpolnych i wprowadzenia trawopolnych płodozmianów — zalecono wykonywać orkę, uprawy pielęgnacyjne i siew rzędowy w poprzek spadku.

Wpływ kierunku orki w połączeniu z płodozmiannym trawopolnym i zabiegami jak bruzdkowanie lub groblowanie zbocza zaznacza się jeszcze wyraźniej (Czeremisinow).

W opisanych doświadczeniach wariant optymalny (tj. pole po trawach z orką jesienną w poprzek spadku, zatrzymaniem śniegu i wód roztopowych) zmagazynował (w przeliczeniu na 1 m) o 167 mm więcej niż wariant z orką podłużną na polu stale ornym. Stosownie do ilości zmagazynowanej wody wzrosły plony, a zmalały zmywy gleby.

W warunkach naszych znalazł O s w i e c i m s k i na glebach gliniastych i szczerkach również znaczne różnice w pojemności wodnej, zależnie od rodzaju użytku zajmującego zbocza zmywane. Różnica w ilościach wody mogącej być magazynowaną wyniosła 37 mm na korzyść zadarnionej powierzchni pastwiska.

Prosty zabieg magazynujący w postaci bruzdowania ozimów w poprzek spadku (roztawa 3—4 m) zatrzymał na wiosnę w glebie piaszczysto-gliniastej (Zakład Doświadczalny Minikowo) w warstwie 50 cm około 10 mm wilgoci więcej, w porównaniu do zbocza niebruzdkowanego.

Sumując przytoczone wyniki doświadczeń radzieckich i naszych oraz uwzględniając, że pierwsze z nich dotyczyły przeważnie czarnoziemów w klimacie z większą ilością opadów śnieżnych, możemy wycenić zmiany w ilościach magazynowanej wody pozimowej x_2 na terenach w przyszłości ochronionych u nas przed erozją w wysokości 25 mm dla gleb polodowcowych i 30 mm dla lessów lub czarnoziemów, przy czym liczba ta szacowana jest raczej jako dolna granica zmian. W zlewniach mniejszych lub szczególnie zmytych o licznych wąwozach, które ulegną zadrzewieniu lub obudowie, zdolność retencyjna niewątpliwie winna wzrosnąć wydatnie.

Zmagazynowanie wody odbywać się będzie głównie w kwartale II (luty — kwiecień) i przejawia się w zmniejszeniu spływu wiosennego zlewni o wielkość

$Q_2 = \frac{f_2}{F} \cdot x_2 \text{ mm.}$ Część zapasu pójdzie na zasilanie wód gruntowych i podniesienie niskich odpływów, część zaś zostanie zużyta na wzmożone parowanie z powierzchni produkującej więcej masy roślinnej.

Trzecia kategoria obszarów i zmian

W kategorii tej rozpatrujemy projektowane zalesienia w zwartych powierzchniach.

Co do oddziaływania lasu na bilans wodny, zdania badaczy i wyniki pomiarów nie zawsze były zgodne. Wielu autorów wyrażało pogląd, iż las wysusza grunt (obserwowano niższe zwierciadło wody gruntowej), inni przyjmowali las za magazyn wilgoci polepszający odpływ.

Wg Trofimowa, las na ogół podwyższa rozchodową pozycję w bilansie wód gruntowych, przykładem tego jest pojawienie się w strefie leśnej ZSRR zabagnień po pożarach lub porębach (Dubach). Zabagnienia te, o ile poręba jest ponownie obsadzona (do 5 lat), zanikają w następnych 15—30 latach pod wpływem dużego parowania młodych zagajen. Na porębach o większych powierzchniach zabagnienia występują mniej intensywnie, zwłaszcza gdy zamienia się użytk leśny na pola orne.

Tym niemniej, jak podają w licznych przykładach Morozow i Dubach, wilgotność gruntu pod lasem do znacznej głębokości (4 m) jest przeważnie o kilka procent mniejsza niż na porębie lub przyległym polu. Skutkiem tego Morozow wnioskuje, że las nie jest magazynem wilgoci (w ścisłym znaczeniu), aczkolwiek wpływa dodatnio na bilans, gdyż zarówno w gromadzeniu wilgoci jak i jej rozchodowaniu, spowodował do minimum nieprodukcyjne dla rolnictwa elementy rozchodu (zmniejszenie współczynnika spływu powierzchniowego, zmniejszenie parowania z powierzchni gleby).

Zdaniem Trofimowa, tam gdzie spływy powierzchniowe są duże w porównaniu do odpływu podziemnego (strefa stepowa), las zatrzymując śnieg, zmniejszając parowanie gleby i podnosząc ilość opadów, sprzyja gromadzeniu wód gruntowych.

Wpływ lasu przejawia się głównie w obniżeniu wiosennych spływów powierzchniowych, wobec czego, pomimo późniejszego większego rozchodu na parowanie, obserwowano w terenie zalesionym (obserwacje w pasach wiatrochronnych), w końcu okresu wegetacji, zapas wilgoci w gruncie o 50 mm większy niż na polu otwartym.

Zapewne więc działanie lasu jest różne. Gdy wśród masywu leśnego następują wyreby — mogą się one zabagniać (mniejsze parowanie), zwłaszcza w terenie o utrudnionych z natury odpływach. Na dużych zaś spadkach wylesienia przyspieszają spływ, a także dają mniej wody na infiltrację w głąb. Natomiast zalesienie terenów bezleśnych, o dużych naturalnych współczynnikach spływu, mniejszy spływ wiosenny spowoduje pewną podwyżkę opadów i zasilą zapasy wody gruntowej.

Same stany wody gruntowej czy wilgotności gleby, obserwowane w profilu, nie mogą być jeszcze miarodajne dla oceny roli lasu — należy rozpatrywać jego wpływ na całokształt bilansu zlewni. Dlatego też Wielikanow podkreśla, że porównanie poziomu wody gruntowej w lesie i w polu objaśnia tylko jedną stronę zjawiska — rozchodowanie wilgoci przez las. Strona druga — zasilanie wód gruntowych — pozostaje przy tych pomiarach nie wyjaśniona, gdyż właśnie zapasy wody gruntowej i w lesie i obok są wytworzone przez działanie lasu bezpośrednie na teren zalesiony i pośrednie na teren przyległy.

W formowaniu zapasów wody gruntowej odgrywa rolę również gromadzenie w lesie opadów letnich, przede wszystkim jednak działa tu zwolnienie tempa wiosennych roztopów, zmniejszenie parowania z powierzchni śniegu i zwiększenie wsiąkania.

Oprócz tego na spadkach zaznacza się wyraźnie zatrzymywanie spływu powierzchniowego.

Dalej — wg Wielikanowa — tam, gdzie ilość opadów przewyższa znacznie fizjologiczne potrzeby wodne lasu, powoduje on dogodniejszy (pod względem zasilania niskich stanów) rozdział wody między odpływ wgłębny i powierzchniowy. Mianowicie zwiększa się odpływ gruntowy kosztem powierzchniowego. W rejonach zaś, w których opady niewiele są większe niż fizjologiczne potrzeby lasu, rozchoduje się wilgoci więcej i ilości oddawane rz. om są mniejsze niż z powierzchni bezleśnej.

Analizując działanie lasu na stosunki wodne, Wielikanow dochodzi do następujących szczegółowych wniosków:

- Na skutek osłony przed wiatrem i ciepłem następuje w lesie równomierniejsze gromadzenie się śniegu, który osłania glebę przed głębokim przemarzaniem. W ciągu zimy i wiosennych roztopów parowanie z powierzchni śniegu jest w lesie około 3 razy mniejsze.
- Tajanie śniegów zaczyna się i kończy później niż w polu, trwając dłużej i przebiegając mniej intensywnie.
- Spływy wiosenne łatwiej i w większych ilościach idą w głąb, co zawdzięcza się własnościom ściółki leśnej o dużej pojemności wodnej, przepuszczalności i szorstkości.

Wody roztopowe przechodzą więc w grutowe, gleba otrzymuje obfity prąd zstępujący, kilka razy większy niż w polu. Fała wody wielkiej wiosennej (powierzchniowej) jest spłaszczona, dłużej trwająca, bez gwałtowności.

nych szczytów, a część wód przesuwają się nawet na okres letni.

- Ulewy letnie i jesienne dają skutek podobny jak roztopy, ale ilość wody filtrującej w głąb jest wtedy mniejsza, gdyż zjawia się silna transpiracja, ponadto zaś istnieją zawsze okresy bezdeszczowe.
- W okresie wegetacji parowanie z powierzchni gleby (ściółka) w lesie wynosi 14 — 25% parowania w polu. Transpiracja natomiast jest większa: w strefie leśnej dla lasów mieszanych równa się 200 do 250 mm rocznie, a w strefie leśno-stepowej dla lasów liściastych równa się 400 mm. W sumie rozchód lasu na parowanie i transpirację stanowi w strefie leśnej 150%, a w strefie leśno-stepowej 120% rozchodu pola. Należy jednak dodać, że na transpirację las rozchoduje intensywniej zapasy wody gruntowej tylko wtedy, gdy wysokość kapilarnego podnoszenia znajduje się w zasięgu korzeni.
- Bilans roczny lasu i pola da się porównać tylko wtedy, jeśli znane są pozycje przychodu i rozchodu obu terenów.

Oznaczając przez:

x_l — przychód wody do gleby w lesie,

x_p — przychód wody do gleby w polu,

w_l — rozchód wody do atmosfery w lesie,

w_p — rozchód wody do atmosfery w polu,

ustala Wielikanow nierówność warunkując polepszenie bilansu wody gruntowej pod wpływem lasu:

$$x_l - x_p > w_l - w_p$$

W strefie leśnej obserwowano:

$$x_l - x_p = 135 \text{ mm}$$

$$w_l - w_p = 150 \text{ mm}$$

Aczkolwiek nierówność nie jest spełniona, odchylenie jest niewielkie i Wielikanow uważa je za będące w granicach błędów dokładności obliczeń bilansowych.

Dla strefy leśno-stepowej notowano:

$$x_l - x_p = 80 \text{ mm}$$

$$w_l - w_p = 110 \text{ mm}$$

W tym przypadku zalesienie zwarte zmniejszyłoby zapewne zasilanie wód gruntowych.

Spełnienie nierówności $x_l - x_p > w_l - w_p$, a więc polepszenie bilansu, następuje na ogół gdy: 1) zasięg kapilarności nie dochodzi w lesie do warstwy korzeniowej, a grunty głębiej leżące są przepuszczalne, 2) pola mają duże spadki i nieprzepuszczalne gleby.

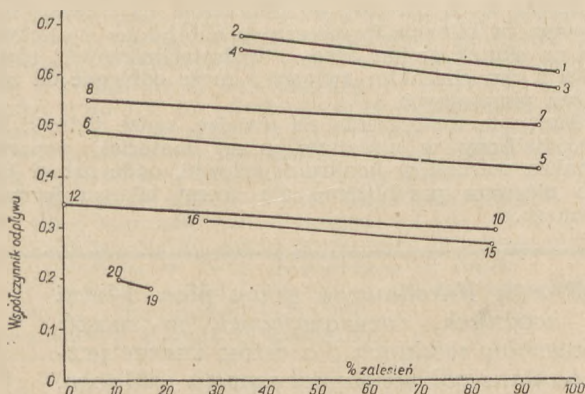
Zmniejszanie zapasu wód gruntowych

(czyli $x_l - x_p < w_l - w_p$)

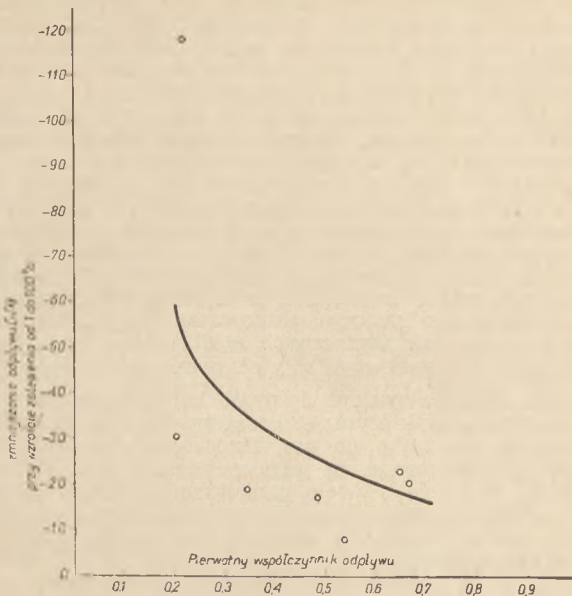
pojawia się, gdy: 1) wody gruntu pod lasem zalegają płytko, 2) pola mają spadki i przepuszczalne podłoże.

Dla zorientowania się przynajmniej w rzędzie wielkości zmian zebrano dostępne pomiary wykonywane w różnych zlewniach.

Przeprowadzone stosowne obliczenia wyrównujące materiał surowy i wykreślone na rys. 1 i 2 doprowadzają do następujących wniosków:



Rys. 1. Wpływ zalesień na odpływ.



Rys. 2. Wpływ zalesień na odpływ.

A. Parowanie. Pod wpływem zalesień wzrasta roczne parowanie, przy czym wzrost nie jest stały, lecz zależy od wysokości parowania wyjściowego, według krzywej potęgowej. W przeciętnych warunkach parowania pierwotnego, wynoszących w naszych obszarach około 400 — 500 mm, zlewnia w pełni zalesiona wyparowuje 13,4 — 26,3% więcej, przeciętnie 90 mm (ok. 20%).

B. Odpływy. W przeciętnej sumie bilansowej, na skutek przyrostu parowania, zmniejszają się o tę samą wielkość odpływy roczne. Obliczony więc przyrost parowania odpowiada ubytkowi odpływu.

Operowanie współczynnikami odpływu (stosunek odpływu do opadu) nie daje tak jasnego obrazu jak przebieg przyrostów parowania i przyrostów odpływu. Tym niemniej można ustalić i tu pewne zależności.

Przy współczynnikach odpływu przeciętnych w naszych warunkach (0,25) i sumie odpływu 150—200 mm, zmniejszenie odpływu pod działaniem zalesień wyniesie 40%, tj. 60—80 mm. Podkreślić należy, że wobec szczupłości materiałów obserwacyjnych, wielkości te mogą być traktowane jedynie jako przybliżona ocena zmian parowania i odpływu pod wpływem zalesień.

Dalszego wyjaśnienia wymaga sprawa rozdziału przewidywanych przyrostów parowania i odpływu między kwartały hydrologiczne. Tutaj weźmiemy pod uwagę, że przyrost parowania w kwartale nie równa się ubytkowi odpływu, gdyż w bilans kwartalny wchodzi jeszcze składnik zmiany retencji, która w bilansie rocznym wieloletnim równa się zeru.

Z rozważań powyższych możemy sądzić, że:

- po zalesieniu wzrośnie parowanie a zmniejszy się odpływ w sumie rocznej,
- gdy pierwotne odpływy są w kwartałach rozłożone mniej więcej równomiernie, to ubytki odpływu rozłożą się też równomiernie,
- gdy pierwotne odpływy są rozłożone w kwartałach nierównomiernie, to ubytki odpływu rozkładają się w ten sposób, że obniżają wybitnie odpływy wysokie, a mogą podwyższyć odpływy niskie.

Czwarta kategoria obszarów i zmian

W kategorię tą wejdą powierzchnie będące w zasięgu projektowanych zadrzewień śródpolnych.

Przystępując do oceny hydrologicznych oddziaływań pasów wiatroochronnych (zadrzewień śródpolnych), Wielikanow podkreśla, że: „Zwraca na siebie uwagę dodatnie działanie lasu na wszystkie zjawiska hydrologiczne, z wyjątkiem zjawiska obniżania (w określonych warunkach) wód gruntowych, na skutek przewagi transpiracyjnego rozchodu wilgoci do atmosfery nad przenikaniem wody do gleby w ciągu drugiej części okresu wegetacyjnego. Jednocześnie

wpływ powierzchni niezalesionych jest bezwarunkowo ujemny we wszystkich zjawiskach hydrologicznych, oprócz tworzenia warunków, przy których zapasy wód gruntowych w ciągu roku nie wyczerpują się wobec stosunkowo niewielkiego rozchodu wody na transpirację. Powinniśmy zatem sądzić, że las i pole stanowią dialektyczną jedność hydrologicznych przeciwieństw, przejawiającą się w ciągłej walce wilgoci i ciepła ... Ingerując w nią na drodze stworzenia z elementów lasu i pola nowego naturalnego kompleksu, w którym potęgowane są praktycznie korzystne strony hydrologicznych zjawisk i lasu i pola, a szkodliwe strony każdego z nich są tłumione, człowiek przekształca wymienioną walkę w nową jakość, przy której rozwój hydrologicznego procesu skierowano ku wydatnemu zmniejszeniu tak zbytecznych strat wilgoci do atmosfery, jak i szkodliwego spływu powierzchniowego."

Pola okolone pasami leśnymi są właśnie nowym kompleksem, w którym: a) korzystny wpływ lasu rozciąga się nie tylko na pas bezpośredni zajęty, lecz i na pola obrzeżone, b) jednocześnie zaś transpiracja samego pasa nie o wiele powiększa rozchody ogólne na parowanie wobec niewielkich wzajemnych stosunków powierzchniowych pasów i pól ochronnych.

W szczególności pasy wiatrochronne:

- Sprzyjają zatrzymaniu śniegów i równomierniejszej pokrywie śnieżnej wewnątrz kwatery.
- Podnoszą temperaturę gleby w warstwie 0—50 cm o 1°C w porównaniu ze stepem otwartym, skutkiem czego jest płytsze przemarzanie gleby.
- Powodują zwiększenie zapasów wody w pokrywie śnieżnej pod koniec zimy. Notowano np. zapasy wody w postaci śniegu:

step	100%,
pola okolone pasami	140—150%,
teren obok pasów	430—570%,
wewnątrz pasa	250—480%,
- Przedłużają okres tajania śniegów o 5 do 13 dni, aczkolwiek roztopy wiosenne rozpoczynają się prawie równocześnie w polach okolonych pasami i w stepie.
- Zmniejszają spływy wód roztopowych, ochraniają glebę przed erozją, powodują intensywniejsze wsiąkanie i zasilanie wód gruntowych.

Tak np. obserwowano w Kamiennym Stepie wiosenne przyrosty zwierciadła wód gruntowych:

step otwarty	+ 0,61 m,
pola okolone pasami	+ 0,79 m,
teren obok pasa	+ 1,60 m,
wewnątrz pasa	+ 1,56 m.

- Ochraniają obszar przed nadmiernym parowaniem (zmniejszenie siły wiatru, zmniejszenie niedosytów wilgotności powietrza), skutkiem czego latem wewnątrz kwatery następuje wolniejsze wyczerpywanie zapasów wilgoci gruntowej. Jedynie pod samym pasem w drugiej połowie lata (duża transpiracja drzew) może tworzyć się depresja wód gruntowych.
- Wpływają w sumie dodatnio na bilans wodny roczny zarówno pod względem rolniczym, jak i zasilania rzek przy niskich stanach, pomimo że w polach osłoniętych pasami współczynnik odpływu rocznego w niewielkich zlewniach zmniejsza się na skutek opisanego wyżej gromadzenia wilgoci. Wg B a s o w a pola osłonięte magazynują 110 mm, podczas gdy step otwarty 60 mm. Różnica zatem jest 50 mm. Średni współczynnik odpływu w małych zlewniach wyposażonych w pasy (paręset ha) obserwowano 1,7—2 razy mniejszy niż w zlewniach stepowych. W zlewniach większych (tysiąc ha) notowano następujące współczynniki odpływu:

wąwóz ozierski, pow. zlewni 2209 ha, 40% powierzchni zaopatrzone w pasy, wododziały zalesione w 9%	$s = 0,40$
--	------------

wąwóz Osinowataja, pow. zlewni 2469 ha, step i pola $s = 0,60$

Na podstawie powyższych przesłanek Wielikano w uważa, iż potwierdza się wniosek Dokuczajewa o pasach zadrzewień jako magazynach wody.

Spływy roczne rzek większych wg Wielikano wa nie powinny wydatnie zmienić w swej sumie (wprawdzie będzie mniejszy odpływ powierzchniowy, ale zwiększy się gruntowy), natomiast rozkład odpływu będzie równomierniejszy. Spływ wiosenny rozciąga się aż po okres obecnych stanów niskich, niskie letnie stany podwyższą się, wody wielkie jesienne również będą dłużej trwałe, a niskie zimowe stany zwiększą się z zasilku wód gruntowych.

Liczbowe stosunki hydrologiczne pod wpływem pasów zadrzewień zilustrujemy wg pracy T r o f i m o w a.

W sumie zapas w końcu wegetacji w strefie stepowej był w zasięgu pasa o 50 mm większy niż w polu otwartym. Ta ilość została zatem eliminowana z odpływu powierzchniowego w ciągu roku. Uwzględniając stosunek powierzchni będący w zasięgu pasa do powierzchni zlewni w wysokości 20%, otrzymalibyśmy zmniejszenie odpływu o 10 mm.

Na czarnoziemach gliniastych o spadkach 2—4% pod działaniem pasów o rozstawie 850—1300 m, a szerokości 12—14 m wiosenny bilans wodny był wg liczb przytaczanych przez G o r s z e n i n a następujący:

Bilans zapasów pozimowych (wód śniegowych)

Elementy bilansu	Teren pod pasem zadrzewionym	Teren obok pasa w odległości do 50 m	Pole otwarte w odległości powyżej 100 m od pasa
Spływ powierzchniowy	5 %	9 %	60 %
Parowanie	5 %	6 %	20 %
Wsiąknięcie	90 %	85 %	20 %

Można by zatem wnioskować, że pasy leśne w swym bezpośrednim zasięgu spowodują zwiększenie retencji wiosennej (kwartał hydrologiczny II), podnosząc ją do co najmniej 80% zapasu wody zimowej.

U w a g i k o ń c o w e

Przegląd liczb dotyczących zmian bilansowych zlewni pod działaniem agrotechniki wskazuje na wielką doniosłość tych zabiegów dla stosunków odpływu cieków. Odnosnie samych wartości zmian wypośrodkowanych tu z materiałów nie zawsze jednorodnych, należy zachować krytycyzm i nie traktować ich jako normy bezwzględnej, lecz raczej określające rząd możliwych przemian.

Ponadto w skomplikowanym organizmie, jaki przedstawia każda zlewnia, poszczególne zmiany w elementach nie sumują się w sposób arytmetyczny, lecz nawzajem na się wpływają poprzez funkcjonalne związki zachodzące w zlewni między odpływem i retencją. Związki te są możliwe do obliczenia dla bilansu surowego, w bilansie formowanym należałoby się liczyć, że na skutek zmian agro- i hydrotechnicznych, również i sam charakter związków może odbiegać od założeń pierwotnych.

Mając te zastrzeżenia na uwadze, sądzę jednak, że zgromadzony w niniejszej pracy materiał, poparty analizą warunków konkretnej zlewni, odda usługi jako pierwsze przybliżenie dla oceny bilansu formowanego.

„Zgodnie z programem wyborczym Frontu Narodowego nowy plan 5-letni oznacza zapoczątkowanie wielkich budów wodnych, rozwiązujących w sposób kompleksowy zagadnienie wykorzystania zasobów wodnych dla celów energetycznych, zagadnienia odwodnienia i nawodnienia w rolnictwie, transportu wodnego, zaopatrzenia w wodę miast i przemysłu oraz rozwoju rybołówstwa śródlądowego“.

(Z przemówienia min. S. Jędrzychowskiego na Kongresie Ziemi Odzyskanych).

J.F. DR INŻ. KAZIMIERZ DĘBSKI

kład Budownictwa Wodnego i Hydrologii SGGW w Warszawie

Parowanie z wolnej powierzchni zbiorników wodnych

Cel opracowania

Celem opracowania jest ustalenie empirycznych wskaźników do oceny wysokości warstwy wody parującej z wolnej powierzchni zbiorników wodnych na obszarze Polski, w różnych latach i miesiącach. Ponieważ spośród czynników klimatycznych, wpływających na parowanie, najważniejszym a zarazem najczęściej obserwowanym czynnikiem jest temperatura powietrza, przeto opracowanie prowadzi do ustalenia funkcji parowania i temperatury oraz gradientów parowania zależnych od temperatury i położenia geograficznego.

Materiał podstawowy

Pomiary parowania z powierzchni jezior nizinnych prowadzone były przed wojną przez [b. Instytut Hydrograficzny Min. Komunikacji w następujących miejscach:

- 1) na Jez. Czarnym w miejscowości Piaski (górna część dorzecza Jasiodły), w latach 1925—36,
- 2) na Jez. Horodyskim w miejscowości Horodyszczce (dolny bieg Jasiodły), w latach 1929—36,
- 3) na jez. Gopie w Siemionkach koło Kruszwicy (górny bieg Noteci), w latach 1935—36,
- 4) na Jez. Pątnowskim w Gosławicach, w latach 1936—39.

Wybuch wojny przeszkodził wydaniu drukiem szczegółowych wyników tych pomiarów, a materiały obserwacyjne zaginęły. Rozporządzamy jedynie dwoma sprawozdaniem na temat wyników tych pomiarów, drukowanymi w przedwojennych „Wiadomościach Służby Hydrograficznej”.

Sprawozdaniem pierwszym jest referat Stanisława Chylińskiego pt. „Pomiary parowania z wolnej powierzchni wód⁽¹⁾” drugim jest referat inż. Afreda Rundo pt. „Sprawozdanie z obecnego stanu badań nad parowaniem w Polsce⁽²⁾”. W referatach tych nie znajdujemy danych o parowaniu zmierzonym w poszczególnych miesiącach i latach, lecz tylko średnie z wyników pomiarów prowadzonych przez szereg lat. W związku z tym nie można wyrobić sobie sądu co do przebiegu zmian parowania w zależności od przebiegu wszystkich czynników, które je kształtują. Można jednakże stworzyć sobie dość dobry obraz kształtowania wartości przeciętnych w poszczególnych miesiącach. Umożliwia to opracowanie wykresu zmian sezonowych oraz określenie wpływu najważniejszego czynnika, jakim jest temperatura.

Parowanie przeciętne

Wartości przeciętne miesięczne temperatury powietrza i parowania mierzonego ewaporymetrem lądowym Kadela czerpiemy z pracy Rundo. Wypośredkowane są one z pomiarów wykonanych w okresie 1930—34, w miesiącach od kwietnia do listopada. Dane te zestawiono w tablicy I.

Z danych zawartych w tej tablicy możemy sporządzić dwa wykresy funkcji temperatury powietrza i parowania z powierzchni wody, z których pierwszy (rys. 1) odnosi się do Jez. Czarnego w Piaskach, drugi (rys. 2) do Jez. Horodyskiego w Horodyszczu. Z wykresów widać wyraźnie, że parowanie z wody jest funkcją temperatury, ale zarazem także innych ważnych czynników o charakterze sezonowym.

Do czynników takich należą następujące:

- siła i kierunek wiatru, zależnie od pór roku,
- promieniowanie słoneczne, którego natężenie jest największe w lecie, najmniejsze w zimie,
- ilość ciepła akumulowanego w zbiornikach wodnych i otaczającym je terenie,
- niedosyt wilgotności powietrza.

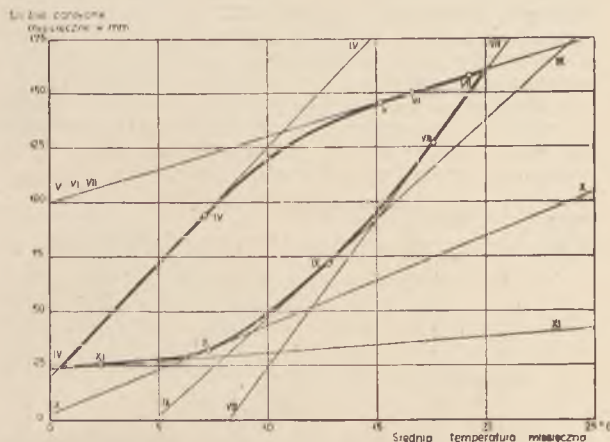
¹⁾ „Wiadomości Służby Hydrograficznej” tom I, zesz. 5. Warszawa 1938.

²⁾ „Wiadomości Służby Hydrograficznej”, tom II, zesz. 1. Warszawa 1939.

Tablica I

Przeciętne miesięczne wartości temperatury powietrza i parowania na Jez. Czarnym i Jez. Horodyskim

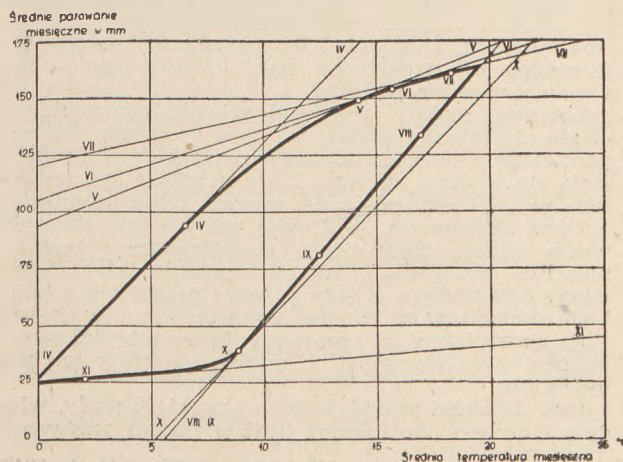
Miesiące	Piaski-jez. Czarne		Horodyszcz-jez. Horodys.	
	Temperatura powietrza °C	Parowanie mm	Temperatura powietrza °C	Parowanie mm
IV	6,5	94,9	7,1	94,3
V	14,2	149,8	15,2	146,2
VI	15,7	154,4	16,6	150,7
VII	18,3	161,5	19,2	158,2
VIII	17,0	133,5	17,6	127,6
IX	12,5	80,8	12,8	72,6
X	8,9	39,1	7,3	32,9
XI	2,1	26,7	2,3	25,4
Suma IV—XI	—	840,7	—	807,5



Rys. 1. Wykres funkcji temp. powietrza na Jez. Czarnym.

Roczny bieg parowania

Na obydwu wykresach widać, że parowanie przebiega według pewnego cyklu rocznego zjawisk, wyrażającego się krzywą funkcyjną, tworzącą obwód zamknięty w kształcie pętli. Kolejne punkty obwodu po pętli w kierunku ruchu wskazówek zegara. W górnej części pętli mieszczą się punkty pochodzące z miesięcy wiosennych i letnich do lipca włącznie,



Rys. 2. Wykres funkcji temp. powietrza i parowania na Jez. Horodyskim.

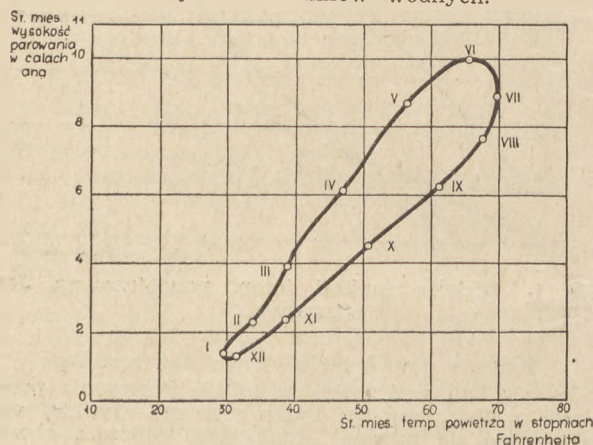
późniejsze miesiące układają się wzdłuż dolnej części pętli. Wynika stąd, że przy tych samych temperaturach powietrza parowanie z wody kształtuje się w pierwszej połowie roku o wiele wyżej niż w drugiej.

W literaturze nie mieliśmy do niedawna wyjaśnienia tego zjawiska. W książce pt. „Applied Hydrology” (Lindsey, Kohler, Paulhus), wydanej w 1949 r. w Nowym Jorku, znajdujemy wprawdzie wykres rocznego cyklu parowania z wody, odnoszący się do Sante Fe w Nowym Meksyku (rys. 3), ale autorowie przyznają, że wyraźna i ścisła relacja między temperaturą powietrza i parowaniem z wody dotychczas nie mogła być doświadczalnie określona. Równania empiryczne i teoretyczne, które zostały ustalone, nie znajdują dostatecznego potwierdzenia w wynikach obserwacji rzeczywistego przebiegu procesów parowania i zmian temperatury powietrza.

Procesy termiczne w jeziorach

Cykliczny kształt funkcji parowania i temperatury znalazł wytłumaczenie dopiero w pracy Hardinga pt. „Parowanie z wolnej powierzchni wód”³⁾. Harding stwierdza, że wielkość parowania, które zachodzić może na powierzchni wody, zależy przede wszystkim od promieniowania słonecznego. Słońce dostarcza ciepła, które ogrzewa wodę i otaczającą ją środowisko. Jednakże temperatura wody i otoczenia nie jest jednakowa. Różni się zarówno co do wielkości jak i amplitudy wahań dziennych i okresowych.

Różnice temperatur powodują przechodzenie ciepła od zbiornika wodnego do otoczenia, gdy temperatura otoczenia jest niższa, i na odwrót — od otoczenia do zbiornika wodnego, gdy jego temperatura jest niższa. W ten sposób ilość ciepła otrzymywanego przez zbiorniki wodne bezpośrednio od słońca zwiększa się lub zmniejsza o te ilości ciepła, które pochodzą z wymiany ciepła z otaczającym środowiskiem. W podobnym stosunku zwiększa się lub zmniejsza intensywność parowania wody ze zbiorników wodnych.



Rys. 3.

Jeśli zbiorniki są duże, wtedy ilość ciepła pochodzącego z wymiany jest niewielka w stosunku do ilości ciepła otrzymywanego bezpośrednio ze słońca, dlatego czynnik ten poważnej roli odegrać nie może. Jeśli jednakże zbiorniki są niewielkie, wtedy ilość ciepła wymiennego jest stosunkowo duża i wpływ jego na parowanie staje się wyraźny.

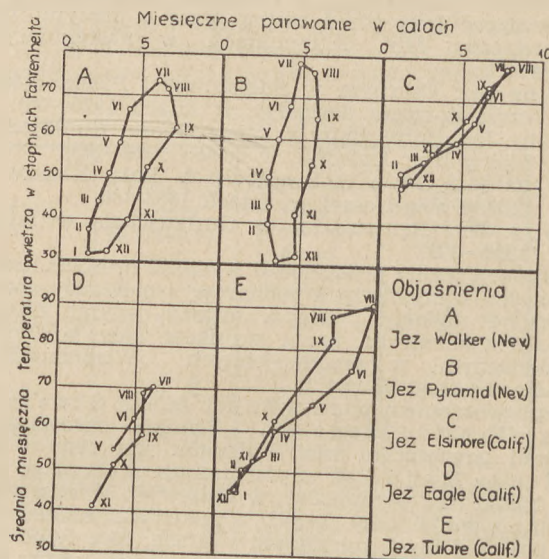
Zbiorniki małe w pierwszej połowie lata pobierają ciepło nie tylko od słońca, ale i od otoczenia. Dlatego parowanie z powierzchni wodnej płytkich zbiorników staje się większe od tego, które mogłoby być wywołane w tym samym czasie, samym tylko promieniowaniem słonecznym. W drugiej połowie lata zbiorniki wodne oddają część ciepła, pochodzącego z promieniowania słonecznego, swemu otoczeniu, które bywa wtedy chłodniejsze. Z tego powodu parowanie z płytkich zbiorników w drugiej połowie lata i w jesieni staje się mniejsze od parowania, które przy tej samej temperaturze zdarza się na wiosnę i w pierwszej połowie lata.

Jeśli zbiorniki posiadają dużą zawartość wody, wtedy zatrzymują one znaczną ilość ciepła otrzymywane-

go od słońca. Ciepło to przenika w głąb i podnosi temperaturę dolnych warstw. Parowanie z powierzchni wodnej w czasie akumulacji ciepła jest mniejsze od tego, które mogłoby być, gdyby cała ilość ciepła słonecznego służyła wtedy parowaniu. Ku jesieni powierzchnia warstwa wody zaczyna się oziębiać. Ciepło nagromadzone w głębi wraca stopniowo na powierzchnię i zwiększa ilość ciepła pochodzącego ze słońca. Parowanie staje się znacznie intensywniejsze i większe, aniżeli mogło być na wiosnę, przy tej samej temperaturze powietrza.

Na rys. 4 znajdujemy niektóre wyniki obliczeń parowania jako różnicę opadów atmosferycznych na powierzchnię jezior oraz dopływu i odpływu z jezior. Zaczepnięto je z pracy Hardinga. Parowanie z dużych jezior, takich jak Walker i Pyramid w Ameryce, przy jednakowej temperaturze powietrza, w późniejszych miesiącach roku jest znacznie większe niż na wiosnę i w pierwszej połowie lata. Jeziora te mają około 60 m głębokości.

Wykres parowania z jez. Eagle, leżącego również w Ameryce, posiada podobny kształt, jednakże różnice parowania na wiosnę i w jesieni są tutaj mniejsze. Jezioro ma 9—15 m głębokości.

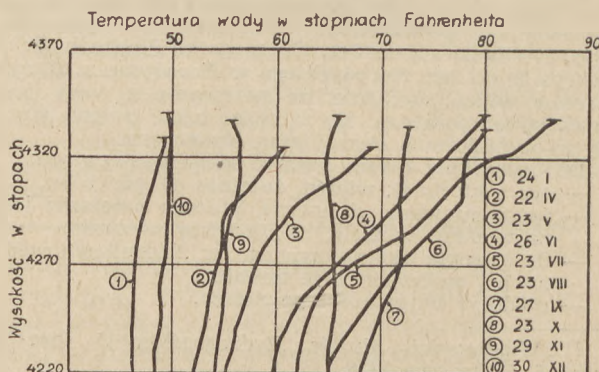


Rys. 4.

Jeziora Tulare i Elsinore, których głębokość wynosi tylko 3—6 m, mają odwrócony kształt pętli. Parowanie jest tu intensywniejsze w pierwszej połowie lata. Wykresy parowania z tych jezior dowodzą, że wpływ procesów termicznych zachodzących w jeziorach jest duży i decydujący o przebiegu parowania.

Ciepło akumulowane

Dotychczas nie wyjaśniono jeszcze dostatecznie, jak wielkie mogą być ilości ciepła akumulowanego w zbiornikach wodnych. Pierwszą wskazówkę dać mogą podane przez Hardinga wyniki pomiarów profili termicznych zbiornika Elephant Butte, wykonane w 1935 r. Zmiany temperatury rozciągają się tu na całą głębokość wody (rys. 5).



Rys. 5.

³⁾ Oskar Meinzer — Hydrology. New York 1949. Sidney T. Harding — Evaporation from free water surfaces.

Doroczne przejście od minimum temperatury wody w styczniu do maksimum powierzchniowej temperatury w lipcu odbywa się dość regularnie. Od lipca do września temperatura powierzchniowa maleje, ale ciepło przechodzi w tym czasie w głąb i podnosi temperaturę warstw dolnych. W październiku zaczyna się proces odwrotny. Ochłodzenie przenika ku dołowi, a temperatura wody ciągle się zmniejsza, aż do poprzedniego minimum styczniowego.

Ilość ciepła akumulowanego w czasie od stycznia do sierpnia jest tak znaczna, że gdyby mogło być ono użyte na parowanie, wyparowałaby w tych miesiącach warstwa wody równa przynajmniej 600 mm (2 stopy).

Badając podobne profile termiczne w zbiorniku Owyhee wykazał Houk, że zasób ciepła akumulowanego w czasie od 13.VI do 31.VIII wystarczyłby do wyparowania warstwy 75 mm, zaś zwrot ciepła w czasie 31.VIII—30.XI wystarczył do wyparowania przeszło 450 mm (1,5 stopy) wody.

Przytoczone liczby są dość rozbieżne i dlatego nie są przekonujące, tym niemniej świadczą one, że wpływ ciepła akumulowanego na przebieg parowania jest dość duży. Akumulacja ciepła w zbiornikach wodnych wpływa w znacznym stopniu na przebieg parowania w ciągu roku, jednak niewiele na wysokość sumy rocznej. Parowanie całoroczne z głębokich i płytkich wód nie może wiele się różnić. Średnie roczne temperatury wody są w obydwu wypadkach prawie te same i z tego powodu także parowanie roczne musi być podobne. Jedynie podział rocznej sumy parowania na poszczególne miesiące roku wykazuje znaczne i istotne różnice.

Gradient równoleżnikowy

Wszystkie jeziora, w których prowadzone były pomiary parowania, a to jeziora poleskie: Czarne i Horodyskie oraz wielkopolskie: Gopło i Pątnowskie, leżą w tym samym pasie równoleżnikowym 52°—53° szerokości północnej. Odległość jez. Gopło od Jez. Horodyskiego, mierzona w stopniach długości geograficznej wynosi około 9 stopni. Jest to odległość tak duża, że wpływ gradientu równoleżnikowego na wielkość parowania może być już wyraźny.

Nie mamy niestety możliwości porównania ze sobą parowania zmierzonego na rozpatrywanych jeziorach w tych samych przedziałach czasu. W związku z tym wyznaczenie gradientu równoleżnikowego może być tylko przybliżone. W tym celu skorzystamy z pracy Chylińskiego (tab. II).

Tablica II

Jezioro	Okres obserwacji	Wysokość parowania			
		w półr. letn.		w roku	
		mm	%	mm	%
Horodyskie	1929 — 1934	689,8	100,0	889,7	100,0
Czarne	1929 — 1934	719,1	104,2	934,3	105,0
Gopło	1935 — 1936	751,0	109,0	971,4	109,2

Przyjmując wysokość parowania z Jez. Horodyskiego za 100% mamy parowanie z jez. Gopło równe 109,2% w półroczu letnim względnie 109,2% w całym roku. Sądzić by należało z tego, że w tym pasie równoleżnikowym wzrasta parowanie ku zachodowi, mniej więcej o 1% wysokości parującej z Jez. Horodyskiego na każdy stopień długości geograficznej.

Jakkolwiek okres obserwacji poleskich nie pokrywa się z okresem obserwacji na jez. Gopło, możemy przyjąć, że:

- normy parowania z powierzchni wody, wypośredkowane z wyników pomiarów parowania na jeziorach poleskich, odpowiadają mniej więcej warunkom parowania na południku 26° długości geograficznej od Greenwich;
- normy te na południku Brześcia n/B należy zwiększać o 2,5%, zaś na południku Warszawy o 5%, w stosunku do norm zmierzonych na jeziorach poleskich.

Gradient południkowy

Gradient południkowy dla parowania terenowego na niżu polskim oceniono na —20 mm na każdy sto-

pień szerokości geograficznej⁴⁾. Ponieważ parowanie z terenu jest mniej więcej dwa razy mniejsze, w stosunku rocznym, od parowania wody, przypuszczać można, że gradient południkowy parowania z powierzchni nizinnych zbiorników wodnych wynosi około —40 mm na każdy stopień szerokości geograficznej.

Niestety zupełny brak wyników pomiarów parowania z otwartych zbiorników wodnych w Polsce poza pasem równoleżnikowym 52°—53°, nie pozwala na bliższe określenie tego gradientu sposobem empirycznym.

Gradient hypsometryczny

Schmuck⁵⁾ podaje następujące średnie roczne wysokości parowania potencjalnego, według grup stacji obserwacyjnych, położonych na wysokościach od 0 do 300 m nad poziomem m.

Wysokość	0 — 50	50—100	100 — 150	150—200	200—250	250—300
E mm	635	646	581	573	519	393

Opierając się na tym, można przyjąć, że parowanie maleje na ogół wraz ze wzniesieniem stacji obserwacyjnej nad poziom morza, o 12 do 17% na każde 50 m wzniesienia.

Gradient temperatury

Wskazówek co do tego, jak zmienia się parowanie w zależności od temperatury powietrza poszczególnych miesięcy w różnych latach, dostarczyć może pomiar nachylenia stycznych do krzywych przebiegu parowania (rys. 1, 2) w Piaskach i w Horodyszczy.

Gradienty temperatury mogą być wyznaczone dla każdego miesiąca osobno jako równe tangensom stycznych, obliczonym za pomocą równania

$$\frac{\Delta p_0}{\Delta t} = k$$

W równaniu tym Δp_0 oznacza przyrost wysokości warstwy wyparowanej w milimetrach, zaś Δt odpowiadający przyrost temperatury powietrza w °C. W celu obliczenia gradientów wykreślono styczne do krzywych przebiegu parowania z jezior poleskich w każdym punkcie pomiaru i odczytano z wykresów tangensy k . Wyniki zawiera załączona tablica III.

Tablica III

Obliczenie gradientów parowania według temperatury powietrza

Miesiąc	w Piaskach Jez. Czarne			w Horodyszczy Jez. Horodyskie			Gradient wypośredk. z obydwu jezior $k = \frac{\Delta s}{\Delta t}$ (mm/1°C)
	Δs	Δt	$\frac{\Delta s}{\Delta t}$	Δs	Δt	$\frac{\Delta s}{\Delta t}$	
IV	147	14,3	10,30	155	14,7	10,50	10,40
V	81	20,6	3,94	75	24,7	3,03	3,49
VI	69	22,2	3,11	75	24,7	3,03	3,07
VII	54	24,2	2,23	75	24,7	3,03	2,63
VIII	175	14,9	11,75	175	12,9	13,56	12,65
IX	175	14,9	1,75	175	19,4	9,02	10,38
X	175	16,9	10,35	103	25,0	4,12	7,24
XI	20	25,0	0,80	19	25,0	0,76	0,78
Wypadkowe	139	18,0	7,75	134	19,6	6,85	7,30

Δs — przyrost parowania, Δt — przyrost temperatury, $\frac{\Delta s}{\Delta t}$ — współczynnik proporcjonalności k)

Równania parowania z jezior poleskich

Znając stosunki k poszczególnych miesięcy możemy obliczyć wielkość parowania w tych samych miesią-

⁴⁾ Kazimierz Dębski — Parowanie terenowe i jego gradient południkowy na ziemiach niżu sarmackiego. Przegląd Meteorologiczny i Hydrologiczny, zes. 1/1948.

⁵⁾ Adam Schmuck — O parowaniu potencjalnym. Wrocław 1949.

cach w każdym roku, znając średnią temperaturę tego miesiąca. W tym celu ustawiamy ogólne równanie funkcji

$$p = p_0 + \Delta p_0 = p_0 + k \Delta t \quad p_0 + k (t - t_0)$$

W równaniu oznacza:

- p — wysokość warstwy wody wyparowanej z powierzchni jeziora w ciągu miesiąca, przy średniej temperaturze powietrza t
- p_0 — przeciętną wysokość warstwy wody parującej z jeziora w danym miesiącu,
- Δt — różnicę średniej temperatury powietrza w rozpatrywanym miesiącu (t) i średniej wieloletniej temperatury w tym miesiącu (t_0),
- k — współczynnik, który należy przyjmować w milimetrach na 1 stopień różnicy temperatury w rozpatrywanym miesiącu i temperatury średniej wieloletniej w tym samym miesiącu.

Równanie to odnosi się tylko do jezior poleskich. Podstawiając w równanie ogólne znane wielkości

funkcyjne p_0, t_0, k ustawiono 8 równań szczególnych, określających parowanie p jako funkcję temperatury powietrza t w poszczególnych miesiącach.

Równania te podano poniżej.

Miesięczna wysokość parowania:

w kwietniu	$p = 94,6 + 10,40 (t - 6,8)$
w maju	$p = 148,0 + 3,49 (t - 14,7)$
w czerwcu	$p = 152,6 + 3,07 (t - 16,1)$
w lipcu	$p = 159,8 + 2,63 (t - 18,8)$
w sierpniu	$p = 130,6 + 12,65 (t - 17,3)$
we wrześniu	$p = 76,7 + 10,38 (t - 12,6)$
w październiku	$p = 36,0 + 7,24 (t - 8,1)$
w listopadzie	$p = 26,1 + 0,78 (t - 2,2)$

Równania te mogą być użyte do obliczeń parowania z płytkich zbiorników w miesiącach, których średnia temperatura jest znana. Ponadto powinien być uwzględniony gradient równoleżnikowy, wynoszący 1% na każdy 1° długości geograficznej, odległości od Jeziora Horodyskiego.

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

DR INŻ. JÓZEF MATUSEWICZ

Zasady przygotowania terenu zbiornika pod zalew

W polskiej literaturze technicznej odczuwa się brak publikacji omawiających bliżej zagadnienia związane z przygotowaniem terenów pod zalew.

Podany niżej artykuł omawia skutki zatapiania i podtapiania, następnie przygotowania terenu pod zalew, wreszcie metody badań w zakresie oceny skutków zalewu.

Pracę autor oparł na doświadczeniu budownictwa radzieckiego, a przede wszystkim na dziele Lifanowa pt. „Organizacja czasu wodochroniliszczu”. Lifanow przez dłuższy czas zajmował się bezpośrednio na budowach wodnych zagadnieniami, związanymi z przygotowaniem zbiorników pod zalew oraz badaniami skutków wywoływanych zatapianiem i podtapianiem terenów.

Szeroko stosowana rozbudowa zbiorników dla różnych celów gospodarczych wymaga nie tylko rozwiązania szeregu zagadnień natury techniczno-budowlanej, lecz także wielu zadań niezbędnych dla prawidłowego przygotowania terenu pod zalew. Chodzi tu przede wszystkim o wszelkie prace o charakterze sanitarno-higienicznym, organizacyjnym i zapobiegawczym przed skutkami zalewu.

W rezultacie wykonania większych budowí wodnych — nie tylko zbiornikowych, — w strefach ich zasięgu, ulegać mogą zasadniczej zmianie zarówno ogólne warunki życia ludności, jak też i samo środowisko otaczające.

Przed projektującymi stoi zatem trudne zadanie wszechstronnego naświetlenia wpływu budowli na sąsiadujące tereny.

Dla wszechstronnego rozwiązywania mogących zaistnieć tu zagadnień, muszą być przywołani specjaliści z różnych gałęzi wiedzy. Zadaniem ich będzie przyczyniać się do takich zmian środowiska otaczającego daną budowlę, które doprowadzą do polepszenia warunków życia oświeconej ludności i podniesienia stanu zdrowotności, a nie odwrotnie.

W Związku Radzieckim wielkie budowle wodne projektowane są właśnie przy uwzględnieniu wszystkich, również i sanitarno-higienicznych wymogów, tworząc jednocześnie np. zarówno dobre źródło zaopatrzenia w wodę osiedli, jak też i miejsce kulturalnego wypoczynku ludności. Odwrotnie, w krajach kapitalistycznych, gdzie do zagadnień zbiornikowych podchodzi się przede wszystkim od strony zysku prywatnego przedsiębiorstwa — cele inne nie odgrywają roli.

Należy więc i w naszych budowlach wodnych zarówno w założeniach wstępnych, jak też i dalszych projektowych rozpracowaniach żądać postawienia na należytych poziomach i w sposób kompleksowy całości kształtu występujących zagadnień.

W technicznej literaturze zagranicznej niejednokrotnie spotykamy się z faktami cytowania skutków wadliwie przygotowanych terenów zalewowych zbiornika. Wywoływało to np. — po kilku latach eksploatacji — rozwój malarii w rejonie. W wielu przypadkach przedsiębiorstwa zmuszone były drogą procesów sądowych do opróżnienia zbiornika i ponownego, dokładnego przygotowania terenu zalewowego.

Zatapianie i podtapianie

Budowa każdej zapory piętrzącej wodę na rzece, niezależnie od jej przeznaczenia (hydroenergetyka, żegluga, zaopatrzenie w wodę, nawodnianie itp.) powiązana jest z utworzeniem zbiornika wodnego o pewnej pojemności i powierzchni zalewu, w zależności od wyboru miejsca, rzędnej spiętrzenia i rzeźby doliny rzecznej.

Jeżeli w warunkach górskich utworzenie zbiornika zazwyczaj związane jest z zatapianiem mniejszych powierzchni, to już w podgórskich, a w szczególności nizinnych, — zatapianiu podlegają duże przestrzenie.

W odróżnieniu od zatapiania, tj. całkowitego pokrycia wodą pewnego terenu — podtapianiem nazywać będziemy takie podniesienie poziomu wód gruntowych wywołane spiętrzeniem, przy którym istniejące poprzednio wykorzystanie terenu staje się niemożliwe względnie nastąpiło znaczne pogorszenie warunków jego wykorzystania.

Zatapianie i podtapianie obszarów gospodarczo użytecznych może zmienić strukturę środków i sił produkcji rejonu, jak też jego materiałową i zaopatrzeniową bazę, wnosząc tym samym zasadnicze zmiany w gospodarce regionu. Z zatapianych obszarów trzeba będzie przesiedlać ludność, co wymaga znacznych nakładów. Na brzegach zbiornika będą mieszkali setki i tysiące ludzi, których warunki gospodarcze i bytowe mogą ulec zasadniczym zmianom. Skala zatem zatapiania i podtapiania oraz powiązane z tym skutki stanowią dla gospodarki narodowej ważne za-

gadnienia w okresie planowania budowy. Zatapienie i podtapianie jest dopuszczalne tylko tam, gdzie staje się konieczne i celowe z punktu widzenia potrzeb ogólnonarodowej gospodarki, a nie jednostronnych, wąskich potrzeb resortowych.

W praktyce projektowania budownictwa zbiornikowego nie zawsze poświęcano dość uwagi ocenie i zbadaniu skutków zatapienia i podtapiania. Doprowadzało to często do tego, że efektywność zaprojektowanej budowlą nie była dostateczna.

Jak wiadomo, wszystkie zbiorniki, zależnie od rodzaju ich budowy, podzielić można na 3 grupy:

- zbiorniki powstałe przy zaporach,
- zbiorniki powstałe przez obwałowanie terenu,
- zbiorniki powstałe przez wykopy w terenie.

Największą rolę, przy rozpatrywaniu zagadnień związanych z zatapieniem i podtapianiem, odgrywają zbiorniki powstałe przy zaporach, które przy wysokich rzędnych spiętrzenia wody mogą wywoływać zasadnicze zmiany w istniejącym, naturalnym, gospodarczym stanie przybrzeżnych stref. Dlatego też dalej rozpatrywać będziemy tylko skutki zatapienia i podtapiania, wywoływane zbiornikami przy zaporach, jako najczęściej u nas spotykanych.

Do podstawowych techniczno-ekonomicznych wymagań stawianych przy wyborze miejsca zapory zbiornikowej i ustalaniu rzędnych spiętrzeń zaliczamy takie, które powodują minimalne skutki ujemne, a maksymalne dodatnie.

Odmienne przeznaczenia zbiorników nakładają naturalnie różne wymagania. Jednakże dla wszystkich zbiorników dadzą się ustalić ogólne wymagania, do których zaliczymy następujące:

- Minimalnemu zatapieniu muszą podlegać:
 - a) większe osiedla i centra przemysłowe z ukształtowaną już gospodarczą działalnością;
 - b) różne większe budowle (np. mosty żelazne kolejowe i drogowe), które posiadają duże znaczenie dla regionu;
 - c) zagospodarowane cenne urodzajne grunty i sztuczne zalesianie;
 - d) większe ilości małych osiedli, które razem mogą powodować duży zakres zabiegów i kosztów przesiedleńczych;
 - e) większe masywy złóż kopalnianych i torfowych;
 - f) silnie filtrujące geologiczne nawarstwienia, które mogą spowodować większe przecieki ze zbiornika, zmniejszając tym samym jego pojemność użytkową.

— Zatapieniu mogą podlegać:

- a) grunty nieużyteczne lub nie nadające się do wykorzystania w gospodarce narodowej;
- b) tereny pokryte wodą, np. jeziora, błota, starorzecza, grunty podmokłe, słabe torfowiska itp.

— Należy dążyć do jak najmniejszego podtapiania gospodarczych obiektów, położonych na brzegu przyszłego zbiornika.

— Linia brzegowa powinna być jak najbardziej prosta, skarpy dostatecznie strome, wolne od zanurzonych roślinności.

— Należy ograniczać do minimum tworzenie płytkich miejsc. Jeśli temu nie można zapobiec, projektować je z dala od osiedli. Strefy zatapiane do głębokości 1,5 — 2 m stwarzają sprzyjające warunki dla rozwoju komara malarycznego oraz zarastaniu roślinnością podwodną.

Przy trudności uniknięcia pływacza zbiornik winien odpowiadać przynajmniej jednemu z następujących wymagań:

- a) powinien mieć częste wahania poziomu wody w granicach 0,2 — 0,3 m/dobę,
- b) silne falowanie, nie pozwalające na zarastanie płytkich przybrzeżnych stref;
- c) prędkość wody na miejscach płytkich, a w szczególności przy brzegach winna być mniejsza niż 0,2 m/sek;
- d) przy miejscach płytkich, o wąskiej przybrzeżnej szerokości, należy zaprojektować silne zacienienie drzewami, które nie pozwala na podniesienie temperatury wody powyżej 15° C; powoduje to warunki nieprzychylnie dla rozwoju larw komara malarycznego.

— W rejonach o niedostatecznej naturalnej wilgotności gleby, należy wybierać taki poziom spiętrzenia wód zbiornika, w rezultacie którego podniesienie poziomu wód gruntowych polepszyłoby warunki wegetacyjne przybrzeżnej roślinności i tworzyłoby do pewnego stopnia rodzaj podglebowego nawodnienia.

— Pożądane jest krótkoterminowe (wczesną wiosną) zatapienie terenów, w szczególności w rejonach o niedostatecznej naturalnej wilgotności, co powoduje oprócz zwilżania gleby dodatkowe jej użytkowanie.

— Dążyć należy do stwarzania minimum takich miejsc na brzegach, które mogą być zagrożone zjawiskami osuwiskowymi lub niszczeniem.

— Należy ograniczyć do minimum wąwozy, jary, zdolne wywoływać intensywne zamulanie dna zbiornika.

— Należy przewidzieć jak najlepsze warunki dla zabezpieczenia hodowli i połowu ryb.

— Przy zatapieniu mało cennych gruntów należy dążyć do wykorzystania maksymalnego spiętrzenia, przy uwzględnieniu warunków geologicznych i innych.

— Należy dążyć do wytworzenia maksymalnej długości żegluga trasy z odpowiednimi głębokościami, bez wykonywania prac pogłębiarskich i oczyszczania trasy.

— Wskazane jest przybliżanie zbiornika do większych miast, przedsiębiorstw przemysłowych i fabryk, dla wykorzystania go jako źródła energii, zaopatrzenia w wodę, żegluga itp.

Zatapienie terenu zawsze pociąga za sobą szereg skutków o charakterze dodatnim lub ujemnym. Rozróżnić tu będziemy:

— zatapienie osiedli, budynków, sadów, ogrodów, gruntów zmeliorowanych i innych obiektów, na które poprzednio poczyniono wkład pracy i kosztów;

— zatapienie bogactw naturalnych (zasoby kopalniane, lasy, użytki rolne);

— wytworzenie w przylegającej do zbiornika strefie nowych warunków przyrodniczych.

Oprócz podstawowych dodatnich skutków budowy danego zbiornika (otrzymanie energii, zaopatrzenie w wodę, nawodnianie, żegluga itp.), mogą być uzyskane inne dodatkowe korzyści z tytułu:

— przybliżenia w niektórych przypadkach trasy żegluga do miast, osiedli i urządzeń przemysłowych;

— możliwości wykorzystania rybołówstwa;

— dodatniego wpływu zbiornika na przybrzeżną roślinność;

— stworzenia w pobliżu osiedli sprzyjających warunków dla rozwoju sportu wodnego;

— turystyki;

— polepszenia sanitarnych warunków przez zatapienie błot i podmokłych terenów.

Do rzędu ujemnych skutków zatapienia zaliczyć należy:

— likwidację obiektów gospodarczych, np. terenów rolniczych, lasów, osiedli i budynków itp.;

— konieczność przeniesienia budynków osiedli i gospodarstw rolnych;

— konieczność rekonstrukcji dróg i mostów;

— tworzenie się osuwisk i podmycie brzegów;

— wytwarzanie warunków do rozwoju malarii;

— wyniszczenie torfowych masywów po zatopieniu;

— zamulanie zbiornika;

— podtapianie terenów;

— pogorszenie warunków sanitarnych w przypadku zanieczyszczeń i procesów gnilnych w zbiorniku;

— zatrzymanie przejścia dla ryb;

— zarastanie „płytkich” odcinków przy brzegach zbiornika, powodujących zagniwanie i zamulanie.

Zazwyczaj do strefy podtapiania zaliczamy tereny położone o 0,5 do 2,0 m wyżej normalnego poziomu spiętrzenia zbiornika. Ustalanie obiektów podtapianych dokonuje się równocześnie z ustalaniem budowl zatapianych i projektuje się dla obu kategorii jednakowe środki zapobiegawcze, obliczając ogólne koszty niezbędnych wkładów. Skutki jednak wywoływane podtapianiem zasadniczo różnią się od skutków zatapienia, co naturalnie wymaga odmiennych środków zaradczych i innych kalkulacji. W rezultacie, przy końcowej dokładnej analizie koniecznych do wykonania środków zaradczych niejednokrotnie okazywało się, że pierwotne kosztorysowe założenia znacznie odbie-

gały od rzeczywistych. Częściowo tłumaczy się to tym, że określenie strefy podtapiania i obliczenie wywołanych tym zjawiskiem strat nie posiada jeszcze należyte wypracowanej metodyki badań.

Praktyka radziecka wykazała, że zakres skutków wywołanych podtapianiem i ich waga gatunkowa są znaczne, gdyż powierzchnia gruntów podtapianych waha się w szerokich granicach od 12 do 70% całkowitej powierzchni zatapianej.

Skutki podtapiania mogą spowodować:

— zalewanie wodami gruntowymi piwnicznych pomieszczeń;

— osiadanie budynków i podziemnych urządzeń (sieci wodociągowej, kanalizacji itp.);

— podniesienie poziomu wód w studniach, powodując wstrzymanie zasilania świeżą wodą, a więc pogorszenia jakości;

— zatapianie kopalń wodą gruntową;

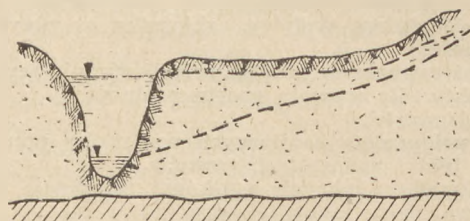
— zmniejszenie i zatrzymanie wegetacji pól rolniczych na ziemiach ornych, a także zmiana naturalnego porostu łąk i lasów na gatunki charakterystyczne dla błot i podmokłych terenów;

— utworzenie małych zbiorników i zabagnień na terenach wklęsłych, co stwarza sprzyjające warunki dla rozwoju komara malarycznego;

— niszczenie brzegów (osuwiska, obrywanie brzegów stromych).

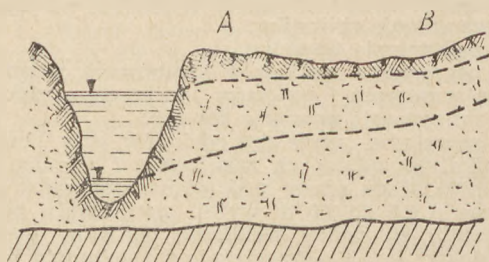
Badania prowadzone na szeregu istniejących zbiorników w Związku Radzieckim wykazały, że podtapianie przejawia się nie na całej przestrzeni otaczającej zbiornik, lecz na poszczególnych częściach, w zależności od sprzyjających okoliczności, np. rzeźby terenu, rodzaju gruntów itp. Świadczy to o dużych trudnościach napotykanym przy określaniu rzeczywistej strefy podtapiania.

Różnorodność topograficznych, geologicznych i hydrologicznych cech strefy podtapiania warunkuje różnicę skutków podtapiania, wywołanych spiętrzeniem wód. Rozpatrzmy przypadki najbardziej charakterystyczne. Jeśli przed spiętrzeniem, poziomy wód gruntowych zalegał pod terenem na głębokości kilku metrów, to po spiętrzeniu mogą znaleźć się one bezpośrednio w pobliżu powierzchni ziemi (rys. 1). w rezultacie czego zmieniają się warunki porostu roślinności.



Rys. 1. Podtapienie brzegu płaskiego

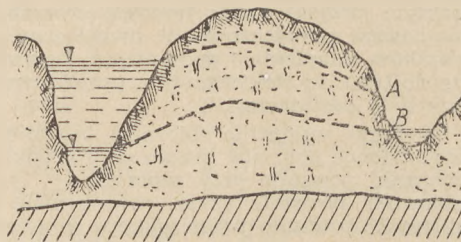
Inny przypadek podtapiania występuje, jeśli mamy do czynienia z nieco wyższym brzegiem (2—4 m powyżej normalnego poziomu spiętrzenia), z płaskim lub słabo obniżającym się dalej terenem (rys. 2). Okazuje



Rys. 2. Podtapienie z dala od zbiornika.

się, że w przybrzeżnej strefie wody gruntowe znajdują się na dostatecznie dużej głębokości i nie obserwujemy podtapiania z jego ujemnymi skutkami. Natomiast dalej od brzegu zbiornika podtapianie przejawia się w całej rozciągłości, co wielu projektującym może wypaść z uwagi.

W niektórych przypadkach, podtapianie może ujawnić się nawet daleko poza wododziałem w zależności wyłącznie od układu struktury geologicznej podglebia i brzegów (rys. 3). Tego rodzaju podtapianie wy-

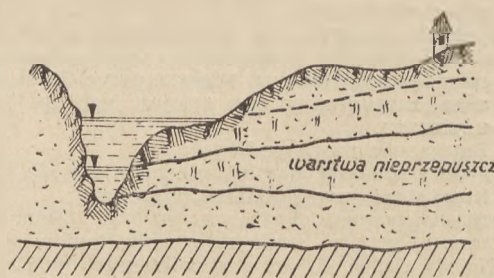


Rys. 3. Podtapienie za wododziałem

stępuje, gdy mamy do czynienia — z warstwą silnie przepuszczalną na całej przestrzeni od brzegu do wododziału. Jeśli przed spiętrzeniem istniało powiązanie hydrologiczne między wodami gruntowymi z obu stron wododziału, to i po spiętrzeniu, szczególnie w gruntach jednostajnych, związek ten pozostanie, powodując często za wododziałem tzw. wyklinowanie wód gruntowych na powierzchni ziemi (na rys. 3 punkty A i B). Naturalnie wszystkim obiektom znajdującym się na terenie wypływu wód gruntowych zagraża podtapianie.

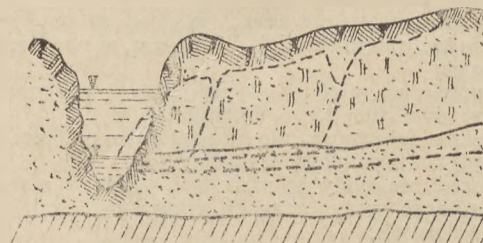
Należy zaznaczyć, że w praktyce robót melioracyjnych obserwowano przypadki, że po wykonaniu sieci odwodniającej na terenach zabagnionych w pobliżu rzek obniżały się wody gruntowe na miejscach wysokich w oddaleniu od rzeki, aż do zaniku wody w studniach i zupełnego odwodnienia górnych warstw wodonośnych.

Przy zatapianiu sieci odwodniającej mogą natomiast zachodzić przypadki odwrotne, jak odnowienia starych warstw wodonośnych, a nawet stworzenie nowych na pierwszej nieprzepuszczalnej od powierzchni ziemi warstwie (rys. 4). W podobnych przypadkach obserwowano znaczne podniesienie poziomu wody w studniach i jej pogorszenie.



Rys. 4. Podtapienie z wytworzeniem nowej warstwy wodonośnej

W niektórych warunkach geologicznych zanotowano przypadki istnienia osuwisk nowych brzegów zbiornika, powodujących znaczne straty (rys. 5). Przyczyny osuwisk są różnorodne i dla wyjaśnienia możliwości takich zjawisk oraz podjęcia środków zaradczych konieczne jest przeprowadzenie dokładnych badań geologicznych.



Rys. 5. Tworzenie osuwiska.

Jak wynika z powyższego, środki zapobiegawcze stosowane w strefach zatapiania i podtapiania mogą mieć różne cele.

Zabiegi ochronne mogą mieć zarówno pojedyncze cele, jak też i mogą być traktowane kompleksowo. Do obiektów podlegających ochronie zalicza się miasta, osiedla, zakłady i przedsiębiorstwa przemysłowe, grunty rolne, lasy, użyteczne złoża kopalniane oraz inne cenne obiekty gospodarcze.

W zależności od charakteru oddziaływania, zabiegi ochronne można podzielić na ochronę od stałego i czasowego zatapiania oraz ochronę od podtapiania. Same zabiegi ochronne mogą być bardzo różnorodne. Do najbardziej rozpowszechnionych zaliczyć możemy:

- obwałowanie,
- osuszenie,
- umocnienie brzegów,
- wyrównanie terenów,
- zabiegi przeciwerozyjne itp.

Likwidacja skutków podtapiania jest możliwa:

- zabiegami hydromelioracyjnymi,
- wzmacnianiem fundamentów budowli,
- miejscowym obniżeniem powierzchni wód gruntowych (odwodnieniem),
- wyrównaniem powierzchni ziemi,
- zmianą użytkowania na gruntach rolnych i łakowych itp.

Wybór racjonalnych metod zabiegów ochronnych uzależniony jest od wykonania szczegółowych prac badawczych.

Wykonawstwo zabiegów ochronnych należy w zasadzie do zakresu budownictwa wodnego i nie będziemy go tu bliżej omawiali. To samo dotyczy i innych technicznych zagadnień, związanych z zatapianiem i podtapianiem, np. wyborem miejsca profilu zapory, ustalaniem rzędnej spiętrzenia budowli itp.

Jak widzimy z powyższych rozważań, skutki zatapiania i podtapiania wymagają szeregu swoistych i często skomplikowanych środków zaradczych, których stosowanie zależy w poszczególnych przypadkach od miejscowych warunków i możliwości technicznych, związanych z przeznaczeniem, sposobem urządzeń, głębokościami, rozmiarem i konfiguracją w planie, wahaniami poziomu wód itp.

Szczegółowe zbadanie tych warunków jest nieodzowne przy ustalaniu wyboru tego lub innego rodzaju zabiegów.

Studia i badania

Przeznaczenie zbiornika w znacznej mierze warunkuje charakter i zakres badań, jak też i środków zapobiegawczych w przygotowaniu terenu zbiornika do zatopienia i eksploatacji. Im większe są rozmiary zbiornika, im obiekty gospodarcze położone na jego terenie zalewowym będą liczniejsze i różnorodniejsze, tym bardziej złożone staną się badania.

Różnorodność warunków, od których jest zależne zatapianie i podtapianie, wymaga w okresie projektowania dokładnej analizy i zbadania zarówno stref podlegających stałemu zatapianiu, jak też i czasowemu, ponieważ w powiązaniu z częstotliwością i trwaniem wahań poziomu wody pozwoli to scharakteryzować możliwości wykorzystania terenów czasowo zalewanych oraz przedsięwziąć pewne środki zaradcze.

Do czasowych zatapiań zaliczamy:

- chwilowe szczytowe spiętrzenie wód w zbiorniku,
- przeciwpowodziowe zatrzymanie wód,
- spiętrzenia spowodowane napędem wód na brzegi przez wiatr,
- spiętrzenie wód przez zatory lodowe.

Należy podkreślić, że przy projektowaniu zbiorni-

ka i terenów zatapianych będzie niezbędna staranna analiza charakterystycznych wahań poziomów wód zbiornika, w zestawieniu z wahaniami poziomów wód w naturalnych warunkach cieków. Tylko na podstawie dokładnego przestudiowania wykresów przebiegu stanów wody, możliwe będzie prawidłowe określenie wyjściowych danych dla oceny skutków zatapiania i podtapiania terenów.

Sama powierzchnia terenu zalewowego zbiornika nie daje jeszcze poglądu na inne jego wskaźniki, jak np. na objętość i konfigurację. Do tego jest potrzebne rozpoznanie rozkładu głębokości zbiornika i charakteru doliny rzecznej.

Z punktu widzenia zatapiania, doliny rzeczne można podzielić na następujące typy, wg charakterystyk ich profilu poprzecznego:

— Typ doliny rzecznej ze stromymi brzegami, charakterystyczny dla rzek górskich, przepływających w skalnych terenach, odpornych na rozmywanie. Ten typ doliny rzecznej charakteryzują duże spadki podłużne i duże prędkości.

— Drugi typ doliny, charakterystyczny dla rzek z brzegami niskimi i szerokim terenem zalewowym, przepływających w aluwialnych pokładach. Spadki takich rzek i prędkości są zwykle nieduże. Typ charakterystyczny dla rzek nizinnych.

Wiele rzek zajmuje pośrednie miejsce między powyższymi dwoma typami — stosownie do ich spadków, charakteru koryta i układu brzegów.

W ścisłym związku z charakterem i typem doliny rzecznej, głównego cieku i jego dopływów znajduje się średnia głębokość oraz konfiguracja zbiornika. Według konfiguracji możemy zbiorniki podzielić na typy jeziorokształtne, wydłużone i rozgałęzione.

Zbiorniki jeziorokształtne (rys. 8), szerokie w planie, tworzą się głównie we wgłębieniu międzyrzecza lub dolinach równinnych z szerokim terenem zalewowym.

Zbiorniki wydłużone (rys. 7) tworzą się najczęściej w wąskich bezzalewowych dolinach. Podobne zbiorniki charakteryzują się znaczną strefą czasowego zatapiania przy dużych waniach poziomu wody.

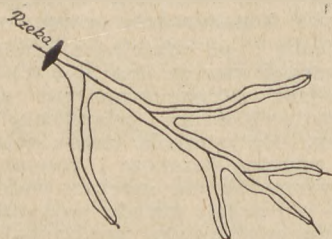
Charakterystyczną właściwością rozgałęzionych zbiorników (rys. 6) będzie bardzo znaczne urozmaicenie rzeźby zatapianych terenów z większą ilością potoków, wawozów, jarów itp.

Przyjmując pod uwagę omówione wyżej zarówno dodatnie, jak też i ujemne cechy wynikłe z zatapiania terenów, szczegółowa analiza i badanie tych cech w okresie projektowania powinny ustalić takie charakterystyki dla budowy, które dawałyby maksimum dodatnich, a minimum ujemnych skutków zatapiania i podtapiania. Podobne studia i badania powinny w zasadzie obejmować prace topograficzne, hydrologiczne, hydrogeologiczne, glebowe, botaniczne oraz techniczno-ekonomiczne.

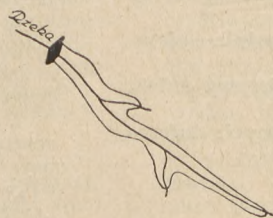
Naturalnie zakres i zasięg studiów uzależniony będzie od wielkości zbiornika, charakteru rejonu oraz warunków miejscowych.

Organizacja badań na wszystkich etapach projektowania powinna w zasadzie przewidzieć następujące kategorie prac:

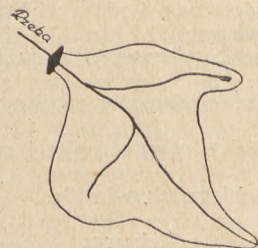
- przygotowawcze, składające się z zebrania, zbadania i opracowania wszystkich istniejących w różnych organizacjach i urzędach materiałów;
- ułożenie planu prac, kosztorysów, zawieranie umów z innymi organizacjami i specjalistami;
- prace polowe badawcze w powyższym zakresie, wraz ze zbadaniem obiektów zatapianych i podtapianych oraz rejonów przesiedlenia;



Rys. 6. Zbiornik rozgałęziony



Rys. 7. Zbiornik wydłużony



Rys. 8. Zbiornik jeziorokształtny

— prace kameralne, dotyczące opracowania zebranych materiałów, rozpracowania środków zaradczych, kosztorysów itp.

W szczególności dla wyboru profilu zapory i ustalenia terenów zalewowych, jest niezbędne dokonanie w okresie założeń projektowych szeregu techniczno-ekonomicznych studiów i obliczeń, które mogłyby zabezpieczyć ustalenie lepszych wariantów miejsca zapory oraz rzędnej spiętrzenia zbiornika z punktu widzenia skutków zatapiania i podtapiania, a tym samym ustalić konkretne środki zaradcze.

Jednym z podstawowych zadań prac badawczych będzie również ustalenie położenia poziomu wód gruntowych po spiętrzeniu i dopuszczalnych granic ich zalegania z punktu widzenia potrzeb normalnej eksploatacji wszystkich istniejących rodzajów podtapianych obiektów. Dopuszczalne głębokości zalegania wód gruntowych — jak wiadomo — dla różnych obiektów są różne, np. dla kultur rolnych najbardziej sprzyjający poziom wód gruntowych powinien być na pewnej głębokości od powierzchni gruntu (0,4 — 0,9 m). Ustalenie podtapianych stref i obiektów wykonuje się na topograficznym warstwicowym planie przybrzeżnej strefy zbiornika z izoliniarzu istniejącego i przyszłego poziomu wód gruntowych.

Brak szczegółowych przepisów i instrukcji, co do zakresu i układu prac badawczych, powoduje, że większość projektów opiera się na niedostatecznym i mało opracowanym materiale badawczym.

Dlatego też podajemy dla przykładu zestawienie charakterystyk niezbędnych dla projektowania ochrony przed skutkami zatapiania i podtapiania. Rozróżniać tu będziemy następujące materiały:

Topograficzne:

- sytuacyjny plan w skali,
- plan roboczy w skali.

Geologiczno-techniczne:

- profile hydrogeologiczne,
- wykres zmian poziomu wód gruntowych i temperatura,
- tablice i wykresy mechanicznej analizy gruntów, ciężaru właściwego, wilgotności i współczynnik przepuszczalności i porowatości,
- współczynnik farcia i spójności,
- krzywe związku opadów i poziomu wód gruntowych,
- tabelę chemicznej analizy wody,
- promienie (zasięg) depresji wg danych próbnego pompowania,
- współczynnik przepuszczalności,
- profile litologiczne w trasie wałów,
- geologiczny plan w skali,
- mapy warstwic jednakowych poziomów i głębokości wód gruntowych.

Hydrologiczne:

- tabele i wykresy codziennych poziomów wody z okresu obserwacji głównego cieku i dopływów,
- analogiczne dla przepływów,
- krzywe związku stanów i przepływów,
- zjawiska lodowe głównego cieku i dopływów,
- chemiczny skład wody i cieków,
- temperatura wody cieku.

Meteorologiczne:

- tabele średniomiesięcznych temperatur i przejścia od ujemnych na dodatnie i odwrotnie,
- tabele miesięcznych i rocznych opadów dla każdego rok z okresu obserwacji,
- tabele grubości pokrywy śnieżnej (średnie z okresu obserwacji),
- tabele średnich okresów zaniku pokrywy śnieżnej,
- tabele średnich miesięcznych i rocznych deficytu wilgotności,
- prędkość i kierunek wiatrów.

Glebowe:

- plany glebowe zagrożonego terenu.

Botaniczne:

- plany botaniczne zagrożonego terenu

O złożach kopalnianych:

- zalegających w rejonie zabiegów ochronnych.

O konieczności tych lub innych materiałów decydować będzie charakter zabiegów (obwałowanie, osuszenie za pomocą drenowania poziomego lub pionowego, osuszanie siecią rowów otwartych, zabiegi przeciwosuwiskowe i umocnienie brzegów oraz wyrównanie terenu nasypami lub wykopami). W niektórych przypadkach jedne materiały mogą być potrzebne inne nie. Należy podkreślić, że warunki miejscowe mogą również wymagać dodatkowych charakterystyk.

Od charakteru zabiegów zależeć również będzie skala sporządzanych planów, profiliów itp. Tak np. plan sytuacyjny sporządza się w skali 1:50 000 dla wszystkich zabiegów. Plan roboczy w skali 1:10 000 poza wyjątkiem drenowania pionowego (1:5000) oraz wyrównania terenu nasypami lub wykopami (1:100 000).

Mapę warstwic jednakowych poziomów i głębokości wód gruntowych sporządza się w skali 1:50 000. Jedynie dla zabiegów przeciwosuwiskowych należy stosować skalę 1:10 000.

Przygotowanie terenu pod zalew

Przeznaczenie zbiornika w znacznej mierze warunkuje charakter i rozmiar zabiegów niezbędnych dla przygotowania dna zbiornika do zatopienia i eksploatacji. Tak więc np. przygotowanie terenu dla zbiornika przeznaczonego dla zaopatrzenia w wodę wymaga zwrócenia szczególnej uwagi na przygotowanie stanu sanitarnego nie tylko przyszłego terenu zalewowego, lecz i ustalenia koniecznej strefy sanitarnej przy zbiorniku. Wymagać to może nie tylko przesiedlenia osiedli zatapianych i podtapianych, lecz także ze strefy sanitarnej, szeregu zagród położonych często dalej od zbiornika.

Energetyczne przeznaczenie zbiornika wymagać będzie znacznie mniejszych zabiegów sanitarnej ochrony dna. Przy kompleksowym przeznaczeniu rozmiar i charakter zabiegów przygotowawczych terenu zalewowego będzie bardziej skomplikowany.

Wymiary niecki zbiornikowej wspólnie z konfiguracją również określają w znacznym stopniu zakres koniecznych środków ochronnych dla przygotowania dna zbiornika do zatopienia. Studia przeprowadzane w Związku Radzieckim dobitnie wykazują wpływ rodzaju i stopnia zanieczyszczenia gleb na jakość wody. Pola uprawne pod tym względem są mniej sprzyjające niż łąki, a szczególnie lasy.

Przygotowanie dna zbiornika nie ogranicza się do zagadnień związanych z przeniesieniem osiedli na nowe miejsca, likwidacją lub przebudową gospodarstw, budowli itp. Dochodzi tu szereg innych zagadnień, które należy naświetlić w okresie projektowania. Podstawowe środki przygotowawcze dna zbiornika można sprowadzić do dwóch zasadniczych grup.

Do pierwszej grupy należy zaliczyć wszystkie zarządzenia o charakterze organizacyjnym, zmierzające do wstrzymania nieracjonalnych wkładów w urządzenia strefy zatapianej od chwili wybrania miejsca budowy i ustalenia rzędnej spiętrzenia, zabraniając wnoszenia nowych i rekonstrukcji istniejących budowli, zakładania sadów itp.

Do drugiej grupy zalicza się: zniesienie lasów w strefie zatopienia, sanitarne i higieniczne przygotowanie terenu zalewowego, przeciwmalaryjne zabiegi w rejonie, przygotowanie terenu zalewowego dla rybnej hodowli, ewentualne wyeksploatowanie istniejących złóż kopalnianych, ochrona zabytków.

Sumienne i we właściwym czasie wykonane zabiegi przygotowawcze dna zbiornika do zatopienia, a także jego wstępne przemycie, sprzyja szybszemu dojrzewaniu zbiornika i polepszeniu jakości wody.

Lasy. Oczyszczenia terenu zalewowego z lasów, resztek wyrębu, krzaków i rozmaitych porostów — poza wykorzystaniem surowca budowlanego i opałowego — wymagają przede wszystkim względy sanitarne oraz profilaktyka przeciwmalaryjna. Wszystkie prace związane z oczyszczeniem dna zbiornika z lasów i porostów winny być zakończone co najmniej na rok

przęd zatopieniem. Bardzo często zdarzało się, że z powodu źle zaplanowanych i obliczonych robót leśnych następowało wstrzymanie wykończenia i napełnienia zbiornika.

Prace z tego zakresu można podzielić na:

- zbadanie lasu i prac związanych z wyrębem (powierzchnia, objętość i jakość drewna oraz koszty);
- przygotowanie do wywozu i wywóz;
- oczyszczenie niecki zbiornikowej;
- nowe zalesianie w strefie pozazbiornikowej w zamian zniszczonych lasów.

Ponieważ charakter zatapiania okazuje różny wpływ na poszczególne rodzaje lasów, przeto badania należy prowadzić osobno dla stref stałego zatapiania, czasowego oraz stref podtapiania. Charakter samego oczyszczania z lasów strefy zatapianej zależy w znacznej mierze od przeznaczenia i głębokości zbiornika.

Przy budowie zbiorników dla celów zaopatrzenia w wodę oraz dla gospodarstw rybnych wymagania będą bardziej wysokie niż w innych przypadkach. Oczyszczanie zwykle zawiera następujące rodzaje robót: uprzątnięcie resztek pozostałych z wyrębu, oczyszczenie z krzaków i porostów, karczowanie. Jedną z przyczyn konieczności dokładnego oczyszczenia z drzewostanu jest ta okoliczność, że pozostawione na głębokości 1 — 2 m krzaki, drzewa, pnie i inne pozostałości mogą być rozsadnikami larw komara malarycznego.

Mając na uwadze, że lasy są regulatorami spływu wód powierzchniowych i oddziałują tym samym na wilgotność gleby w regionie, a więc i na podniesienie urodzajów, należy zwrócić uwagę na wyrównanie zniszczonych lasów nowym zalesieniem.

Sanitarно-higieniczne przygotowanie terenu zalewowego.

Z praktyki eksploatacji zbiorników w krajach kapitalistycznych znane są liczne przypadki, że zbiorniki stały się rozsadnikami różnych chorób. Dla ustalenia charakteru i zakresu prac zapobiegawczych zarówno w okresie projektowania, jak też i w okresie prac przygotowawczych do budowy należy wykonać dokładne rozpoznanie sanitarne wszystkich obiektów terenu. Takiemu zbadaniu w strefie zatapiania i podtapiania podlegają: wszystkie osiedla, ze szczególnym zwróceniem uwagi na stajnie, obory, ustępy, cmentarze i miejsca grzebania padłego inwentarza żywego, fabryki — w szczególności ze specyficznymi ściekami; błota, torfowiska itp.

Naturalnie charakter badań oraz konieczne środki zapobiegawcze uzależnia się od przeznaczenia danego zbiornika. Przy wykorzystaniu zbiornika, jako źródła dla zaopatrzenia w wodę, badania sanitarne i zabiegi powinny obejmować nie tylko strefę podlegającą zatopieniu, lecz i strefy okoliczne. Uprawa roli i ogrodów położonych w strefie zatapiania, może być kontynuowana do roku przed zatopieniem, pod warunkiem wstrzymania nawożenia.

Wszystkie prace związane z sanitarnymi przygotowaniami terenu zalewowego powinny być zakończone przed zatapianiem, przy czym oczyszczenie terenów pozostałych po przesiedleniu powinno być dokonane przed nastaniem mrozów i opadów śnieżnych. Wszelkie pozostałości z przesiedlonych gospodarstw (słoma, nawóz, odpady) niezwłocznie powinny być spalone na miejscu, a nieczystości wywiezione w oddalone miejsce (najlepiej z wykorzystaniem dla nawożenia pól). Tereny oczyszczone dezynfekuje się i zasypuje czystym gruntem.

Przy wykorzystaniu zbiornika dla zaopatrzenia w wodę pitną zasypuje się czystą warstwą ziemi wszystkie studnie bez względu na głębokość ich zatopienia. Strefa ochrony sanitarnej zbiornika przeznaczonego dla poboru wody pitnej powinna sięgać minimalnie 100 metrów szerokości, licząc od brzegu zbiornika przy poziomie normalnego sprężenia. Wszystkie wąwozy zaliczane są całkowicie do strefy ochronnej.

W takiej strefie są konieczne specjalne zabiegi sanitarne, jak np. przeniesienie gospodarstw rolnych. Przy ich pozostawieniu należy żądać urządzenia nieprzepuszczalnych basenów dla nawozów, ustępów i śmietników. Oprócz tego do takich środków ochron-

nych można zaliczyć zakaz wznoszenia wszelkich nowych budowli, uprawy roli z nawożeniem, płukanie bielizny w zbiorniku, pojenie bydła, kąpiele itp.

Do rzędu zabiegów sanitarnych w strefie ochronnej zalicza się zalesianie przybrzeżnego terenu pasem o szerokości 20—40 m. Pozostała od zalesienia wolna przestrzeń zwykle przekształca się na łąki.

Ochrona sanitarna powinna obejmować nie tylko strefę zatapiania, lecz i strefę podtapiania. Tak np. ze strefy przewidywanego podtapiania przesiedleniu podlegają osiedla na pasie przynajmniej 150 m.

W rezultacie podtapiania następuje zwykle pogorszenie jakości wody w studniach, należy więc przewidzieć zaopatrzenie w wodę pitną z innych źródeł.

Do rzędu zabiegów sanitarnych dokonywanych w strefie zatapiania, należą również omówione wyżej prace oczyszczające z lasu, karczowanie pni i zasypanie powstałych jam na brzegach i w zbiorniku. Na stromych stokach i brzegach parowów, wobec możliwości rozmywania brzegów i zjawisk osuwiskowych, karczowanie pni jest konieczne.

Zagadnienie usunięcia darniny z dna przyszłego zbiornika, jak również zagadnienie dotyczące wypływania torfów po zatopieniu terenów torfowiskowych podlegać powinno każdorazowo specjalnemu badaniu.

Tereny cmentarne i ewentualne miejsca grzebania padłego inwentarza, położone w strefach zatapiania i podtapiania, podlegają specjalnym sanitarnym zabiegom. Z reguły, w momencie rozpoczęcia prac nad budową zbiornika, wszystkie cmentarze, co najmniej w odległości 1 km od zbiornika, podlegają zamknięciu. Teren cmentarny przewidziany do zatopienia oczyszcza się od wszelkich budowli, pomników, zarzewień itp. Ekshumacji w zasadzie nie dokonuje się. W przypadkach zaistnienia obawy odkrycia grobów wskutek osuwisk, względnie kiedy na terenie cmentarza przewidziane są wykopy, ekshumacje dokonuje się według ustalonych przepisów sanitarnych z następną dezynfekcją grobów. Teren cmentarny należy wzmocnić celem zapobieżenia ewentualnemu rozmyciu.

Nowe tereny dla cmentarzy nie powinny być projektowane bliżej niż 1 km od zbiornika.

Z a b i e g i p r z e c i w m a l a r y c z n e .
Powodem pojawiania się malarii stają się przeważnie powstałe w zbiornikach płytkie wody, które w pierwszych już latach funkcjonowania zbiornika zarastają i sprzyjają rozwojowi komara malarycznego.

Jaskrawe przykłady pojawienia się malarii w rezultacie utworzenia zbiornika znane są z opisów w literaturze. Tak np. w jednym ze stanów Ameryki Północnej w kilka miesięcy po napełnieniu zbiornika, w zupełnie zdrowej miejscowości wybuchła nagle epidemia malarii, która objęła większą część ludności tego okręgu. Po zbadaniu sprawy wyszła na jaw zupełna ignorancja budowniczych w zakresie sanitarno-technicznego przygotowania terenu zalewowego. Wiadomo wszystkim, że np. budowa Kanału Panamskiego przewlekła się wskutek masowych zachorowań robotników na malarię. Podobne zjawiska obserwowawno i w innych krajach.

Przypadkom takim można naturalnie zapobiec, jeśli zawczasu, zarówno przy projektowaniu, jak też i w okresie budowy zbiornika zostaną przeprowadzone odpowiednie badania i wykonane będą konieczne prace zapobiegawcze. Warunki sprzyjające powstawaniu malarii mogą zaistnieć nie tylko w pobliżu, lecz i w okolicy bardziej oddalonej od zbiornika. Te okoliczności zobowiązują instytucje projektujące do dokładnego przeanalizowania i zbadania środków zapobiegawczych.

Nie można pominąć i tej okoliczności, że w niektórych przypadkach zbiorniki mogą wywoływać dodatkowe zjawisko. Np. błota i zabagnione tereny po wybudowaniu zbiornika przekształcają się w głębokowodne tereny, wykluczające możliwość rozwoju komara malarycznego. Należy również podkreślić, że w niektórych przypadkach może się okazać celowe zmienić w jedną lub w drugą stronę normalny poziom spiętrzenia, ażeby zmniejszyć powierzchnię płytczą i związanych z tym kosztów na przeciwmalaryczne zabiegi.

W okresie więc projektowania i budowy zbiornika należy zawczasu przeprowadzić odpowiednie badania w strefie wpływu zbiornika, celem uzyskania miarodajnych materiałów, niezbędnych dla wyjaśnienia charakterystyki malaryjności regionu przed i po budowie. Materiały te winny obejmować następujące dane:

- meteorologiczne (średnie miesięczne, maksymalne i minimalne temperatury powietrza, wilgotność, opady, kierunki panujących wiatrów),
 - ludnościowe,
 - charakterystyki obiektów wodnych istniejących przed zatopieniem (błot, jezior, rzek, dolin, źródeł, wyjścia wód gruntowych w terenie zalewowym przyszłego zbiornika),
 - przypadki malarii,
 - gatunki komarów,
 - perspektywy rozwoju gospodarki narodowej.
- Zbiornik może być bezpieczny pod względem malarii, jeżeli:
- nie ma w zbiorniku głębokości mniejszych niż 1,5 m,
 - brzegi posiadają strome skarpy,
 - nie istnieje wodna roślinność,
 - na płytkich miejscach przewiduje się duże falowanie, które nie pozwala na zarastanie strefy przybrzeżnej lub też prędkość wody będzie nie mniejsza niż 0,20 m/sek., wreszcie jeśli nastąpi silne zacienienie drzewami, które nie pozwoli na rozmnożenie się larw komara.

Do przeciwmalaryjnych zabiegów zaliczyć należy jeszcze ochronę brzegów przed zniszczeniem, oczyszczenie pływów od roślinności, pogłębienie pływów, ujęcie źródeł podtapiających glebę itp.

Ostatnio w Związku Radzieckim w walce z malarią zaczęto stosować z powodzeniem organizowanie odpowiedniej hodowli ptactwa wodnego, które niszczy larwy komara.

W celach profilaktycznych stosuje się także urządzenia barier z zagród hodowlanych między zbiornikiem a osiedlami ludzkimi, osiągając tym odciągnięcie komarów od ludzi na zwierzęta. Prócz tego do profilaktycznych środków zaradczych zalicza się hodowle specjalnych gatunków ryb w zbiorniku, które niszczą larwy komara malarycznego. Ustalenie gatunków hodowli takich ryb, które by niszczyły larwy komara, a nie pożerały ikry ryby przemysłowej, jest zadaniem odpowiednich instytucji naukowo-badawczych.

Przygotowanie zbiornika do hodowli rybnej. Dla hodowli ryb budowano zwykle tylko małe zbiorniki — stawy rybne o niewielkich głębokościach, najbardziej przydatnych do hodowli szlachetnej ryby przemysłowej. Duże, a nawet średnie zbiorniki budowane dla innych celów (energetyka, zaopatrzenie w wodę) wykorzystywane były dla hodowli ryb w bardzo małym stopniu.

Istnienie rozmaitych głębokości w różnych częściach zbiornika — według twierdzenia hodowców ryb — stwarza warunki sprzyjające rozwojowi ryb drapieżnych, które niszczą szlachetne odmiany.

Doświadczenia na szeregu zbiorników w ZSRR dały różne wyniki, w rezultacie których przewiduje się, że dla każdego zbiornika można dobrać odpowiednie gatunki ryby miejscowej, nie wędrującej, które będą się mogły swobodnie rozwijać, przy odpowiednich naturalnie obserwacjach i organizacji hodowli.

Zagadnienia gospodarki rybnej nie powinny być pomijane przy projektowaniu każdej wielkości zbiornika. Studia w zakresie tego zagadnienia przy projektowaniu i budowie zbiorników powinny obejmować w zasadzie następujące zadania:

- ustalenie roli i znaczenia istniejącej gospodarki rybnej w regionie przyszłego zbiornika,
- ocena projektowanego zbiornika z punktu widzenia rentowności gospodarki rybnej przy ustaleniu warunków biologicznych i hydrologicznych,
- wytyczne do zakresu niezbędnych zabiegów, dotyczące przygotowania i organizacji racjonalnej hodowli ryb w zbiorniku.

Wykorzystanie złóż kopalnianych. Istnienie pewnych pożytecznych złóż w dolinie rzeki powinno być wskazówką co do wyboru

miejsca przyszłego zbiornika, jak też i określenia rzędnej normalnego poziomu piętrzenia. Nawet tam, gdzie użyteczność złóż nie odgrywa wielkiego znaczenia, nie jest wskazane utracenie tych złóż bez dokonania wszystkiego, co prowadziło do ich wykorzystania jeszcze przed zatopieniem.

Duże znaczenie posiada wyeksploatowanie zatopionych złóż torfowych, jako cennego materiału opałowego i nawozowego. Niezależnie od tego, że przy zatopieniu złóż pozbawia się kraj opału i nawozu, powstaje poza tym niebezpieczeństwo wypływania dużych często maszyn torfowych, które mogą spowodować zakłócenie pracy zbiornika.

W każdym przypadku istnienia złóż należy ustalić przede wszystkim, czy cała powierzchnia podlegająca zatopieniu lub podtopieniu, czy też niektóre tylko jej części. Następnie należy zbadać:

- rozmieszczenie złóż ze wskazaniem rzędnych spodu i wierzchu masy zalegającej,
- powierzchnię zalegania,
- gatunek i jakość złóż,
- zastosowanie przemysłowe złóż,
- ilość wydobycia w latach poprzednich.

W okresie projektowania należy wspólnie z odpowiednimi instytucjami zbadać zagadnienie celowości wyeksploatowania złóż oraz potrzebnych do tego nakładów finansowych.

Właściwość złóż torfowych, odmienna od innych złóż użytkowych, charakteryzuje się możliwością ich wypływania. Czynniki warunkujące wypływanie torfów zależą od charakteru i rodzaju złóż. Wypływanu podlegają trzcinowo-turzycowe (osokowe) torfy, słabo jeszcze rozłożone (do 20%); ułatwia wypływanie głębokość zatopienia do 2 m; istnienie na zatapiających złóżach torfowych dużej ilości pni; wahania temperatury i gromadzenie gazów w dolnych warstwach torfu, które powodują pęcznienie warstw i ich odrywanie itp.

Celem zapobieżenia możliwości wypływania torfowiska i ustalenia środków przeciwdziałających, jest niezbędne ustalić w okresie projektowania geomorfologiczne i wysokościowe położenie błot, warunki formowania złóż torfowych, budowę stratygraficzną oraz typ i reżim wodny błota.

Do podstawowych zabiegów stosowanych w walce z wypływaniem torfów należą:

- zamocowanie płatów torfowych palami, zabitymi w szachownicę na odległości od siebie do 20 m,
- obciążenie torfowiska kamieniami,
- wypalanie torfowisk,
- wyeksploatowanie torfu.

Ze względu na to, że wszystkie wymienione sposoby są nieekonomiczne i kosztowne oraz nie zawsze dają pożądane rezultaty, ogranicza się często do systematycznego obserwowania spływów i ich usuwania.

Zabytki. Do zabytków i pomników przeszłości i kultury starożytnej, z którymi się można spotkać przy zatapianiu i podtapianiu należą: osady starożytne, grody i budowle obronne, architektoniczne zabytkowe budowle, groby i pamiątki wyrobów kamiennych itp. Wstępne zbadanie zabytków i pamiątek jest konieczne. Powołane do tego są specjalne instytucje archeologiczne, które dokonają swoich studiów, opisów i zdjęć według planów i przepisów ustalonych dla podobnych badań.

Uwagi końcowe

Decydujące znaczenie zagadnień w zakresie zatapiania i podtapiania przy budowie zbiorników, skomplikowane w tym zakresie badania ekonomiczne i specjalne techniczne, jak również studia oraz obliczenia przy projektowaniu wymagają szerokiego kompleksowego podejścia do spraw związanych z przygotowaniem terenu zbiornika pod zalew.

Już początkowo przeprowadzania założeń projektowych powinny się odbyć przy obowiązkowym udziale specjalistów i zainteresowanych instytucji. Tylko na podstawie zebrania szczegółowych danych można będzie zaprojektować prawidłowe przygotowanie terenu zbiornika pod zalew, właściwą organizację jego brzegów i jego eksploatację.

Przy opracowywaniu projektu wyjątkowo dużą rolę stanowią miarodajne normy i wskaźniki doty-

częste zabiegów ochronnych przed skutkami wywołanymi zatapianiem i podtapianiem. Podobne normatywy mają na celu uproszczenie zestawień kosztorysowych i uniknięcie dużych odchyleń w rozmiarach inwestycji.

Rozważania niniejszego artykułu nasuwają pewne końcowe wytyczne:

— Wpływ zatapiania i podtapiania na wybór miejsca, rzędnej spiętrzenia i innych wskaźników budowlany jest w równinnych, a często i w górskich warunkach terenu bardzo istotnym czynnikiem i nie mniej ważnym niż wpływ czynników geologicznych, topograficznych, hydrologicznych i innych.

— W związku z tym zagadnienia zatapiania i podtapiania powinny być aktywną częścią składową pro-

jektowanych założeń i dalszych rozpracowań, zabezpieczających wybór możliwie najlepszego wariantu.

— W zagadnieniu metodycznego podejścia do rozwiązania projektowych założeń nie należy zapominać, że w ustroju socjalistycznego społeczeństwa nie może być obojętne, jak było wykorzystane przed zatopieniem i jak będzie wykorzystane po zatopieniu jedno z najważniejszych dóbr państwowych, jakim jest teren.

Zasada taka pozwoli na właściwe rozwiązania zagadnień związanych z zatapianiem i podtapianiem oraz zabezpieczy wybór i organizację takich wskaźników zbiornika, które spowodują minimum ujemnych skutków a maksimum dodatnich.

INŻ. ZYGMUNT ŻARNECKI

Biuro Projektów Wodno-Melioracyjnych Oddział Kraków

Filtracja wody przez wały w świetle badań radzieckich

O ile w projektach obwałowania rzek ustala się poziom wody wielkiej w międzywałach i wzajemną rozstawę wałów w oparciu i na podstawie ścisłych obliczeń hydrologicznych — zaś trasę wałów dostosowuje się do wyników wymienionych obliczeń i warunków terenowych, o tyle pozostałe wymiary korpusu wałowego „przyjmuje się” co najwyżej w oparciu o ogólne zalecenie praktyczne bez żadnych obliczeń i bez badania podłoża oraz gruntu, na którym i z którego wał ma być zbudowany. Przyjęte jednolite wymiary przekroju wałowego stosuje się bez zmiany na całej jego długości, chociaż wiadomo, że napotyka się tam na różne podłoża i z różnych materiałów będzie się ten wał sypało. W warunkach takich przyjęty przekrój wałowy może okazać się nadmiernie silny, a zatem nieekonomiczny lub za słaby zależnie od napotkanego rodzaju podłoża oraz materiału, z którego będzie sypany wał.

Stosowane w praktyce wymiary przekroju wałowego podano w tablicy I.

Po powodzi z lipca 1934 r. Ministerstwo Rolnictwa wprowadziło w październiku 1934 r. pewne zmiany, a mianowicie:

Tablica I

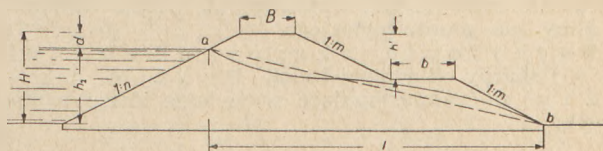
Wymiary wału	Wisła górna i środkowa	Wisła dolna	Projekt obwałowań Górnej Odry do Nysy Kłodzkiej
wzniesienie budowy wału nad poziom w. w — d	0,50 m	1,0 m	1,0 m
szerokość w koronie B	3,00 m	4,0 — 5,0 m	3,0 m (przy większych osiedlach 4,0 — 5,0 m)
nachylenie skarpy odwodnej 1 : n	1 : 2 m	1 : 2 m	1 : 2 m
nachylenie skarpy odlądowej 1 : m	1 : 1,5 m	1 : 2 m	1 : 2 m
ławeczka po stronie lądowej o szerokości h	2,0 m	2,0 — 4,0 m	—
ławeczka na wysokości poniżej korony wału (rys. 1) h	2,5 m	2,0 — 4,0 m	—

- skarpy wałów od strony lądu mają być wykonywane o nachyleniu 1 : 2 (nie zaś 1 : 1,5) przy zaniesieniu ławeczki,
- stosowanie ławeczek pozostawiono tylko przy przekroczeniach starych koryt oraz łąch wypełnionych wodą,
- w przypadkach, gdy nasyp wału z powodu braku dostatecznie związłego materiału musi być wykonany z materiału luźnego, piaszczystego, należy w miarę możliwości uszczelnić skarpy wału od strony rzeki od podnóża do krawędzi korony warstwą nieprzepuszczalną gliny lub ilu o grubości 0,3 do 0,4 m, a przy stopie wału wykonać z tegoż materiału trzon (korek) 0,8 m szeroki, sięgający do podłoża nieprzepuszczalnego lub co najmniej 2 m głęboko.

Powyższy sposób projektowania obwałowań utrzymuje się do chwili obecnej. Należałoby się zastanowić, czy w przyjmowanych wymiarach przekroju wałów nie można wprowadzić pewnych zmian, a w szczególności dostosować te wymiary do istniejących warunków w terenie (jakość podłoża i materiał, z którego ma być usypany wał) i chociażby orientacyjnie skontrolować je obliczeniami. Wiemy, że wał przeciwpowodziowy musi być możliwie zabezpieczony od zniszczenia, gdyż w przypadku przerwania szkody byłyby niepomiarne wyższe niż gdyby wałów nie było.

Skutkiem przerwania wałów Wisły w lipcu 1934 r. w woj. krakowskim został zalany obszar 386,700 ha, a poniesione szkody wyniosły 75 mil. zł ówczesnych. Z drugiej strony przy obwałowaniach rzek koszt robót ziemnych przekracza niekiedy 80% całkowitego kosztorysu, a każdy zbyteczny m² przekroju wałowego na wielu kilometrach obwałowania, powoduje niepotrzebne podrożenie inwestycji.

Przeanalizujemy obecnie poszczególne wymiary wałów (rys. 1).



Rys. 1.

Szerokość wału w koronie — (B). Ogólnie jest wymagane, by po koronie wału, szczególnie w czasie powodzi i sprzętu siana, umożliwiona była komunikacja kołowa. Warunkowi temu stanie się zadość, gdy B = 2,5 — 3,0 m i dalsze powiększenie tej szerokości nie wydaje się celowe.

Zupełnie wystarczające byłoby moim zdaniem przyjęcie

- | | |
|-----------------------|---------------|
| dla $H < 2,5$ m | B = 2,5 m |
| dla $H = 2,5 — 7,5$ m | B = 3,0 m |
| dla $H > 7,5$ m | B = 3,5 — 4,0 |

Wzniesienie korony wału nad p o z. w. w. — (d) ma za zadanie: stworzyć pewną rezerwę na wypadek, gdyby poziom w. w. przekroczył poziom przewidziany w projekcie, być ochroną przy falowaniu wielkiej wody — a nadewszystko zabezpieczyć górną warstwę nasypu wałowego od przesylenia wodą, a zatem umożliwić komunikację kołową po koronie wału.

W czasie katastrofalnej powodzi na Wiśle w roku 1934 omal 95% zniszczenia wałów było następstwem przelania w. w. przez koronę wału.

Wpływ działania wiatru może być znaczny, gdy dłuższy prosty odcinek trasy rzeki i wałów jest zgodny z kierunkiem panujących wiatrów.

Według S z o w h e n o w a — wysokość spowodowanej w tym wypadku fali h w m wynosi

$$h = 0,75 + 0,01 \sqrt{L} \text{ do } 0,04 \sqrt{L}$$

gdzie L — długość prostego odcinka rzeki, wystawionego na działanie wiatru w m.

Gdy bezpośrednio po długiej prostej trasa przechodzi w ostry łuk, powstaje przy skarpie wklęsłej dodatkowe podniesienie poziomu zwierciadła wody

$$\Delta h = \frac{v^2}{2g} 2,3 \log \left(1 + \frac{B}{r} \right)$$

gdzie v — chyżość w. w. w m/s,

B — rozstawa wałów, względnie szerokość zw. w. w. w m,

r — promień łuku wału wklęsłego.

Dla $L = 2000$ m, $V = 3$ m/s, $B = 800$ m i $r = 4000$ m otrzymamy:

$$h + \Delta h = 0,93 + 0,18 = 1,11 \text{ m.}$$

Powyżej krzywej depresji w nasypie wałowym znajduje się część zawiłgocona na skutek podsiąkania kapilarnego gruntu wału. Jeżeli chcemy, by po koronie wałów komunikacja była możliwa i w czasie w. w., musi się ona znajdować powyżej wysokości podsiąkania. Wysokość podsiąkania dla różnych gatunków gruntów podana jest w tablicy II.

Tablica II

Rodzaj gruntu	Wysokość podsiąkania		
	pg Scheidiga	pg Beskowa	pg Petermana
Żwir	—	1 — 5 cm	do 3 cm
Piasek gruboziarnisty	—	4 — 15 cm	—
Piasek drobnoziarnisty	10 — 50 cm	12 — 50 cm	4) — 80 cm
Piasek pylasty	0,5 — 2 m	0,4 — 3,5 m	—
Les wzruszony	2 — 15 m	—	1 — kilku m
Gлина	5 — 15 m	10 — 18 m	1 — kilku m

W praktyce przyjmuje się obecnie $d = 0,5 — 1,0$ m, co wydaje się być wystarczające — pod warunkiem, że górna część nasypu wałowego nie będzie usypana z gliny lub gruntu pylastego.

Nachylenie skarpy odwodnej $l : n$ i skarpy odlądowej $l : m$. Prof. M. Griszina zaleca następujące nachylenie skarp wałowych:

Wysokość wału w m	Nachylenie skarpy	
	odwodnej $l : n$	odlądowej $l : m$
5	1 : 2	1 : 1,5
5 — 10	1 : 2,5	1 : 2
12 — 15	1 : 2,75	1 : 2,5
20 — 30	1 : 3,0	1 : 2,5

Łagodniejsze odchylenie skarpy odwodnej motywuje się tym, że będzie ona nasyciona wodą omal na ca-

łej wysokości, a jest wykonana zwykle z mało przepuszczalnej warstwy gliniastego gruntu, łatwo spływającego. Oprócz tego może być narażona na uderzenia fali w. w. i kry.

Obecnie stosuje się nachylenie skarpy odwodnej omal zawsze 1 : 2, a dla wysokich wałów 1 : 2,5 lub 1 : 3 — co uznać należy za wystarczające i na ogół zgodne z tablicą Griszina, w której należałoby dodatkowo przyjąć przy wysokości wału poniżej 2,5 m nachylenie skarpy odwodnej 1:1,5, zaś podane w tablicy wartości dla wału o wysokości 5 m stosować przy wysokości 6 — 7,5 m.

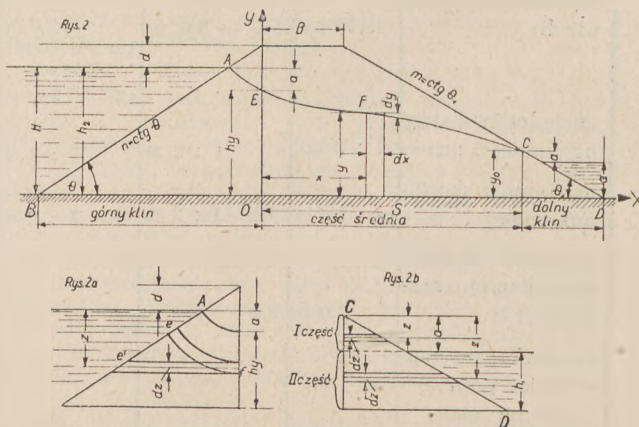
Zagadnienie bezpieczeństwa wałów sprowadza się prócz zabezpieczenia od przelania górą przez koronę wału — do sprawy szkodliwej filtracji i suffozji przez korpus wałowy względnie przez podłoże, gdy jest ono przepuszczalne.

Filtracja wody przez wał przebiega podług praw ruchu wody gruntowej, przy czym zwierciadło jej układu się podług tzw. krzywej depresji. Często spotyka się z mniemaniem, że krzywa depresji powinna się mieścić w przekroju wałowym (by nie dopuścić do filtracji przez korpus wałowy), oraz że dla zadośćuczynienia temu winno nachylenie tzw. linii bezpieczeństwa a—b (rys. 1), w zależności od rodzaju gruntu użytego na wał, wahać się w granicach

$$\frac{H}{l} = \frac{1}{4} \text{ do } \frac{1}{6}$$

Twierdzenie to, jak to niżej wykażemy, nie zupełnie jest słuszne. Kształt krzywej depresji nie zależy od rodzaju gruntu, z jakiego wał usypano, a jedynie od wymiarów i kształtu przekroju poprzecznego, a linia depresji może przecinać skarpy odlądową nie powodując jej rozmycia. Z praktyki bowiem wiemy, że często na pewnych odcinkach starych wałów podczas w. w. pojawiają się nad stopą skarpy odlądowej nieznaczne wysięki czystej wody, pochodzące z filtracji. Są one zjawiskiem normalnym — i co najważniejsze — nieszkodliwym, o ile woda filtrująca nie porywa z sobą najdrobniejszych frakcji gruntu. Jednakże często zjawisko filtracji może przybrać niebezpieczny przebieg. Przy długotrwałym działaniu spiętrzzonej w. w. przesiąki pojawiają się nie tylko przy stopie wału lecz i wyżej na skarpie. Nad krzywą depresji grunt stopniowo nasycy się wodą kapilarną i w końcu omal cały korpus wału staje się jakby płynny, skarpy zaczynają się obsuwać, co w następstwie osłabia profil i skraca długość drogi filtracji. Powstaje bardzo niebezpieczne zjawisko suffozji, które szczegółowo omówimy w dalszym ciągu naszych rozważań, po bliższym omówieniu sprawy filtracji.

Problem filtracji przez ziemne groble w naszej literaturze fachowej dotąd wzbudził bardzo małe zainteresowanie. Natomiast uczeni i badacze radzieccy wnieśli w to zagadnienie bardzo wielki i niepomniernie cenny i bogaty wkład. Wymienić tu przede wszystkim należy: E. A. Zamarina, N. N. Pawłowski, A. A. Uginczusa, F. B. Nelson-Skorniakowa, P. J. Połubarinowa-Koczina i wielu innych oraz ostatnio G. K. Michajłowa.



Rys. 2.

Omówimy tu pokrótce sposób wyznaczenia krzywej depresyjnej i wielkości przepływu filtracyjnego przez ziemną groblę kształtu trapezoidalnego na poziomym, nieprzepuszczalnym podłożu, podany przez N. N. P a w ł o w s k i e g o.

Przekrój poprzeczny grobli ziemnej (rys. 2) dzieli on na trzy części: I — tzw. górny klin, II — średnią część i III — tzw. dolny klin.

Punkty krzywej depresyjnej A, E i C w odniesieniu do przyjętych sił współrzędnych y i x posiadają odpowiednie rzędne: $y = h_2$, h_y i $y_0 = h_1 + a$, przy czym punkt C posiada odciętą $x = S$. Dla określenia krzywej depresji potrzebne nam wyznaczenie niewiadomych h_y , S , y_0 .

Nadto niewiadoma jest ilość przepływu filtracyjnego q na 1 mb wału. Mamy zatem 4 niewiadome, dla wyznaczenia których P a w ł o w s k i ułożył cztery równania.

Na średniej części przekroju II, na zasadzie ogólnego prawa ruchu wody gruntowej utworzy się swobodne zwierciadło wody gruntowej E, F, C (krzywa depresji).

W przekroju F otrzymamy na podstawie formuły D a r c y ' e g o prędkość przepływu wody

$$V = -k \frac{dy}{dx}$$

i ilość przepływu filtracyjnego

$$q = V \cdot y = -k y \frac{dy}{dx} \quad [1]$$

stąd $q dx = ky dy$, a po scałkowaniu:

$$\frac{2q}{k} x = h_y^2 - y^2 \quad [2]$$

Jest to równanie krzywej depresyjnej, w średniej części przekroju, przedstawiające parabolę, która w punkcie C jest styczną do skarpy odlądowej. Jeżeli w równaniu (2) podstawimy

$$x = S \text{ i } y = y_0 = a + h_1$$

otrzymamy równanie na ilość przepływu filtracyjnego

$$\frac{q}{k} = \frac{h_y^2 - (a + h_1)^2}{2S} \quad [II]$$

Dla górnego klina spadek ciśnienia a_0 (rys. 2a) określa się rozpatrując ruch wody w elementarnej

strudze $e - f$, grubości dz , której początek znajduje się w punkcie e i ma kierunek prostopadły do skarpy odwodnej, a którą P a w ł o w s k i zamienia na poziomą strugę $e - f$ na głębokości z . Na podstawie formuły D a r c y ' e g o elementarna ilość przepływu filtracyjnego wyniesie

$$d q = V dz = k J dz = k \frac{a_0}{n(d + z)} dz$$

całkując w granicach $z = a$ i $z = a_0 + h_y$ otrzymamy

$$\frac{q}{k} = \frac{H - d - h_y}{n} 2,3 \log \frac{H}{H - h_y} \quad (I)$$

W dolnym klinie (rys 2b) ilość przepływu wody filtracyjnej obliczymy oddzielnie dla części górnej, nad poziomem dolnej wody oraz dla części dolnej, poniżej poziomu dolnej wody — w założeniu, że kierunek ruchu wody jest poziomy. W granicach górnej części otrzymamy:

$$J_1 = \frac{z}{m z} = \frac{1}{m}, \quad d q_1 = k J_1 dz = \frac{k}{m} dz,$$

$$q_1 = \int_a^{a+h_1} \frac{k}{m} dz = \frac{k \cdot a}{m}$$

W granicach dolnej części otrzymamy

$$J_2 = \frac{a}{m z}, \quad d q_2 = k J_2 dz = \frac{k a}{m z} dz$$

$$q_2 = \int_a^{a+h_1} \frac{k a}{m z} dz = \frac{k a}{m} \cdot \int_a^{a+h_1} \frac{dz}{z} = \frac{k a}{m} \log_n \frac{a + h_1}{a}$$

$$q = q_1 + q_2 = \frac{k a}{m} (1 + \log_n \frac{a + h_1}{a}) \text{ czyli}$$

$$\frac{q}{k} = \frac{a}{m} (1 + 2,3 \log \frac{a + h_1}{a}) \quad [III]$$

W końcu, jak to wynika z rysunku

$$S = B + m [H - (a + h_1)] \quad [IV]$$

W ten sposób dla oznaczenia niewiadomych

$$h_y, S, q \text{ i } y_0 = a + h_1$$

otrzymaliśmy cztery równania I, II, III i IV, w których przy zastosowaniu do wałów można przyjąć

T a b l i c a III

Zestawienie wartości współczynnika filtracji

Rodzaj gruntu	w/g Zamarina m/dobę	w/g Pawłowskiego cm/sek.	w/g S Scheidiga cm/min.	w/g Beskowa cm/min.	w/g Patermana cm/min.
Drobny żwir	—	—	—	250 — 16	—
Piasek gruboziar.	100 i więcej	$/1-6/10^{-2}$	—	25 — 1.1	60 — 30
„ drobnoziar.	2.0 — 6.0	$/1-6/10^{-3}$	$10 — 10^{-1}$	2 — 0.1	18 — 6
„ b. drobny	0.3 — 1.0	—	—	—	0.6 — 1.2
„ pylasty	—	—	$10^{-2} — 10^{-3}$	—	—
Les naturalny	0.3 — 0.15	—	—	—	$6.10^{-2} — 3.10^{-2}$
„ wzrusz.	—	—	$10^{-3} — 10^{-5}$	—	4.10^{-6}
Gлина	—	$/1-6/10^{-6}$	$10^{-5} — 10^{-6}$	$10^{-4} — 10^{-5}$	$6.10^{-3} — 6.10^{-4}$
Grunty gliniaste	0.1 — 0.3	—	—	—	—
Gлина piaszcz.	—	$/1-6/10^{-5}$	—	—	—
Grunt pias. natur. zbity	—	$/1-6/10^{-4}$	—	—	—
„ „ wzrusz.	—	$/1-6/10^{-3}$	—	—	—
Il chudy	—	—	$10^{-6} — 10^{-7}$	—	—
Il	—	—	$10^{-7} — 10^{-8}$	$2.10^{-5} — 10^{-6}$	$1.2.10^{-4} — 1.2.10^{-7}$

UWAGA: Wartości K u Scheidiga i Patermana podano dla temperatury plus 10°

u Beskowa dla plus 20°, z uwagą, że przy temperaturze 0° K zmniejsza się do 60% podanej tabeli

$h_1 = 0$. Wobec czego powyższe równania przyjmą formę:

$$I. \quad \frac{q}{k} = \frac{H-d-h_y}{n} 2,3 \log \frac{H}{H-h_y}$$

$$II. \quad \frac{q}{k} = \frac{h_y - a^2}{2 \times s}$$

$$III. \quad \frac{q}{k} = \frac{a}{m}$$

$$IV. \quad s = B + m(H - a).$$

Dla rozwiązania tych równań konieczne jest ustalenie wielkości współczynnika filtracji.

Współczynnik filtracji zależy przede wszystkim od wielkości ziaren, gruntu, jednorodności gruntu, kształtu geometrycznego ziaren, od temperatury wody itp. Im grubsze i bardziej równomierne uziarnienie gruntu, tym większy współczynnik filtracyjny. Okrągły (kulisty), gładki kształt ziaren daje większy współczynnik niż kształty ostrokątowe i klinowate. Istnienie wśród grubych ziaren gruntu ziaren drobnych i zanieczyszczeń wydatnie obniża wielkość współczynnika filtracji. Z podwyższeniem temperatury wody staje się ona „płynniejszą”, mniej „lepka”, co powoduje zwiększenie współczynnika filtracyjnego. Po długim czasie w czasie współczynnik filtracji przy temperaturze 0° ulega zmniejszeniu do 60% w stosunku do współczynnika przy temperaturze 20°. Dlatego dla wałów rzecznych o przewadze wezbrań letnich należałoby współczynnik filtracyjny przyjmować odpowiednio większy niż dla wałów rzecznych o przewadze wezbrań wczesno-wiosennych. W końcu na kształtowanie się wielkości współczynnika filtracji wpływa w stosunku prostym porowatość gruntu.

Uwzględnienie wszystkich powyższych właściwości przy określeniu współczynnika filtracji jest nadzwyczaj skomplikowane i trudne.

Najważniejszą z tych właściwości, mających wpływ na wielkość współczynnika filtracyjnego, jest wielkość ziaren i wzajemny stosunek poszczególnych frakcji, dla określenia wielkości których niezbędna jest analiza mechaniczna gruntu.

Dla obliczenia współczynnika przepuszczalności istnieje cały szereg wzorów mniej lub więcej skomplikowanych; dla naszych rozważań można współczynnik filtracji orientacyjnie przyjąć według wielkości podanych przez różnych autorów, zestawionych w tabeli III.

Jeżeli rozpatrzmy trzy rodzaje gruntów spotykane w praktyce przy budowie wałów, nazywając je:

a) bardzo dobrym gruntem nieprzepuszczalnym, b) gruntem dobrym, najczęściej używanym, mało przepuszczalnym, c) gruntem słabym, przepuszczalnym, to można by przyjąć następujące współczynniki filtracyjne:

$K_1 = 0,000225$ cm/sek., $K_2 = 0,000405$ cm/sek., $K_3 = 0,004$ cm/sek.

Rozpatrzmy teraz jak przedstawi się krzywa depresyjna i ilości przesiąkającej wody na 1 cm b. wału dla tych 3 rodzajów gruntu.

Przyjmijmy do rozpatrzenia 3 profile wałowe, często obecnie w praktyce stosowane, których wymiary podane są w tabeli IV i dla nich przeprowadzimy obliczenia.

Tabela IV

I wysoki Profil Nr 1 (rys. 3)	II średnio wysoki Profil Nr 2 (rys. 4)	III niski Profil Nr 3 (rys. 5)
H = 6,00 m	4,00 m	2,50 m
b = 4,00 m	3,00 m	2,50 m
d = 1,00 m	1,00 m	0,50 m
h ₂ = 5,00 m	3,00 m	2,00 m
n = 2	2	2
m = 3	2	1,5

Z poprzednio podanych 4 równań otrzymamy, łącząc równania II i III i podstawiając na s wartość z równania IV,

$$h_y = \sqrt{\frac{2a}{m} [B + m(H - a)] + a^2} = D$$

łącząc równania I i III i oznaczając $2,3 \log \frac{H}{H-h_y} = E$ otrzymamy:

$$\frac{n}{m} a = (H - d - D) E$$

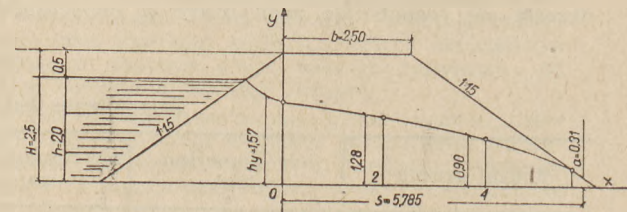
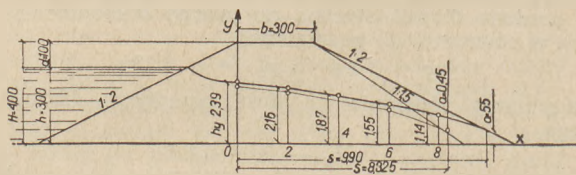
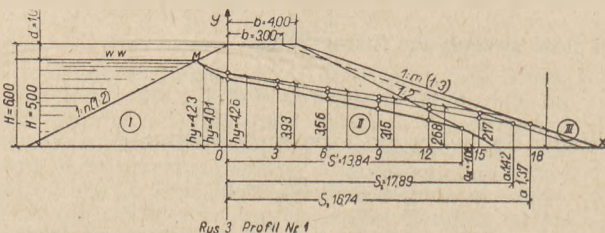
Obie strony tego równania, przy przyjętych wielkościach H, b, h, d, n i m są funkcjami zmiennej a i możemy napisać:

$$F_1(a) = F_2(a),$$

gdzie $F_1(a) = \frac{n}{m} a$, $F_2(a) = (H - d - D) E$.

Drogą prób możemy znaleźć takie a, dla którego obie strony równania dają tę samą wartość.

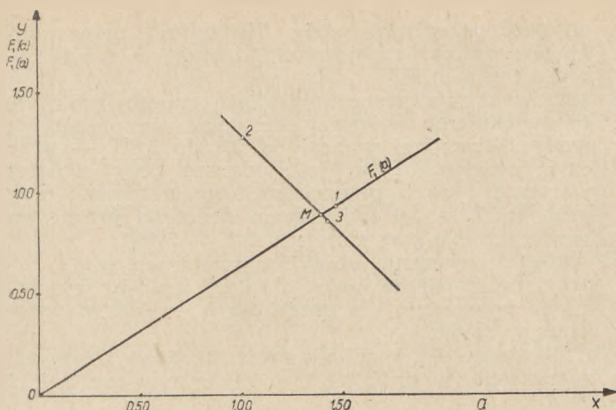
Celem skrócenia zbyt długiego próbnego liczenia można wartość a, dla której $F_1(a) = F_2(a)$, znaleźć drogą wykresną. W tym celu przyjmujemy układ dwuosiowy i na osi X odcinamy wartość d, a na osi Y — $F_1(a)$ i $F_2(a)$ (rys. 6).



Funkcja $F_1(a)$ jest funkcją prostej przechodzącej przez początek układu. Obliczając wielkość funkcji $F_1(a)$ dla pewnej wartości a np. przy prof. nr 1 dla $a = 1,40$ otrzymamy $F = 0,938$. Określony w ten sposób punkt 1 na rys. 6 łączymy z początkiem układu, otrzymując obraz funkcji $F_1(a)$. Następnie zakładając $a = 1,0$ m znajdujemy $F_2 = 1,26$ (punkt 2) i odpowiednio dla $a = 1,40$ m znajdujemy $F_2 = 0,87$ m (punkt 3). Łącząc punkty 2 i 3 linią prostą otrzymamy punkt przecięcia M z prostą, obrazującą $F_1(a)$. Odcięta tego punktu ($a = 1,57$) daje szukaną wartość spełniającą warunek by $F_1(a) = F_2(a)$.

Wielkości obliczonych wartości a, s, $\frac{q}{k}$ dla podanych wyżej trzech rodzajów profilów zestawiono w tabeli V.

W oparciu o znalezione wartości na $\frac{q}{k}$ możemy łatwo obliczyć ilość wody przesiąkającej przez wał zależnie od wielkości współczynnika przepływu k. Ilości przepływu w cm³/sek. i cmb. wału dla przyjętych wyżej współczynników k_1 , k_2 i k_3 podano w tabeli VI.



Rys. 6

Tablica V

Rodzaj profilu	a	s	h_y	$\frac{q}{k}$
Nr 1	1,37 m	17,89 m	4,26 m	45,7 cm ²
2	0,55 m	9,90 m	2,39 m	27,5 cm ²
3	0,31 m	5,79 m	1,57 m	20,7 cm ²

Tablica VI

Przepuszczalność gruntu.	Profil wału		
	Nr 1	Nr 2	Nr 3
$k_1 = 0,000225$ cm/sek	0,0105 cm/sek	0,00618	0,0047
$k_2 = 0,000405$ „	0,0185	0,0112	0,0084
$k_3 = 0,004$ „	0,183	0,110	0,083

Podług P a w ł o w s k i e g o dla środkowej części korpusu wału równanie krzywej depresji przedstawia się następująco:

$$\frac{2q}{K} x = h^2 y - y^2$$

$$\text{stad } y^2 = h^2 y - \frac{2q}{K} x$$

a zatem posługując się wartościami podanymi w tablicy V otrzymamy:

dla prof. Nr 1 — $y^2 = 4,26^2 - 0,914 x = 18,15 - 0,914 x$
 Nr 2 — $y^2 = 2,39^2 - 0,55 x = 5,71 - 0,55 x$
 Nr 3 — $y^2 = 1,57^2 - 0,414 x = 2,465 - 0,414 x$

Obliczone rzędne i odcięte krzywej depresji podano na rys. 3, 4 i 5.

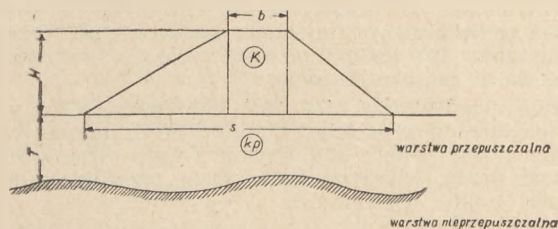
Z przytoczonych wyżej obliczeń wynika:

- że kształt i przebieg krzywej depresji nie zależy od współczynnika filtracji k lecz od wymiarów H , b , m i n ,
- że we wszystkich przyjętych wyżej profilach krzywa depresji przecina skarpe odlądową i to na wysokości nad stopą wału dla prof. Nr 1 — 1,37 m, dla prof. Nr 2 — 0,55 m, a dla prof. Nr 3 — 0,31 m.
- że pomimo tego objętość przefiltrowująca przez korpus wałowy wody nawet przy gruncie słabym, przepuszczalnym, bez użycia jakichkolwiek zabiegów uszczelniających, jest mała i mieści się w granicach od 0,08 do 0,18 cm³/sek. na 1 cmb wału, tj. 8 do 18 ltr/sek. kmb. W praktyce nie pociągnie to za sobą żadnych ujemnych następstw i nie spowoduje w zasadzie szkodliwej sufozji.

Dotąd rozpatrywaliśmy w powyższych obliczeniach korpus wałowy, spoczywający na gruncie nieprzepuszczalnym. Jeżeli grunt, na którym zbudowano wał, jest przepuszczalny, obliczenia przepływu wody filtracyjnej q są bardzo skomplikowane i ograniczają się do przybliżeń.

P r o f. N. N. P a w ł o w s k i oblicza ilość wody filtrującej jako sumę ilości q_1 , jaka będzie prze-

filtrowała się przez nasyp wałowy przy założeniu, że spoczywa na podłożu nieprzepuszczalnym oraz ilości q_2 , jaka przefiltruje się przez podłoże, przy założeniu, że nasyp wałowy jest nieprzepuszczalny, czyli, że będziemy tu mieli w tym ostatnim przypadku przepływ pod ciśnieniem hydrostatycznym (rys. 7).



Rys. 7

Uproszczony wzór na q_2 jest następujący:

$$q_2 = k_p J T = \frac{k_p \cdot H \cdot T}{n s}$$

gdzie: k_p — współczynnik przepuszczalności gruntu pod wałem, T — grubość warstwy przepuszczalnej, n — współczynnik dla skorygowania drogi filtracji, którą w formule przyjęto = s , gdy w rzeczywistości droga ta jest dłuższa.

$$\frac{s}{T} = 20 \quad 5 \quad 4 \quad 3 \quad 2 \quad 1$$

$$n = 1,15 \quad 1,18 \quad 1,23 \quad 1,50 \quad 1,44 \quad 1,87$$

Wyniki obliczeń ilości q_2 dla przyjętych poprzednio 3 profili wałowych, dla $k_p = 0,004$ cm/sek oraz $T_1 = 1,0$ m, $T_2 = 2,0$ m i $T_3 = 3,0$ m, podane są w tablicy VII.

Tablica VII

	Profil wałowy		
	Nr 1	Nr 2	Nr 3
$H = h =$	500 cm	300 cm	200 cm
$s =$	3,400 „	1,900 „	1,125 „
$n (T=1)$	1,12	1,15	1,17
q'_2	0,0524 cm ³ /sek	0,055	0,063
$n (T=2)$	1,16	1,17	1,18
q''_2	0,101 cm ³ /sek	0,108	0,121
$n (T=3)$	1,17	1,18	1,25
q'''_2	0,151	0,161	0,171

Całkowita ilość przepływu wody filtracyjnej w cm³/sek. przez korpus wałowy i przez podłoże przy współczynnikach filtracyjnych dla nasypu wałowego.

$K_1 = 0,000225$ cm/sek., $K_2 = 0,00045$ cm/sek. i $K_3 = 0,004$ cm/sek oraz przy współczynniku filtracyjnym w podłożu $K_p = 0,004$ cm/sek. dla obranych trzech profili wałowych oraz dla $T = 1,0$ m, 2,0 m i 3,00 m zestawiono w tablicy VIII.

Tablica VIII

Objętość przepływu wody filtr. w cm³/s na 1 cm wału

Profil	Współczynn. filtracji w korp. wału	dla T		
		1.0 m	2.0 m	3.0 m
I.	K_1	0.0629	0.1115	0.1605
	K_2	0.0709	0.1195	0.1685
	K_3	0.2354	0.2840	0.3330
II.	K_1	0.0612	0.1142	0.1672
	K_2	0.0662	0.1192	0.1722
	K_3	0.1650	0.2180	0.2710
III.	K_1	0.0677	0.1257	0.1747
	K_2	0.0714	0.1294	0.1784
	K_3	0.1460	0.204	0.2530

Z zestawienia powyższego nasuwa się następujący wniosek. Gdy współczynnik filtracyjny gruntu użytego na nasyp wałowy jest mniejszy od współczynnika filtracyjnego, przepuszczalnego podłoża, sumaryczna objętość przepływu wody filtracyjnej maleje ze wzrostem wysokości wału, a zatem i szerokości dołem, natomiast gdy współczynniki filtracyjne w korpusie i podłożu są równe, sumaryczna objętość przepływu wody filtracyjnej wzrasta wraz ze wzrostem wysokości (i szerokości) wału.

Jeżeli uwzględnimy, że stan kulminacyjny w.w. wraz ze stanami w pobliżu kulminacyjnych na naszych rzekach trwają 3 do 5 dob, średnio 4 doby otrzymamy objętość wody, która w tym czasie przefiltruje na długości 1 km wału w m³:

Dla profilu Nr 1

przy $T = 2,0$ m oraz

$$K_2 M = \frac{0,1195}{1000000} 345600 \cdot 100000 = 4130 \text{ m}^3$$

$$K_3 M = 0,2840 \cdot 34560 = 9800 \text{ m}^3$$

przy $T = 3,0$ m oraz $K_2 M = 0,1685 \cdot 34560 = 5830 \text{ m}^3$
 $K_3 M = 0,333 \cdot 34560 = 11850 \text{ m}^3$

Z powyższych obliczeń wynika, że nawet w prof. Nr 1, o wysokości 6,0 m usypanym z materiału słabego o współczynniku filtracyjnym $K = 0,004$ cm/sek. na podłożu przepuszczalnym o takim samym współczynniku filtracyjnym i grubości $T = 3,00$ m, objętość wody, która w czasie wielkiej wody w rzece na długości 1 km przez wał przefiltruje, wynosi zaledwie 11850 m³ — a zatem w ilości absolutnie nieszkodliwej (dałoby to przy szerokości doliny 1 km zalew chwilowy grubości średnio 12 mm).

Z rozważań powyższych wynika, że stosowane w praktyce wymiary profilów wałowych, szczególnie z materiałów dobrych i średnich oraz na podłożu o współczynniku filtracyjnym nie przewyższającym 0,004 cm/sek. i grubości nie przekraczającej 2,0 m — są za wielkie i nieoszczędne w odniesieniu do warunku zapewnienia dostatecznej szczelności. Dla nasypów wałowych, wykonanych z materiałów gorszych, o współczynniku filtracyjnym większym od $K = 0,004$ cm/sek. — oraz na podłożu bardziej przepuszczalnym i głębszym niż 3,0 m stosuje się i tak uszczelniające zasłony, ekrany, jadra itp. Zauważyć przy tym należy, że zmniejszenie profilu poprzecznego wału przez zwięźlenie korony wału (przy zachowaniu tych samych nachyleń skarp) i założeniu ławeczki nad krzywą depresji o szerokości równej dokonaniem zwięźlenia korony — w niczym nie zmienia położenia linii depresji i objętości przepływu wody filtracyjnej. O ile zatem względy komunikacyjne nie stoją na przeszkodzie, należy szerokość korony zmniejszyć zakładając ławeczki, jak to wkreślono na rys. 3 w prof. Nr 1 linią kreskowaną, a co daje, bez żadnych ujemnych następstw, oszczędność w kubaturze robót ziemnych 3000 — 4500 m³ na 1 km biejący wału.

Przeanalizujemy, jaki wpływ na przebieg krzywej depresji i ilości przepływu wody filtracyjnej spowodowałyby dalsze — ze względów oszczędnościowych, zmniejszenie przekroju poprzecznego:

a) Zwięźlenie szerokości korony (bez założenia ławeczki) do $b = 3,0$ m.

Ilość wody filtracyjnej przez korpus wałowy zwiększy się o 3,5% i wyniesie przy

$$k_2 q_1 = 0,0192 \text{ cm}^3/\text{sek.}$$

$$k_3 q_1 = 0,198 \text{ cm}^3/\text{sek.}$$

Całkowita wielkość przepływu wody filtracyjnej przy istnieniu podłoża przepuszczalnego wyniesie przy

$$T = 2,0 \text{ m } k_2 Q = 0,126 \text{ cm}^3/\text{sek. (zwiększ. o 5,6\%)}$$

$$k_3 Q = 296 \text{ " " " 4,2\%}$$

$$T = 3,0 \text{ m } k_2 Q = 0,174 \text{ " " " 3,4\%}$$

$$k_3 Q = 0,344 \text{ " " " 3,3\%}$$

Wnioski:

1. przez zmniejszenie w prof. Nr 1 szerokości korony wału zmniejsza się kubatura robót ziemnych na 1 km o 6000 m³, tj. o 5,3%;
2. linia depresji w korpusie wałowym obniży się — jednak przecięcie jej ze skarpą odlądową podniesie o 5 cm, tj. o 3,6%;

3. objętość przepływu wody filtracyjnej przez sam korpus wałowy zwiększy się również w przybliżeniu o ten sam %;
4. jeżeli wał zbudowano na podłożu przepuszczalnym, to zwiększenie objętości sumarycznego przepływu wody filtracyjnej wynosi od 3,3 do 5,6% — przy czym zwiększenie to jest większe przy cieńszej warstwie podłoża przepuszczalnego, natomiast przy grubości $T = 3,0$ zwiększenie objętości przepływu sumarycznego jest mniejsze (3,3 — 3,4%);
5. wobec zwiększenia objętości przepływu wody filtracyjnej zaledwie maks. o 5,6%, wnioski wymienione poprzednio dla przekroju $b = 4,00$ m pozostają w mocy.

b) Założenie skarp odlądowych bardziej stromych, a mianowicie w prof. Nr 1 $m = 2$, a w prof. Nr 2 $m = 1,5$.

Profil Nr 1.

Ilość wody filtracyjnej przez korpus wałowy powiększy się o 18% i wyniesie: przy $k_2, q_1 = 0,0219 \text{ cm}^3/\text{sek.}$

przy $k_3, q_1 = 0,216 \text{ cm}^3/\text{sek.}$

Ilość wody filtracyjnej przez podłoże grub. $T = 2,0$ m $q_2 = 0,123 \text{ cm}^3/\text{sek.}$ (zwiększenie o 21,7%)

i dla $T = 3,00$ m $q_2 = 0,183 \text{ cm}^3/\text{sek.}$ (zwiększenie o 22%)

$q_1 + q_2$ przy

K_2 i $T = 2,00$ m $Q = 0,145 \text{ cm}^3/\text{sek.}$ (zwiększ. o 21,3%)

K_2 i $T = 3,00$ m $Q = 0,205 \text{ " " 21,7\%}$

K_3 i $T = 2,00$ m $Q = 0,339 \text{ " " 19,4\%}$

K_3 i $T = 3,00$ m $Q = 0,399 \text{ " " 19,4\%}$

Profil Nr 2. Ilość wody filtracyjnej przez korpus wałowy powiększy się o 9% i wyniesie dla

$K_2 q = 0,01215 \text{ cm}^3/\text{sek.}$

$K_3 q = 0,120 \text{ " "}$

Ilość wody filtracyjnej przez podłoże

grubości $T = 2,0$ m $q_2 = 0,120 \text{ cm}^3/\text{sek.}$ (zwiększenie o 11,1%)

grubości $T = 3,0$ m $q_2 = 0,178 \text{ cm}^3/\text{sek.}$ (zwiększenie o 10,6%)

$q_1 + q_2$ przy K_2 i $T = 2,0$ m $Q = 0,132 \text{ cm}^3/\text{sek.}$ (zwiększenie o 10,9%)

przy K_2 i $T = 3,0$ m $Q = 0,190 \text{ cm}^3/\text{sek.}$ (zwiększ. o 10,5%)

przy K_3 i $T = 2,0$ m $Q = 0,240 \text{ cm}^3/\text{sek.}$ (zwiększ. o 10,0%)

przy K_3 i $T = 3,0$ m $Q = 0,298 \text{ cm}^3/\text{sek.}$ (zwiększ. o 10,0%).

Wnioski:

Wprowadzenie bardziej stromych skarp odlądowych spowoduje:

- 1) zmniejszenie kubatury na 1 km wału w prof. Nr 1 o 18000 m³ czyli o 15,8%, Nr 2 o 4000 m³ czyli o 9%;
- 2) obniżenie linii depresji w korpusie, przy czym punkt przecięcia ze skarpą odlądową obniży się w prof. Nr 1 o 1,37 — 1,08 = 0,29 m czyli o 21%
Nr 2 o 0,55 — 0,45 = 0,10 m czyli o 18,2%
- 3) równocześnie zwiększy się ilość wody filtrującej przez korpus wałowy w profilu Nr 1 o 18,2%, Nr 2 o 9,1%
w następstwie czego nastąpi zwiększenie chyżości wypływu wody filtrującej z korpusu, co może stać się niebezpieczne;
- 4) równocześnie zwiększy się ilość wody filtrującej przez podłoże w prof. Nr 1 o ok. 22%, Nr 2 o ok. 11%, a to w następstwie skrócenia drogi filtracji S (tj. szerokości wału dołem);
- 5) całkowita ilość wody filtrującej przez korpus wałowy i przez podłoże zwiększyła się w prof. Nr 1 o 19,4 do 21,7%, Nr 2 o 10 do 10,9%.

Suffozja. Zjawisko suffozji mechanicznej powstaje, gdy woda filtrująca, płynąc między porami gruntu posiada chyżość przepływu wystarczającą, by porywać i unosić ze sobą najdrobniejsze frakcje gruntu, przez który przepływa i wynosić poza korpus wałowy. Zjawisko suffozji może powstać również i na terenie poza wałem, gdy wał zbudowany jest na gruncie przepuszczalnym. Oba te zjawiska są dla budowli wałów bardzo niebezpieczne i były powodem wielu awarii. Np. w roku 1934 w Karsach na Wiśle wał został zniszczony przez suffozję w podłożu.

W gruntach gliniastych, w których spójność poszczególnych ziaren gruntu jest wielka, zjawisko suffozji powstaje rzadko. Natomiast w innych gruntach, a w szczególności niejednorodnych, zjawisko suffozji jest pospolite i niebezpieczne.

Po przekroczeniu pewnej granicy chyżości strugi filtracyjnej najdrobniejsze frakcje gruntu zaczynają być unoszone przez wodę w postaci zawiesiny i płyną wraz ze strugą wody filtracyjnej. W następstwie wymycia z gruntu najdrobniejszych cząsteczek powiększają się pory i szczeliny w gruncie, a tym samym powiększa się i współczynnik filtracji i prędkość przepływu strugi filtracyjnej. Z powiększeniem chyżości przepływu zostają uniesione i większe już cząsteczki gruntu, w następstwie czego powstaje dalsze zwiększenie współczynnika filtracji, chyżości przepływu i unoszenie przez wodę filtracyjną grubszych cząsteczek gruntu. W końcu, w zależności od struktury i składu mechanicznego gruntu mogą powstać wymyte próżnie (kawerny) i przy dalszym procesie suffozji doprowadzić do rozerwania wału.

Przebieg procesu suffozji, warunki i okoliczności powstawania, jego wielkość — są bardzo skomplikowane i dotąd mało teoretycznie rozpatrzone. W obliczeniach stosuje się dotąd przybliżone metody.

Justin podaje następującą tablicę chyżości, przy której zaczyna się suffozja:

Teoretyczna średnica cząstek gruntu										
5,0	3,0	1,0	0,8	0,5	0,3	0,1	0,08	0,05	0,03	0,01
Chyżość wyrwywająca V w cm/sek										
22,1	17,3	9,83	8,83	6,97	4,88	3,06	2,79	2,19	1,71	0,98

W gruntach różnorodnych na teoretyczną średnicę cząstek gruntu należy przyjmować średnicę tych cząsteczek, a także cząsteczek drobniejszych, które w razie ich wypłukania (spławienia) naruszają strukturę gruntu. Będą to cząsteczki d_{10} , d_{30} , tj. takie, które w składzie gruntu wraz z cząsteczkami o średnicy mniejszej, stanowią 10 — 30% wagowo całości.

Ponieważ chyżości podane w powyższej tablicy nie są należycie sprawdzone, należy dla pewności i bezpieczeństwa przyjmować je w wielkości 20 — 25% wartości podanych w tablicy.

Na obliczenie początkowej chyżości wymywającej może orientacyjnie służyć również formuła S i c h a r d t a.

$$V = \frac{\sqrt{k}}{15} \text{ m/sek.}$$

gdzie k — współczynnik filtracji gruntu w m/sek. Ponieważ formuła powyższa została opracowana na podstawie obserwacji przy odpompowywaniu w studniach, tj. przy istnieniu odwróconego filtra — należy dla pewności otrzymane z tej formuły V przyjmować o 1,5 do 2 razy mniejsze.

Miejszem w profilu wałowym, w którym najbardziej grozi niebezpieczeństwo suffozji jest dolny odcinek skarpy odładowej poniżej przecięcia z krzywą depresji. Suffozja powstaje, gdy chyżość wypływającej strugi wody filtracyjnej jest większa od chyżości wymywającej. Mamy tu dla strugi wypływającej ze skarpy (z klina wału III) (rys. 8) długość strugi m , z

$$I = \frac{I}{m} \text{ i } V_{sr} = kl = \frac{h}{m}.$$

Z powyższego wynika, że prędkość wypływu wody filtracyjnej jest wprost proporcjonalna do współczynnika filtracyjnego, a odwrotnie proporcjonalna do m , co oznacza, że nachylenie skarpy odładowej ma pierwszorzędny wpływ na chyżość wypływu wody filtracyjnej. W rzeczywistości średnia prędkość wypływu filtracyjnego będzie większa i zależna od współczynnika porowatości przestrzennej λ_0 gruntu użytego na nasyp

$$V_{sr} = \frac{k}{\lambda_0 m}$$

Inż. S z o w h e n o w podaje następującą formułę na obliczenie

$$\lambda_p = 45 - \sqrt{2025 - 31,2 \lambda_0}$$

Największa chyżość $V_{max} = \frac{h}{\lambda_p m}$ nie powinna prze-

kroczyć omówionej poprzednio początkowej chyżości wymywającej (początek suffozji). Dla zastosowania powyższych formuł dla obliczeń naszych w badanych profilach wałowych, brak nam danych co do współczynnika porowatości materiału użytego na nasyp wałowy. Jeżeli go przyjmiemy w wysokości $\lambda_0 = 32\%$

otrzymamy $\lambda_p = 45 - \sqrt{2025 - 31,2 \cdot 32} = 13,2\%$

Jeżeli w formule na $V_{max} = \frac{h}{\lambda_p m}$ ustawimy powyższą

wartość na $\lambda_p = 0,132$ oraz największą wartość na

$k = 0,004$ cm/s, a za m wartości $m = 2$, $m = 1,5$,

otrzymamy: $V_{max} = 0,015$ cm/sek. do 0,02 cm/sek.

Podług S i c h a r d t a dla $k = 0,004$ cm/sek. =

= 0,00004 m/sek. otrzymamy początkową chyżość wymywającą $V_p = 0,042$ cm/sek., a przy zastosowaniu

50% bezpieczeństwa $V_p = 0,021$ cm/sek.

Jak z powyższego wynika widocznie w rozpatrywa-

nych profilach wałowych przy nasypach wykonywa-

nych z gruntu o współczynniku porowatości $\lambda_0 = 32\%$

i przy współczynniku filtracyjnym $k = 0,004$ cm/sek

przy zastosowaniu nachylenia skarpy odł. 1 : 2,

V_{max} nie przekracza $V_p \left(\frac{V_{max}}{V_p} = 0,714 \right)$ przy zasto-

waniu skarpy odł. 1 : 1,5 V_{max} osiąga $V_p \cdot \left(\frac{V_{max}}{V_p} = 1,0 \right)$,

czyli granicę, po przekroczeniu której może nastąpić suffozja. W rozważaniach naszych trzech profilów wałowych poczyniono szereg założeń, jak np. jednorodność gruntu, bardzo staranne wykonanie i ubicie, współczynnik filtracji i porowatości, które w każdym konkretnym wypadku będą w rzeczywistości inne. Wnioski wysunięte z tych obliczeń mogą mieć tylko charakter ogólny — same zaś obliczenia wskazać metodę i sposób potrzebnych badań i dociekań.

Ostatnio uczeni i badacze radzieccy, w ich liczbie szczególnie inż. G. K. M i c h a j ł o w, oparli problem filtracji przez ziemne groble na zasadach hydro-mechanicznych, które dają ściślejsze wyniki i po pewnych matematycznych uproszczeniach — znacznie dogodniejsze do obliczeń formuły.

Dzieląc się powyższymi rozważaniami z wszystkimi, których ten przedmiot interesuje — sądzę, że posłużą one jako materiał dyskusyjny i w końcowym rezultacie wskażą drogę racjonalniejszego wyznaczenia profilu wałowego.

Uważałbym za stosowne w dzisiejszym sposobie projektowania wałów wprowadzić niżej wymienione zmiany, po wykonaniu poddać je obserwacji i z zastosowania ich wyciągnąć dalsze wnioski dla stopniowego udoskonalenia.

Proponuję w nowych projektach:

1. Ustalając wymiary przekroju poprzecznego wałów zerwać z tradycją, by wymiary te na całej długości były niezmiennie, a zmieniać je odcinkami w zależności od:

- a) współczynnika filtracyjnego materiału, z którego wał ma być usypany,
- b) przepuszczalności podłoża.

W tym celu ustalić 3 — 4 typowe przekroje poprzeczne wałów dla mało, średnio i bardzo przepuszczalnego materiału, z uwzględnieniem istnienia przepuszczalnego podłoża. W razie konieczności użycia na nasyp zbyt przepuszczalnego materiału, w projekcie opracować zastosowanie jądra, zasłon (ekranów) uszczelniających itp.

2. Podobnie jak dla projektów drenowania gruntów, posadowienia różnych budowli itp. i dla budowy wałów, w czasie pomiarów pobrać w odstępach co 500 m sondy tak w trasie wałów jak i w rezerwach, skąd ma

być pobierany materiał ziemny na nasypy wałowe (obejmując projektem szkieletowo ruch ziemi). Próbkę z tych sond poddać analizie mechanicznej w stopniu umożliwiającym ustalenie współczynnika filtracyjnego. Sondy na trasie wału pozwolą na ustalenie, na których odcinkach będzie się znajdowało podłoże przepuszczalne, jaka jego grubość oraz współczynnik filtracyjny.

3. Z sond pobranych w rezerwach, na podstawie analogicznej analizy mechanicznej, wybrać 2 — 4 typowych, najczęściej spotykanych materiałów ziemnych i ustalić dla tych typów gruntów współczynniki filtracji. Ustalony na podstawie analizy gruntu współczynnik filtracyjny należałoby dla bezpieczeństwa pomnożyć przez 2 — 3, a to tak z powodu niedostatecznej ścisłości formuł, jak i przede wszystkim z tego powodu, że grunt ziemny w nasypie, jako wzruszony nawet przy najstaranniejszym ubiciu, będzie długi czas mniej zwęzły i spoisty niż w stanie naturalnym w rezerwie, skąd pobrano próbki.

4. Przy ustalaniu wymiarów dla każdego typowego przekroju poprzecznego wałów należy kierować się następującymi wytycznymi:

a) szerokość korony wału obrać możliwie najmniejszą, jedynie kierując się względami praktycznymi np. komunikacyjnymi, a więc $b = 2,5$ do $3,0$ m — wyjątkowo jedynie dla b. wysokich nasypów z przepuszczalnego materiału $b = 4,00$ m;

b) wzniesienie korony wału nad w. w. obrać:

$d = 1,0$ m, a dla wałów niskich poniżej $3,00$ m $d = 0,50$ do $0,75$ m. W projekcie zaznaczyć, że na tę górną warstwę nasypu wałowego nie może być użyta glina ani grunt pylasty;

c) nachylenie skarpy odwodnej obrać $1 : 2$, o dla nasypów o wysokości poniżej $2,50$ m $1 : 1,5$ do $1 : 1,75$.

Wzniesienie korony wału uznać jako niezmiennie na całej długości wału we wszystkich typach, natomiast szerokość korony i nachylenie skarp mogą ewentualnie być różne w poszczególnych typach;

d) po obraniu powyższych trzech wymiarów ustalić nachylenie skarpy odlądowej drogą prób, wykreślając dla różnych nachyleń linie depresji, obliczając ilość wody filtrującej i badając, czy prędkość wypływu jej nie przekracza prędkości wymywającej, mogącej spowodować suffozję.

Gdyby okazała się potrzeba poszerzenia nasypu wałowego w którymś z typów, nie poszerzać korony wału, a stosować przekrój z ławeczką przy skarpie odlądowej, co jest oszczędniejsze w kubaturze. W przypadku gdyby krzywa depresji na dłuższym odcinku położona była zbyt blisko skarpy odlądowej i zachodziła z tego powodu obawa zbytowego nasycenia tej skarpy (lub ławeczki) wodą kapilarną, co mogłoby spowodować jej obsunięcie, można zastosować dreny wewnętrzne szczególnie tam, gdzie potrzebny na ten cel materiał kamienny jest na miejscu.

INŻ. JAN WOKROJ

Budowle kierujące w profilach mostowych

Zagadnienie odpowiedniego wyboru światła mostów jest bardzo aktualne, gdyż ze wzrostem obciążeń dopuszczalnych na mostach niewspółmiernie wzrosły koszty ich budowy. Zmniejszenie rozpiętości przęseł znacznie redukuje momenty statyczne w moście, a to zezwala na zmniejszenie przekrojów dźwigarów i w związku z tym kosztu jednostkowego na metr bieżący mostu.

Dziś nie stosujemy przeważnie dawniejszego sposobu oszczędzania na świetle mostu przez obniżenie dróg dojazdowych na zalewach dla przepuszczenia nadmiaru wody, gdyż wymagamy, aby droga była dostępna również w okresach powodzi. Również nie stosujemy obecnie obniżania dróg dojazdowych, gdyż musimy unikać zbyt częstych zmian spadków podłużnych drogi ze względu na ruch szybkich pojazdów mechanicznych. Most o podniesionej niwelacji i krótkich rampach dojazdowych nie daje przegładu trasy na dłuższej przestrzeni, co może być powodem licznych katastrof. Dążymy również do zlikwidowania dodatkowych przęseł inundacyjnych, ponieważ przy znacznych spiętrzeniach wody powodują one silne wymycie dna, co wymaga kosztownych fundamentów oraz ubezpieczenia dna i brzegów. Z tych względów oszczędniej dla budowy i konserwacji wypadnie, gdy powiększymy światło mostu głównej części ciekłu, przy skierowaniu tam całego przepływu.

Światło mostu musi zatem przepuścić całą wodę katastrofalną, która warunkuje wielkość spiętrzenia i głębokość wymycia dna.

Niebezpieczeństwo zniszczenia mostu w czasie wielkiej wody wynika w wielu przypadkach nie tylko z powodu małego jego światła, lecz też z innych przyczyn, do których należy przede wszystkim wadliwe wprowadzenie wielkiej wody w profil mostowy. Niekorzystny kierunek strug wody (np. ukośny do profilu mostowego lub gdy światło mostu nie znajduje się w środku przepływu) powoduje, że przekrój nie pracuje należycie, powstają wiry oraz wytwarzają się nadmierne prędkości. Taki profil wymaga zwiększonego światła mostu lub poprawienia warunków przepływu przy pomocy budowli kierujących.

Jaka część profilu będzie czynna, a jaką zajmą wiry najłatwiej ustalić w laboratorium wodnym na modelu.

Jednak tylko dla ważniejszych przypadków przeprowadza się takie badania, przeważnie poprzestajemy na doświadczeniach z innych wykonanych już budowli.

W książce inż. Marynowskiego „Podręcznik do obliczania światła obiektów drogowych” (wydanej przed dwudziestu kilku laty) podane zostały przykłady stosowania wewnętrznych budowli kierujących i wskazówki ich założenia. Wobec braku jednak systematycznych badań laboratoryjnych, które by całokształt tego zagadnienia teoretycznego rozwiązały, oraz braku u nas zwięzłego ujęcia dorobku z tej dziedziny, postaramy się w krótkości podać wyniki doświadczeń radzieckich.

Teoretyczne prace z zakresu warunków przepływu przez otwory mostowe opracował prof. Małkawięjew, wyniki tych prac opublikował O. W. Andriejew w książce „Projektowanie przejść mostowych”, podając wartości współczynnika zwężenia E zależnego od 2 stosunków, a mianowicie od sto-

sunku $\frac{Q_{kor}}{Q_{całk.}}$ (ilość przepływu w głównym korycie

do całego przepływu) oraz stosunku $\frac{Q_{zabud.}}{Q_{zalew.}}$ (prze-
pływ teoretyczny przez przekrój zabudowany do przepływu przez zalew).

Poniżej podajemy w skróceniu tablicę dla E . Przy użyciu tego współczynnika można dokładniej oznaczyć największe średnie prędkości tuż za mostem v_c , które przy niekorzystnym ukształtowaniu koryta otrzymujemy większe aniżeli z dotychczasowych obliczeń, a dla samego mostu są bardziej niebezpieczne.

$$v_c = \frac{Q}{E W_m}$$

gdzie: W_m — powierzchnia przekroju mostowego,

E — wartość z tablicy,

Q — przepływ max. WW.

Przy pomocy tablicy I można obliczyć E dla dowolnych profili.

Tablica I

Q zabud. Q zalew	Wartość współczynnika E w zależności od stosunku przepływu Q koryta głównego do Q całkowitego					
	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
0,0	1	1	1	1	1	1
0,2	0,69	0,73	0,79	0,88	0,92	1
0,4	0,61	0,66	0,72	0,83	0,88	1
0,6	0,56	0,61	0,68	0,76	0,86	1
0,8	0,52	0,58	0,64	0,73	0,84	1
1,0	0,50	0,56	0,62	0,71	0,83	1

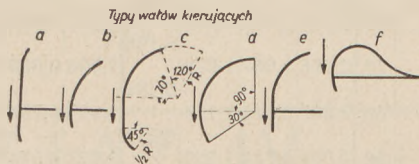
Z wartości E widać, że prawie połowa przekroju może być nie wykorzystana w złych warunkach przepływu pod mostem. Odwrotność tego współczynnika daje w przybliżeniu wartość α , współczynnik S t. V e n a n t a stosowany we wzorze B e r n o u l l i e g o przy wyznaczeniu spiętrzenia $h = -\alpha \frac{v^2}{2g} - v_0^2$.

Wartość α jest też zmienna i zależna od stosunków $Q_{kor} : Q_{całk}$ oraz od $Q_{zabud.} : Q_{zalew}$.

Poprawienie warunków wprowadzenia wody może korzystnie zmienić E i α co pozwoli na oszczędniejsze zaprojektowanie światła mostu.

Dla zwalczania zniekształceń koryta podmostowego buduje się wały kierujące, wtedy wody z zalewów podchodzą spokojnie do otworu mostowego. Przekrój mostowy pracuje całą szerokością równomiernie, a wymyście i osadzenie materiału koryta zmniejszają się w profilu mostowym. Budowa wałów kierujących w większości przypadków jest więc gospodarczo usprawiedliwiona, gdy na potrzebę budowy wskazują wartości współczynników α oraz E, odchylając swą wartość od jedności.

W ZSRR zajęli się badaniami budowli kierujących A. B. F r o n o w (1912 r.), B o ł d a k o w (1929 r.), p r o f. S o k o ł o w i inni. Zbadano najkorzystniejsze kształty usytuowania, kierunki ich założenia, krzywizny i długości.



Rys. 1.

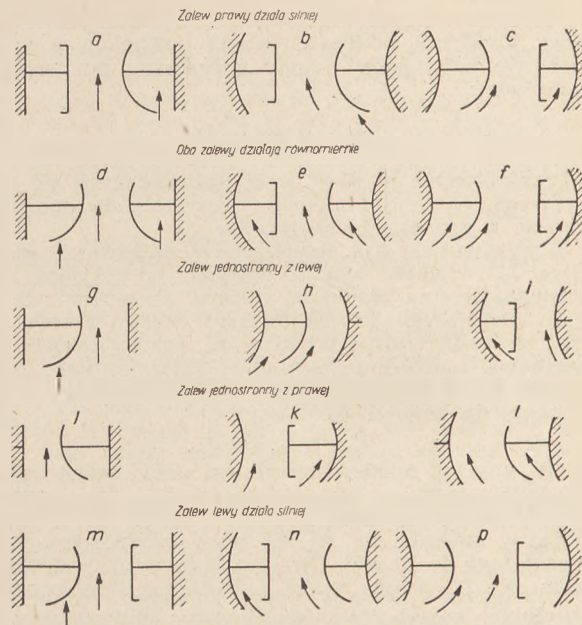
F r o n o w proponuje stosować wały krzywolinijne, złożone z dwu łuków koła, połączone pod mostem prostą 10 do 20 m długą.

B o ł d a k o w projektuje kształt wałów krzywolinijnych o jednym promieniu kołowym dla łagodnego wprowadzenia wody. Stosuje też wały prostolinijne, potrzebne dla zmiany kierunku. Zestawione szkice (rys. 2) pokazują ważniejsze przypadki, w których należy stosować bądź to wały proste, bądź krzywolinijne.

S o k o ł o w proponuje stosowanie wałów krzywolinijnych złożonych z kilku łuków o różnych promieniach, zwiększających się w miarę zbliżania się do mostu, promienie zaś dobiera proporcjonalnie w zależności od prędkości przepływu.

A n d r i e j e w zaleca wały powyżej mostu krzywolinijne, pod mostem zaś wały równoległe. Poniżej mostu wały proste rozszerzyć przez odchylenie ich o 10 do 20°, aby rozmoczyć pod mostem rozkładały się równomierniej, a osadzanie materiału za mostem układało się dalej.

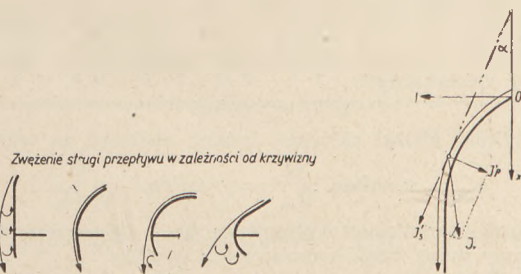
Długość wałów prostolinijnych, które mogą być stosowane w połączeniu z krzywolinijnymi, o ile zalewy są obustronnie czynne, wynosić powinna nie mniej niż połowę światła mostu dla wałów górnych, zaś ćwierć długości otworu mostu dla dolnych.



Rys. 2.

Wały wewnętrzne kierujące o dużej krzywiznie koła mostu powodują cyrkulację poprzeczną o małej intensywności. W tym przypadku rozmywany materiał odnieszony jest niedaleko mostu i osadzany. Rumowisko zatrzymuje się tuż poniżej mostu, wytwarzając wysoką tamę, utrudniającą przepływ. W miarę zmniejszania się krzywizny pod mostem, rumowisko odkłada się znacznie niżej otworu mostowego i jest bardziej rozrzucone (w postaci wachlarza). Przy wałach kierujących o stałej krzywiznie, ruch rumowiska osadza się w miejscach pośrednich, a nie jak w przypadkach poprzednio opisanych. Stożki o małych krzywiznach zastępujące wały kierujące powodują silne wymyście dna, tworząc doły podchodzące ukośnymi językami.

Wielkość krzywizny nie jest dowolna, lecz powinna być dostosowana do prędkości, aby przepływ nie ulegał zwężeniu poniżej mostu. Wprawdzie przy większej krzywiznie budowla wypada tańsza, jednak może powodować zwężenie strugi, gdyż prędkość zbyt mała nie zdoła wywołać potrzebnego spadku poprzecznego dla utrzymania strugi przy budowli kierującej.



Rys. 3.

Rys. 4.

Zależność krzywizny od prędkości wyprowadzić można ze wzorów na siłę odśrodkową oraz na siłę dośrodkową (rys. 4).

$$\rho = \frac{m v^2}{p} \quad (1)$$

gdzie: v — prędkość w danym punkcie, m — masa punktu, ρ — promień krzywizny.

$$S_1 = m g \sin \alpha = m g I_p \quad (2)$$

gdzie: α oznacza odchylenie strugi z powodu budowli kierującej.

$$Z \text{ tych równań } I_p = \frac{v^2}{\rho g} \quad (3)$$

Równanie to nosi nazwę równania równowagi ciekłu.

Minimalny promień krzywizny określa się przy pomocy kwadratu prędkości strugi, podzielonego przez możliwie największy spadek poprzeczny powierzchni przepływu:

$$\rho_{min} = \frac{v^2}{g I_p \max}$$

Przyspieszenie cząstek wody poruszających się pod wpływem pewnej składowej równoległej do dna występuje w rozpatrywanej strudze.

Siły te wytwarzają powierzchnię walcową ze spadkiem I_0 , wielkość spadku określa poruszająca siła przypadająca na jednostkę ciężaru. Po wybudowaniu wału kierującego krzywoliniowego cząstki przemieszczają się będą wzdłuż tej krzywej. Przyspieszenie dośrodkowe, niezbędne dla ruchu krzywoliniowego, wytworzy się za pomocą składowej siły twórczej I_0 skierowanej do budowli kierującej.

$$I'_p = I_0 \sin \alpha$$

gdzie: α — kąt między kierunkiem strugi przed wybudowaniem mostu, a kierunkiem strugi w tym punkcie przy wale kierującym.

Kąt α zmienia się od 90° przy wierzchołku wału kierującego do 0° przy filarze pod mostem. Pod wpływem siły I'_p struga wody popłynie po linii krzywej. Działanie drugiej siły skierowanej po linii stycznej do wału kierującego ($I'_s = I_0 \cos \alpha$) pokona opory ruchu i zwiększy energię kinetyczną cząstek wody przy rosnącej prędkości. Podczas zbliżenia się strugi do mostu przekrój strugi nieco się zwęzi, a to może zwiększyć siłę dośrodkową (I''_p).

Całkowity spadek poprzeczny powierzchni przepływu będzie wyrażony sumą dwu spadków, z których jeden zależy od niezgodności kierunków strugi w danym punkcie przed zabudowaniem profilu mostowego oraz po wybudowaniu wału kierującego, drugi zaś wynika ze zwięźnia przymusowego strugi:

$$I_p = I'_p + I''_p = I'_p \left(1 + \frac{I''_p}{I'_p}\right) = (1 - k) I_0 \sin \alpha$$

gdzie: $k = \frac{I''_p}{I'_p}$ — współczynnik wyrażający zmianę spadku poprzecznego wskutek zwięźnia strugi.

O ile budowla kierująca ma posiadać krzywiznę zapewniającą jej opływanie, to musi być spełniony warunek:

$$\rho = \frac{v^2}{g(1+k)I_0 \sin \alpha}$$

We wzorze tym możemy założyć $v = \text{const.} = V_m$ (prędkość pod mostem) lub też można założyć dla $\alpha = 90^\circ$ $V_d = 0$, $\alpha = 0^\circ$, $v = v_m$ to drugie założenie bardziej odpowiada przeciętnym warunkom badanym, wtedy zakładamy:

$$v = v_m \sqrt{\cos \alpha}$$

Prędkość strugi skrajnej można obliczyć ze wzoru:

$$v_m = v_{zalew.} \frac{Q}{Q_m} = v_{zalew.} \frac{Q}{Q - Q_p}$$

gdzie: Q — całkowity przepływ, Q_0 — przepływ teoretyczny przez część zabudowaną profilu.

Gdy odbierzemy we wzorze na ρ wszystkie pozostałe wartości jako stałe z wyjątkiem α , lub od niego zależne, ρ będzie funkcją kąta α . Przyjmując $K = \frac{I''_p}{I'_p}$

$$\text{oraz } I_p = I_0 \sin \alpha \text{ czyli } K = \frac{I_p \max}{I_0 \sin \alpha}$$

$$1 + K = \frac{I_p \max}{I_0} = \frac{Q}{Q - Q_p} \text{ oraz wstawiając } I_0 = \frac{v^2_{zalew.}}{w^2_{zalew.}}$$

(gdzie w — moduł prędkości $C\sqrt{H}$, C wg B a z i n a, H — średnia głębokość zalewu) i dla stałej prędkości

wstawiając $v_d = v_m = \left(\frac{Q}{Q - Q_p}\right) \cdot v_{zalew.}$ w równanie na ρ otrzymamy:

$$\rho = \left(\frac{Q}{Q - Q_p} \cdot \frac{w^2_{zalew.}}{g}\right) \text{ cosec. } \alpha = R \text{ cosec. } \alpha$$

oraz otrzymujemy stałą wartość R , co wynika z wzoru:

$$R = \frac{Q}{Q - Q_p} \cdot \frac{w^2_{zalew.}}{g} = \text{const.}$$

Robiąc inne założenie

$$v_d = v_m \sqrt{\cos \alpha} = \frac{Q}{Q - Q_p} v_{zalew.} \sqrt{\cos \alpha}$$

otrzymamy

$$\rho = \left(\frac{Q}{Q - Q_p} \cdot \frac{w^2_{zalew.}}{g}\right) \text{ ctg } \alpha = R \text{ ctg } \alpha$$

W tym przypadku promień ρ dla $\alpha = 45^\circ$ posiada wartość R . Założenia

$$v = \text{constans} \text{ oraz } v_d = v_m \sqrt{\cos \alpha}$$

odpowiadają skrajnym przypadkom. Wszelkie założenia pośrednie dla przebiegu prędkości mogą mieć praktyczne zastosowanie przy wyznaczeniu wałów kierujących i doborze ich kształtu. Dla łatwiejszego ich zaprojektowania i wytyczenia podaje A n d r e j e w tablicę współrzędnych osi wału kierującego w obu przypadkach, gdy $v_d = v_m$ oraz dla

$$v_d = v_m \sqrt{\cos \alpha}$$

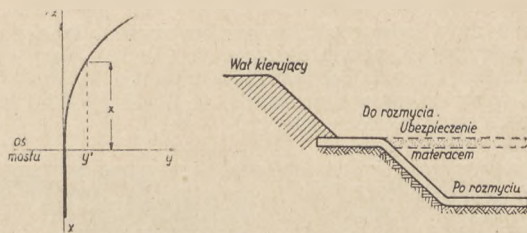
Podane podstawy teoretyczne pozwalają zaprojektować wielkość i kształt oraz usytuowanie wałów kierujących. Jednak potrzebna jest również znajomość poprawnego wykonania szczegółów budowli oraz jej ubezpieczenia, aby uzyskać minimum kosztów konserwacji.

Tablica I

Tablica współrzędnych dla wytyczenia krzywoliniowych wałów kierujących

Prędkości		$v_d = v_m = \text{const.}$				$v_d = v_m \sqrt{\cos \alpha}$			
Krzywizna		$= R \operatorname{cosec.} \alpha$				$= R \operatorname{ctg} \alpha$			
Budowla	α^0	$\frac{x}{R}$	$\frac{y}{R}$	$\frac{\rho}{R}$	$\frac{\Delta S}{R}$	$\frac{x}{R}$	$\frac{y}{R}$	$\frac{Q}{R}$	$\frac{\Delta S}{R}$
Wały kierujące górne	90	2,350	1,478	1,000	0,75	2,021	0,868	0,000	0,014
	80	2,336	1,262	1,015	0,182	2,020	0,853	0,176	0,048
	70	2,288	1,087	1,072	0,191	2,006	0,808	0,364	0,081
	60	2,207	0,914	1,155	0,216	1,973	0,734	0,577	0,123
	50	2,084	0,740	1,305	0,246	1,927	0,634	0,839	0,175
	40	1,909	0,566	1,555	0,307	1,777	0,511	1,192	0,252
	30	1,657	0,391	2,000	0,425	1,570	0,368	1,732	0,379
	20	1,278	0,216	2,921	0,279	1,219	0,210	2,747	0,278
	15	1,000	0,132	3,861	0,337	0,966	0,127	3,732	0,325
	10	0,672	0,058	3,861	0,337	0,651	0,056	3,732	0,325
Wały dolne	5	0,336	0,015	3,861	0,337	0,325	0,015	3,732	0,325
	0	0,000	0,000	3,861	0,337	0,000	0,000	3,732	0,325
	-5	-0,336	0,015	3,861	0,421	-0,325	0,015	3,732	0,345
	—	-0,775	0,051	.	0,421	-0,667	0,045	.	0,345
	—	-1,175	0,088	.		-1,010	0,075	.	
Długość wałów kierujących		$S_B = 3,032$				$S_B = 2,325$			
		$S_N = 1,180$				$S_N = 1,015$			
		$\Sigma S = 4,212$				$\Sigma S = 3,341$			

Na rzekach nizinnych budujemy wały ziemne o przekroju trapezowym, o stałej szerokości w koronie, wynoszącej przynajmniej 2 m. Pochylenie skarp dajemy 1 : 2. Poziom korony wznosimy 0,50 m powyżej max. WW. Od strony zalewu prędkość wody jest nieznaczna, wobec czego zewnętrzną skarpe wystarczy ubezpieczyć darnią.



Rys. 5.

Wewnętrzną skarpe w zależności od prędkości max. WW zabezpieczamy odpowiednim pokryciem np. brukiem lub płytami z betonu, kamieniami w płotkach itd. Umocnienie skarpy wewnętrznej doprowadzamy do górnej krawędzi wału. Celem zabezpieczenia stopy wału kierującego szczególnie przy wierzchołku wzmocniamy przekrój, poszerzając trapez przekroju przez dodanie materaca faszynowego na skarpie i na dnie. Wtedy szerokość korony wału wewnętrznego zwiększa się i wynosi 3—4 m. Stromość skarp zmniejsza się do 1 : 3, a nawet do 1 : 5.

Ponieważ rozmycia dna przy wierzchołku są specjalnie głębokie, nie jest wyłączone zniszczenie wału. Aby uniknąć tego stosowane są nieraz okładziny elastyczne, które w razie rozmycia opuszczają się do wypłuczyska, powstrzymując w ten sposób dalsze szkodliwe działanie wody. Okładziny takie powinny być

- elastyczne, tj. móc wytrzymać przecięcia gwałtowne bez naruszenia całości,
- odporne na rozerwanie, gdyż często się zdarza przy lokalnym rozmyciu, że krawędź okładziny może zawisnąć w wodzie,
- mieć dostateczny ciężar własny, aby opuścić się do wypłuczyska i przykryć ściśle podmytą skarpe.

Bardzo narażonym miejscem na skarpe wału kierującego jest jego część podstawowa, tj. miejsca przylegania do filaru lub przyczółka mostu. W miejscu tym różnica poziomu wody na skarpach wału osiąga

swą największą wielkość i w związku z tym wynika niebezpieczeństwo filtracji wody przez wał lub przez szwy styku między nasypem ziemnym wału a ścianką kamienną filaru. Infiltracja jest niebezpieczna z tego powodu, że może powstać wymywanie cząstek gruntu i woda pod wpływem różnicy poziomów skieruje się do wytworzonej szczeliny. Spowodować to może zniszczenie tej części wału i zlanie się wód zalewiskowych do otworu mostu. W celu uniknięcia możliwości filtracji nie należy dawać przerw między dolną a górną tamą przy filarze, lecz przeprowadzić skarpe wału przy filarze w całości.

Przy projektowaniu połączenia tam kierujących z filarem mostu należy mieć na względzie, że wał kierujący na całej swej długości ma być czynny, a więc nie może być wstępu pod postacią masywu filaru, zaś jego zewnętrzna krawędź znajdować się powinna nad stopą skarpy. Umocnienie skarpy od strony rzeki należy możliwie wygładzić, aby nie wywoływać wirów.

Na rzekach górskich o dużych spadkach mogą zdarzać się gwałtowne wezbrania o dużej sile niszczącej; wtedy budowle kierujące muszą otrzymać odpowiednie wymiary i ubezpieczenie. W niektórych przypadkach nie będziemy mogli stosować ubezpieczonego wału ziemnego, lecz trzeba będzie zastosować mocniejsze typy budowli, przy wyborze których należy korzystać z doświadczeń uzyskanych przy regulacji danej rzeki lub sąsiednich rzek o podobnych warunkach.

Podczas projektowania usytuowania tych budowli należy pamiętać o następujących zasadach:

- dążyć do łagodnego wyprowadzenia wody pod most w należytych kierunkach;
- unikać odbicia wody na boczne ściany filarów;
- szczególnie nie wolno stosować prostych budowli kierujących, które by odbiły strugę wody na filar mostu łukowego w ten sposób, że parcie ze sklepienia większego przeszła byłoby zgodne z kierunkiem uderzenia odbitej strugi wody. Zastosować można odbicie z drugiej strony filaru, jednak zbadać należy statycznie wielkość sił i warunki równowagi filaru;
- w przypadku gdy zachodzić może obawa przerzucenia się biegu rzeki w przyszłości w czasie wielkiej wody, np. w dawne koryto, należy wały kierujące przy budowie odprowadzić do brzegu rzeki w poprzek niebezpiecznego kierunku.

DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO

INŻ. ROMAN STOBNIKI

Mechanizacja robót wodno-melioracyjnych i kierunki jej rozwoju

Plan 6-letni przewiduje intensywną mechanizację robót budowlanych. W 1955 r. wskaźnik mechanizacji zasadniczej, tj. stosunek ilości robót zmechanizowanych do ogólnej ilości danych robót, powinien osiągnąć:

— w robotach ziemnych	— 40%,
— w przygotowaniu betonu	— 85%,
— w transporcie poziomym	— 65%,
— w transporcie pionowym	— 90%,

Wskaźnik wyposażenia budowy w maszyny i sprzęt, tj. stosunek kosztu maszyn i sprzętu użytego do budowy do ogólnego kosztu budowy — ma osiągnąć 8,5%.

W robotach inżynierskich, a w szczególności przy pracach wodno-melioracyjnych wskaźnik mechanizacji zasadniczej jak i wskaźnik wyposażenia mogą być z reguły wyższe niż przy robotach budowlanych.

Względy natury technicznej i finansowo-ekonomicznej, stanowiące dawniej czynnik decydujący o wprowadzeniu na budowę maszyny, nie wyczerpują całości zagadnienia. Cele i zadania mechanizacji są

bowiem o wiele szersze. Do nich należą, poza wyżej wspomnianymi, względy uzyskania wysokiego stopnia oszczędności pracy fizycznej. A więc w pierwszym rzędzie do zmechanizowania nadają się takie czynności, które przy ręcznym sposobie wykonania pochłaniają najwięcej wysiłków. Do nich należą przede wszystkim roboty ziemne, połączone z przemieszczaniem mas zarówno w kierunku pionowym jak też i poziomym.

Na podstawie wypowiedzi fachowców radzieckich (Konorow i Naumow) zmechanizowanie robót budowlanych i transportowych na terenie budowy daje możliwość zmniejszenia pracy fizycznej w następującym stopniu:

— w robotach ziemnych	— od 85% do 94%,
— przy kruszeniu kamieni	— „ 67%,
— przy wytwarzaniu masy betonowej	— „ 73%,
— przy transporcie pionowym materiałów	— „ 55%,
— przy transporcie poziomym materiałów	— „ 36%,

W gospodarce bezplanowej, regulowanej wyłącznie prawami podaży i popytu, stopień mechanizacji budowy uwarunkowany jest przede wszystkim względami kalkulacji opartej na bezpośrednich korzyściach. Maszyny stają się w licznych przypadkach niebezpiecznymi konkurentami dla pracowników fizycznych, narażając ich na ryzyko bezrobocia, w miarę wprowadzania mechanizacji do budownictwa.

Inaczej przedstawia się sprawa w gospodarce planowej wyzwolonej od wahań koniunkturalnych i nastawionej na stale postępujący wzrost dochodu społecznego i narastanie majątku narodowego.

Równolegle przy stosowaniu wielkiej mechanizacji przy robotach podstawowych wskazane jest wprowadzenie na teren budowy małej mechanizacji oraz mniejszych maszyn i urządzeń, które w wielu wypadkach przy ich umiejętnym stosowaniu przynoszą duże korzyści.

Dotychczasowa nasza praktyka w zakresie mechanizacji i robót wodno-melioracyjnych szczególnie w pierwszych latach powojennych, dała liczne dowody, że osiągnięte wydajności maszyn okazały się w wielu przypadkach za niskie, oraz że stosowanie maszyn w różnych pracach nie było właściwe. Przyczyny tego stanu były następstwem szeregu okoliczności, na które składały się:

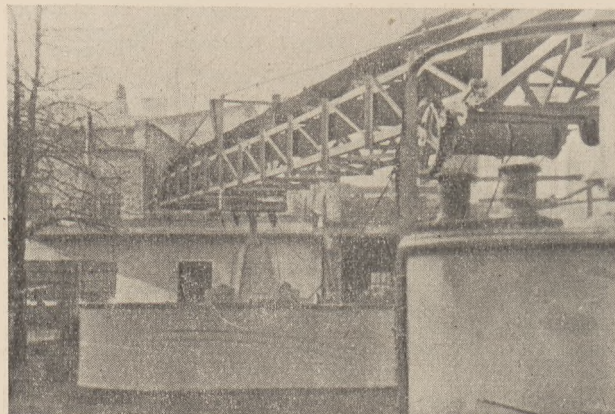
- wprowadzenie mechanizacji robót bez uprzedniego opracowania właściwego planu,
- brak dostosowania postępu robót na odcinkach sąsiednich do wydajności zastosowanych maszyn budowlanych (zsynchronizowanie robót),
- przestoje maszyn, wynikające z zakłóceń organizacyjnych na terenie budowy,
- stosowanie maszyn o wydajności przekraczającej rzeczywiste potrzeby budowy,
- niewystarczające kwalifikacje personelu projektującego i realizującego mechanizację;
- konserwatyzm niektórych kierowników, utrudniający wprowadzenie nowej techniki oraz brak kultury sprzętowej,
- różnorodność posiadanych starych maszyn co do typów, wielkości i konstrukcji,
- niedostateczna ilość maszyn budowlanych,
- brak zaplecza, brak remontowych części zamiennych oraz niedostateczność produkcji krajowej.

W miarę wzrostu świadomości postępowej, narastających potrzeb będących wynikiem przebudowy naszego ustroju oraz pełnego zrozumienia, że mechanizacja procesów pracy jest tą nową dla nas i decydującą siłą, bez której niemożliwe jest utrzymanie ani tempa, ani nowej skali produkcji — stan ten w ostatnich latach ulega znacznej poprawie, czego wynikiem stają się projekty mechanizacji robót wodno-melioracyjnych, krystalizują się potrzeby na bazie zwiększających się zadań do wykonania przy równoczesnym zmniejszaniu się sił roboczych na wsi, uprzednio zasadniczej siły produkującej.



Rys. 1. Bagier „Diesel“ pływający o mocy 30 KM z 24 czerpakami o pojemności po 25 litrów.

Koncentracja prac melioracyjnych jednolitego charakteru, co do jakości i konstrukcji obiektów budowlanych w niektórych rejonach, wytworzyła konieczność grupowania w tych rejonach określonych typów maszyn. I tak np. prace renowacyjne i konserwacyjne na Żuławach zatrudniają cały szereg bagrów pływających wieloczerpakowych o czerpakach od 10 do 40 litrów pojemności, o wymiarach pływaków od 2 do 6 m, z jednoczesnym zastosowaniem transporterów taśmowych, przemieszczających wykop bezpośrednio na brzegi rzek lub kanałów (rys. 1 i 2). Moc tych bagrów waha się w granicach od 12 do 50 KM w zależności od wielkości maszyn.

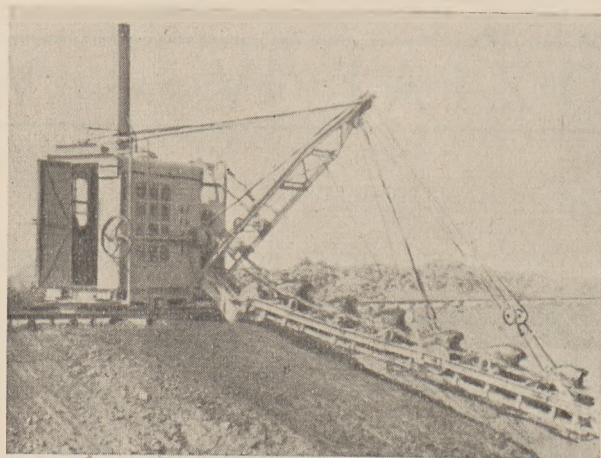


Rys. 2. Transporter taśmowy długości 20 m² na pływaku przy bagrze pływającym.

Bagry refulery o średnicy rur ssących od 100 mm do 200 mm znalazły zastosowanie przy pogłębianiu kanałów lub rzek, o podłożu dna piaszczystym lub piaszczysto-gliniastym.

Prace konserwacyjne, polegające na usuwaniu i wyciąganiu wodorostów w kanałach i rzekach, wymagały zastosowania mechanicznych kosiarek pływających.

Do wykonywania lub renowacji kanałów większych do głębokości 2 m i szerokości dna od 0,5 do 2 m, przy nachyleniu skarp od 1:1 do 1:2 używamy koparek wieloczerpakowych na szynach o pojemności czerpaków lub szufli od 15 do 40 litrów.

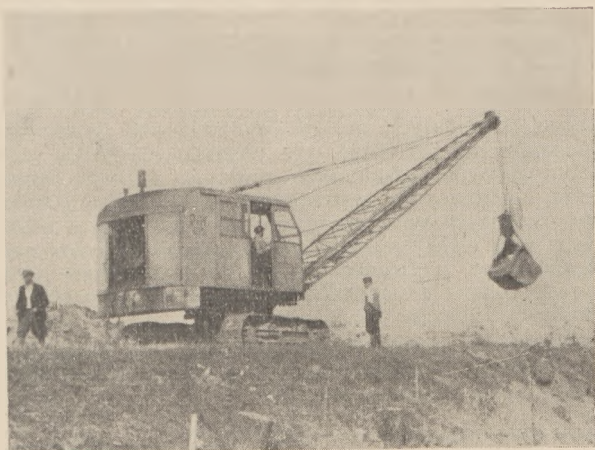


Rys. 3. Koparka wieloczerpakowa na szynach — 118 czerpaków po 20 l.

I tak np. koparka tego typu o 18 czerpakach o pojemności po 20 l (rys. 3) wykonała 3 km kanału o głębokości 2 m i szerokości dna 1,80 m w ciągu 6 miesięcy pracy, pracując po 8 godzin dziennie, wykopując około 30.000 m³ ziemi. Ukopki były bezpośrednio ładowane do wózków-wywrotek i odwożone na wał wsteczny.

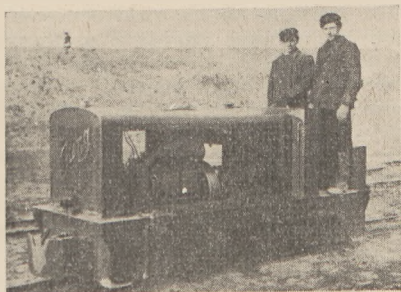
Przy renowacji kanałów o znacznych wymiarach (np. Kanał Parchański przy głębokościach przekopu

dochodzących do 7 m) zastosowano dwie koparki. Jedną z nich na gąsienicach o mocy 120 KM — wyposażoną w chwytak o pojemności 0,75 m³ — wykonywała kinetę przekopu z jednoczesnym karczowaniem pni i korzeni (rys. 4). Druga koparka wieloczerpakowa na szynach współpracowała z nią przez wybieranie ostateczne ziemi z wykopu, wykonując skarpy i dno.



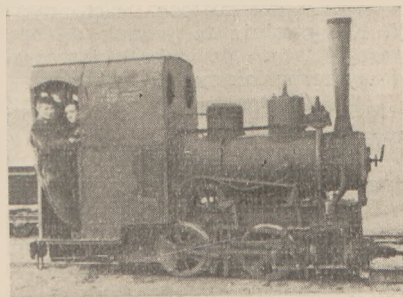
Rys. 4. Koparka dwuchytnowa na gąsienicach.

Przemieszczanie ziemi zarówno przy zastosowaniu koparek jako nakładaczy, jak i przy naładowaniu ręcznym odbywało się za pomocą wywrotek wąskotorowych, ciągniętych przez lokomotywy spalinowe (rys. 5) lub parowe (rys. 6). Moc lokomotywek wahała się w granicach od 10 do 75 KM.



Rys. 5. Lokomotywka „Jung“ o mocy 16 KM.

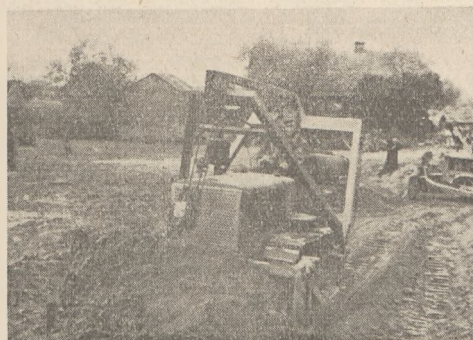
Przy sypaniu wałów przeciwpowodziowych nad Wisłą (pow. Sochaczew) zgrupowano trzy rodzaje maszyn, a mianowicie: spycharki, koparki wieloczerpakowe na szynach, przy współpracy środków transportujących ukopki trakcją kolejową obsługiwaną przez lokomotywy spalinowe i parowe. Spycharki użyto jako



Rys. 6. Parowóz o mocy 45 KM.

popychacze zgarniarki przy ładowaniu ziemi, wykorzystując je jednocześnie do równania wykopów i przygotowywania ziemi przez jej spulchnianie do łatwiejszego ładowania przez zgarniarki (rys. 7 i 8). Używane

3 zgarniarki o pojemności skrzyni 6,3 m³, ciągnięte przez traktory Stalniec S-80 (rys. 9), wykonały w ciągu 4,5 miesięcy pracy (jednozmianowej) około 60.000 m³ wału, przy obsłudze dziennej ca 10 robotników.



Rys. 7. Spycharka w pracy.

Nieocenione usługi przy ładowaniu ziemi na wózki - wywrotki wykazały zastosowane w pracach wałowych koparki wieloczerpakowe (40 l poj. черпакa) na szynach. Koparka tego typu w ciągu 6 miesięcy pracy wydobyla około 38.000 m³ ziemi, którą przemieszczono na wał trakcją kolejową.



Rys. 8. Zgarniarka podczas nabierania ziemi.

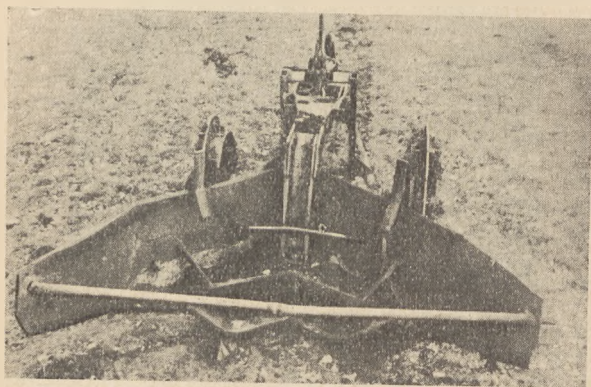
Coraz częściej i skuteczniej zaczynamy stosować w pracach melioracyjnych współpracę maszyn. Z jednej strony łączy się na robotach pracę koparek z trakcją kolejową oraz ze spycharkami lub też pracę koparek chwytakowych z pracą koparek wieloczerpa-



Rys. 9. Zgarniarka o pojemności 6,3 m³ ciągnięta przez traktor „Stalniec“ S-80.

kowych, przy jednoczesnym zastosowaniu transporterów lub trakcji kolejowej. Procesy współpracy maszyn będące wynikiem narastającego doświadczenia, dały wyraz właściwej mechanizacji robót, polegającej właśnie na współdziałaniu maszyn głównych na placu budowy z maszynami wspomagającymi.

Poza omówionymi maszynami stosowanymi w skoncentrowanych pracach melioracyjnych jednorodnych co do swego charakteru, używany jest równocześnie cały szereg innych maszyn i narzędzi, jak mechaniczne pługi do kopania rowów melioracyjnych, do drenowania kreciego, łąkarskie, do zdejmowania darniny itp. (rys. 10).



Rys. 10. Pług do kopania rowów melioracyjnych.

Błędnym byłoby mniemanie, że tylko skoncentrowane prace, jednorodne co do charakteru robót, należy wyłącznie mechanizować. Przy robotach o różnym charakterze dąży się do zmechanizowania jednego lub kilku głównych elementów pracy, czyli poprzestaje się na częściowej mechanizacji, przez co częściowo zredukowany nakład pracy ręcznej daje już poważne oszczędności w sile roboczej i przyspiesza wykonanie prac.

Błędy, które były przyczyną przestojów maszyn i niepełnego ich wykorzystania, wynikały z niedociągnięć organizacyjnych, braku szczegółowych planów mechanizacji robót, jak również używania maszyn do robót rozdrobnionych w terenie o niewielkiej masowości, co pociągało za sobą stałe przerzuty maszyn z miejsca na miejsce.

W wielu wypadkach mniejszy ciężar lub większa zwrotność małych koparek mogła zadecydować o możliwości ich użycia, szczególnie przy słabym gruncie lub przy ograniczonym co do wielkości placu budowy.

Wyboru wielkości i typu koparek lub innych maszyn budowlanych nie dokonywano w zależności od wspomnianych warunków, jak również nie brano przeważnie pod uwagę konfiguracji terenu, charakteru wykopu, rodzaju gruntu, ilości robót, możliwości transportu ukopek i innych warunków terenowo-lokalnych.

Wpływało to m. in. stąd, że ilość dysponowanych maszyn była stosunkowo niska w porównaniu z potrzebami, jak również niechęć niektórych kierownictw robót do wyzbywania się maszyn na rzecz innych rejonów pracy, leżących poza zasięgiem ich placu budowy.

Wykazane braki i niedociągnięcia miały częściowo swe uzasadnienie i znajdowały usprawiedliwienie bodaj w tym, że mechanizacja robót melioracyjnych w pierwszych latach po wyzwoleniu była raczej nastawiona na melioracje podstawowe i w związku z tym specjalną uwagę zwrócono na uzyskanie w pierwszym rzędzie pełnej gotowości ruchowej maszyn, poprzez kapitalne remonty jednostek dużych.

Takie podejście miało swoje uzasadnienie, bowiem przy małej ilości środków mechanicznych stojących do dyspozycji należało je koncentrować na budowach dających możliwość lepszego ich wykorzystania, do czego najbardziej nadawały się roboty związane z melioracjami podstawowymi.

Projekt mechanizacji robót melioracyjnych winien opierać się na ogólnym projekcie budowy, obejmującym przedmiar i harmonogram robót, i ma na celu ustalenie właściwych rodzajów, wielkości i ilości po-

trzebnych maszyn budowlanych, czasu ich pracy na tle warunków, w których będą pracowały.

Zadanie to polega na doborze maszyn umożliwiających:

- właściwe zmechanizowanie robót,
- terminowe wykonanie robót,
- osiągnięcie optymalnych wydajności,
- racjonalne wykorzystanie czasu pracy zainstalowanych maszyn,
- uzyskanie korzyści gospodarczych,
- wykonanie robót różnych co do ich wielkości i rozmiarów.

Brak potrzebnych maszyn budowlanych, względnie niedostateczna ich ilość, jak również specyfika prac melioracyjnych, rozrzucenie robót na terenie całego kraju, stwarza przy projektowaniu mechanizacji robót melioracyjnych poważne trudności i w związku z tym nie zawsze wyżej wymienione zasady mogą być w pełni spełnione, a szczególnie te, które nakładają obowiązek doboru odpowiednich maszyn w zależności od wielkości i zakresu robót.

Niektórzy autorzy radzieccy podają np. następującą zależność pomiędzy ogólną ilością wykopów, a wielkością czepaka koparki:

pojemność czepaka koparki:	Ogólna pojemność wykopu:	
0,25 m ³	nie mniej niż	5.000 m ³
0,50 "	" "	10.000 "
0,75 "	" "	20.000 "
1,00 "	" "	30.000 "
1,50 "	" "	40.000 "

Wykazane zależności w naszych pracach, ze względu na wspomniany charakter robót wodno-melioracyjnych, a nadto z uwagi na ich rozdrobnienie i lokalną różnorodność nie zawsze znajdują zastosowanie. Na wielu przeciętnych obiektach, obok prac małych, objętości wykopów i nasypów osiągają wielkości rzędu kilku tysięcy, a w pewnych przypadkach nawet kilkunastu tysięcy m³. Ponadto wielkości i ilości maszyn budowlanych są zależne jeszcze od charakteru i konstrukcji projektowanego obiektu, jak również od rodzaju, sposobów i terminów wykonania robót. Zmechanizowanie 2 identycznych obiektów będzie wymagało odmiennych wyposażań w maszyny, o ile terminy wykonania robót będą rozmaite lub konfiguracja terenu, warunki lokalne i glebowe będą różne. Stąd też w wielu wypadkach właściwy projekt mechanizacji robót uzależniony będzie od twórczych inwencji i powiązania wymagań gospodarczo-ekonomicznych z wymaganiami techniczno-organizacyjnymi. Niejednokrotnie przyczyną natury ogólnej nie zezwalała na ustalenie dokładnych danych potrzebnych do opracowania szczegółowego projektu mechanizacji robót. Wówczas może być wykonany orientacyjny program mechanizacji robót, który posłuży jednak do przybliżonego ustalenia rodzaju i wydajności poszczególnych maszyn, koniecznej ich ilości oraz czasu ich eksploatacji. Nie zwalnia to jednak od opracowania projektu szczegółowego po zebraniu wszystkich danych wyżej wyszczególnionych.

Względy techniczne, organizacyjne i ekonomiczne winny przede wszystkim wpływać na wybór typu i wielkości maszyny. Pozostają przy tym ważne zasady mechanizacji robót, które podaje za dr Rukim¹⁾:

1. Zasada podziału:
 - a) budowy na grupy robót,
 - b) grup na poszczególne roboty,
 - c) robót na poszczególne czynności.
2. Zasada pierwszeństwa:
 - a) głównych grup robót na całej budowie,
 - b) głównych robót w poszczególnych grupach,
 - c) głównych czynności w poszczególnych robotach.

¹⁾ Poz. 3 wykazu literatury.

3. Zasada podporządkowania maszyn i środków transportowych pracy jednostek produkcyjnych.
4. Zasada podporządkowania czynności zespołowych czynnościom maszyn o pracy ciągłej.
5. Zasada umiaru w doborze maszyn.
6. Zasada koncentracji kilku jednostek maszynowych w okresie czasowego nasilenia robót.
7. Zasada optymalnych wydajności maszyn.
8. Zasada ciągłości pracy maszyn.
9. Zasada pracy rytmicznej.
10. Zasada harmonii w planowaniu i realizacji budowy.

Wskaźnik mechanizacji zasadniczej, o którym mówiliśmy na początku, nie we wszystkich wypadkach daje właściwy pogląd na intensywność mechanizacji. Chodzi bowiem nie tylko o stosunek robót zmechanizowanych do całości tych robót, ale również o wyrobienie sobie zdania, w jakim stopniu wpływa mechanizacja na zmniejszenie pracy ręcznej w stosunku do teoretycznej ilości pracy ręcznej, jaka byłaby potrzebna do wykonania całej roboty bez udziału maszyn.

Stosunek ten określony wskaźnikiem zmechanizowania roboty przedstawia się następująco:

gdzie:

$$W_m = 100 \frac{T_n - T_m}{T_n}$$

T_n — ilość roboczogodzin potrzebnych w pracy bez maszyn,
 T_m — ilość roboczogodzin potrzebnych w pracy z maszynami.

Wskaźnik zmechanizowania roboty, obliczony na zasadzie powyższego wzoru, wynosi około 20—30% dla częściowo i 85—90% dla całkowicie zmechanizowanej produkcji.

Potrzeby mechanizacji robót wodno-melioracyjnych coraz bardziej narastają. Budowa nowych, konserwacja i renowacja istniejących urządzeń melioracyjnych, zagospodarowanie użytków zielonych oraz zaopatrzenie osiedli w wodę poprzez mechaniczne wiertnictwo, oto zadania, które wysuwają się obecnie na pierwszy plan w tej dziedzinie. Jako kryteria takiego podziału, pomijając potrzeby natury gospodarczej ogólnokrajowej, służą zasadniczo względy technologiczne. To znaczy, że dzielić będziemy całość zamierzonych robót na grupy obejmujące poszczególne rodzaje robót. Względy natury organizacyjno-wykonawczej wyłączać będą jednak w wielu wypadkach konieczność bądź łączenia w jedną grupę robót różnych rodzajów bądź też dalszego podziału niektórych grup ustalonych poprzednio, o ile charakter robót lub okoliczności towarzyszące ich wykonaniu będą musiały ulec zmianom w toku budowy.

Dokładna analiza procesów budowlanych w tym etapie uwzględniająca wszystkie warunki wynikłe na skutek przebudowy ustroju rolnego oraz stały rozwój i postęp gospodarki socjalistycznej, a nadto dostateczna odbudowa obiektów melioracji podstawowych, wymaga ciągłego doskonalenia metod pracy przez szukanie nowych dróg i kierunków pracy w tej dziedzinie. Obok stosowania wielkiej mechanizacji w pracach melioracji podstawowych, wysiłki służby melioracyjnej winny iść w kierunku przyswojenia, rozszerzenia i pełnego zastosowania małej mechanizacji.

Podniesienie wydajności wielu rodzajów robót melioracyjnych można osiągnąć przez małą mechanizację czyli przez zastosowanie zmechanizowanych narzędzi i lekkiego sprzętu. Zastosowanie takich maszyn i sprzętu podnosi wydajność wykwalifikowanych robotników i z tego względu jest specjalnie cenne.

Narzędzia zmechanizowane mogą oddać szczególnie duże usługi w tych robotach, w których trudno jest stosować maszyny duże, a takich nietypowych robót jest w budownictwie melioracyjnym bardzo wiele. Należy jednak podkreślić, że rola narzędzi zmechanizowanych lub lekkiego mechanicznego sprzętu nie polega na samodzielnym mechanizowaniu danych dziedzin pracy, gdyż są to maszyny o małej wydajności w stosunku do maszyn dużych. Warto przy tym wykorzystać specjalnie liczne w zakresie małej mechanizacji pomysły ra-

cjonalizatorskie, które w okresie dużych braków sprzętu na budowach umożliwiłyby ich szybko i tanio realizację.

Roboty renowacyjne i konserwacyjne w melioracji będą wymagały stosowania całego szeregu bagrów pływających, wieloczerpakowych, szczękowych oraz refulek o różnych wymiarach i wielkościach, uzależnionych od szerokości i głębokości kanałów i rzek, a nadto od jakości i zakresu robót oraz od rodzaju gruntów.

Praktycznie najbardziej pożądane będą bagry wieloczerpakowe, średniej wielkości, przy szerokości pływaków od 2 do 4 m i przy pojemności czepaków od 10 do 25 l, o mocy silnika od 10 do 25 KM oraz szczękowe o pojemności chwytaka od 0,25 do 0,35 m³.

Średnica rury ssącej rufelera, który znajduje szerokie zastosowanie przy renowacji rzek o podłożu piaszczystym lub piaszczysto-gliniastym względnie torfowym, waha się od 100 do 200 mm.

Szerokie zastosowanie mechanicznych kosiarek pływających do wycinania wodorostów i sitowia przy konserwacji rzek i kanałów odda wybitne usługi — zważywszy, że ten rodzaj prac konserwacyjnych w naszych robotach jest wyjątkowo masowy i częsty.

Obok tych maszyn, zastosowanie bagrów ręcznych, szufli, kos falistych itp. poważnie wpłynie na usprawnienie procesów produkcyjnych.

Koparki na szynach i na gąsienicach, wieloczerpakowe o łamanym wysięgniku, używane przy renowacji i nowych robotach do wykonywania skarp i dna kanałów i rzek, winny znaleźć szerokie zastosowanie; w tym kierunku muszą iść wysiłki celem pełnego zaopatrzenia w tego rodzaju maszyny. Zgarniarki o pojemności skrzyni od 2 do 4 m³ oraz małe spycharki we współpracy z koparkami mogą być używane do sypania wałów, regulacji rzek i kanałów, równania i plantowania terenu po wykonaniu prac melioracyjnych. Mechaniczne pługi łukowe i pługi do kopania rowów melioracyjnych usprawnią wybitnie tę gałąź produkcji i przyczynią się znacznie do zmechanizowania melioracji szczegółowych. Mechaniczne betoniarke o pojemności od 150 do 250 l oraz małe kafary spalinowe o wadze tłuka od 150 do 300 kg, do zabijania ścianek szczelnych do głębokości 1,5 — 2,5 m w poważnym stopniu usprawnią prace przy budowie obiektów takich, jak zastawki, młochy, jazy, progi itp., których obecnie dużo się wykonuje przy rozbudowie systemów nawodniających. Wyposażenie w agregaty wiertnicze systemu udarowego, stosowane przy wierceniu studzien do głębokości 50 — 200 m, zaspokoją tę dziedzinę, która była dotychczas w poważnym zaniedbaniu.

Maszyny i zmechanizowany sprzęt transportowy używany na terenie budowy winien przedstawiać wartość ocenianą przez autorów radzieckich na około 25% wartości całego parku maszyn budowlanych.

W robotach ziemnych optymalna wydajność koparki lub innej do tego celu użytej maszyny określa ilość środków transportowych potrzebnych do wywiezienia ziemi z wykopów. A zatem ogólna pojemność środków transportowych powinna być dostosowana do wielkości produkcji koparki spełniającej rolę maszyny głównej.

O ile przy obliczaniu potrzebnych maszyn produkujących bierze się pod uwagę ich wydajności optymalne odpowiednio korygowane współczynnikami wykorzystania czasu pracy, o tyle opieranie obliczeń potrzebnych maszyn lub środków transportowych na wielkości ich nośności nie zawsze bywa wystarczające. Nie wyklucza to jednak konieczności wykorzystania pełnej współzależności zdolności produkującej maszyny i zdolności transportowej środków przewozowych. Współzależność ta narzuca obowiązek rozpatrywania zagadnień mechanizacji pod kątem widzenia łącznych korzyści osiąganych zarówno na odcinku wytwórczym, jak też transportowym, przy której koszt wyprodukowanej jednostki łącznie z przewozem wypadnie najniższy.

Artykuł ten, w którym zostały szkieletowo przedstawione sposoby dotychczasowej mechanizacji u nas stosowanej i kierunki jej rozwoju, rzecz jasna nie może być

wyczerpujący i należy go traktować, jako rzucenie pewnych myśli i pojęć wymagających szczegółowego naświetlenia i opracowania i to w kierunku wytyczenia właściwych dróg i metod, wg których winna się rozwijać mechanizacja prac melioracyjnych w naszych warunkach.

Można bowiem śmiało stwierdzić, że mechanizacja w pracach melioracyjnych stanie się jednym z decydujących ogniw w realizacji zadań na odcinku zmniejszenia zapotrzebowania sił roboczych, obniżenia kosztów własnych i skrócenia czasu wykonania. Dzięki objęciu władzy przez klasę robotniczą i społeczeństwu środków produkcji stały się możliwe poważne inwestycje z udziałem środków mechanicznych, które zasadniczo zmieniają oblicze nowych placów budów i pracę robotników melioracyjnych.

L I T E R A T U R A

1. A. W. Konorow i P. P. Naumow — Stroitielnyje maszyny. 1941 r.
2. Z. Schwarz i J. Stork — Novodobye stroje pro zemni prace. 1948 r.
3. Dr. R. Rucki — Zasady i metoda projektowania mechanizacji budowy. 1951 r.
4. Inż. Mikołaj Węgrzyn — Mechanizacja morskich robót budowlanych. „Technika i Gospodarka Morska”. 1952 r.
5. Inż. R. Stobnicki — Maszyny do robót ziemnych w budownictwie wodno-melioracyjnym. „Gospodarka Wodna”. 1951 r. Nr 2.

P R Z E G L Ą D W Y D A W N I C T W

MELIORACJE ROLNE (Dział Hydrotechniki) —

Prof. dr Stanisław Turczynowicz. Warszawa 1952. Państwowe Wydawnictwo Rolnicze i Leśne.

Pod powyższym tytułem wyszedł podręcznik dla liceów melioracyjnych. Przy przeglądaniu spisu rozdziałów tego podręcznika uderza nie spotykana w innych podręcznikach ich kolejność, a więc np. rozdział o odwodnianiu gruntów rowami otwartymi jest podzielony od rozdziału o drenowaniu rozdziałami o kolmatacji, nawodnianiu, stawach rybnych i torfach; ten układ zgodny jest z programem szczegółowym liceów; ten sam podręcznik miał służyć dla szkół 2 i 3-letnich.

Nowość do pewnego stopnia w podręcznikach stanowi rozdział o melioracjach agrotechnicznych, jako zakończenie nauki o melioracjach hydrotechnicznych; obejmuje on utrwalenie lotnych piasków i zadrzewianie śródpolowe. Wprowadzenie tego działu da uczniom lepsze zrozumienie gospodarki wodnej.

Racjonalne wydaje się przeniesienie z tekstu do załączników obliczeń przepływów przez jazy, śluzy itd. oraz obliczenia cofki. Inne obliczenia są w tekście.

W braku specjalnych krótszych podręczników melioracyjnych omawiana praca może służyć i w praktyce, chociaż zawiera parę usterek, np. w rozdziale o budowlach melioracyjnych, kiedy mowa jest o mostkach, rysunek 151 nie zupełnie odpowiada opisowi, przy rys. 124 przedstawiającym ułożenie skłb. przy orce torfowiska brak jest podania, który układ (górny czy dolny) jest prawidłowy, rys. 117 podaje 2 sposoby doprowadzania wody do stawów, ale oba dość rzadko stosowane.

Można mieć nadzieję, że z ustabilizowaniem programów szkół licealnych podręczniki melioracyjne będą mogły być wydawane w sposób racjonalniejszy niż dotychczas.

Do naszych Prenumeratorów

Z dniem 1 stycznia 1953 r. nastąpi zmiana w dotychczasowym systemie prenumeraty czasopism technicznych, a mianowicie zostaje zniesiona prenumerata kredytowana.

W związku z tym wszystkie urzędy, instytucje i przedsiębiorstwa państwowe, które korzystały w roku 1952 z tej formy prenumeraty i chcą zapewnić sobie ciągłość otrzymywania czasopism technicznych od 1 stycznia 1953 r., powinny zamówić czasopisma w najbliższym urzędzie pocztowym.

W tym celu należy dokonać przedpłaty z góry, najpóźniej do 15 grudnia 1952 r.

Wszystkie urzędy pocztowe zostały zaopatrzone w aktualne cenniki i udzielają wyczerpujących informacji.

Urzędy pocztowe nie będą przyjmowały prenumeraty wstecz za okresy ubiegłe.

Wydawca: NACZELNA ORGANIZACJA TECHNICZNA

REDAGUJE KOMITET:

REDAKTOR NACZELNY — Inż. M. CHUDZYŃSKI

REDAKTORZY DZIAŁOWI: Inż. Z. MIKULSKI, Inż. K. PUCZYŃSKI, Inż. A. RIEDEL,

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

SEKRETARZ REDAKCJI: HALINA MIKULSKA

REDAKTOR TECHNICZNY: JÓZEF IZYCKI

Konto PKO I-19873/110

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

Zam. 716 z dn. 28.VIII.52 r. Podpisano do druku 8.X.52 r. Druk ukończono 15.X.52 r. Nakład 2050.

Papier druk. sat. V format A1 60 g

Druk. „Prasa Demokratyczna” W-wa.

3-B-25476

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 zaopatrzone

w techniczne czasopisma polskie i zagraniczne, w szczególności radzieckie.

INFORMACJE

w sprawie rozprowadzania „Prac Instytutów Naukowo-Badawczych”, wydawanych przez Państwowe Wydawnictwa Techniczne

W obrocie księgarskim „Domu Książki” znajdują się „Prace” następujących instytutów:

Centralnego Instytutu Ochrony Pracy
Głównego Instytutu Górnictwa
Głównego Instytutu Lotnictwa
Głównego Instytutu Pracy
Głównego Urzędu Miar
Instytutu Architektury i Urbanistyki
Instytutu Budownictwa Mieszkaniowego
Instytutu Celulozowo-Papierniczego
Instytutów Chemii Przemysłowej
Instytutu Elektrotechniki
Instytutów Mechanicznych
Instytutu Metalurgii

Instytutu Naftowego
Instytutu Odlewnictwa
Instytutu Organizacji i Mechanizacji
Budownictwa
Instytutu Przemysłu Rolnego
i Spożywczego
Instytutu Przemysłu Skórzanego
Instytutu Techniki Budowlanej
Instytutu Torfowego
Instytutu Włókiennictwa
Przemysłowego Instytutu
Telekomunikacji

W celu zapewnienia zainteresowanym systematycznej dostawy kolejnych zeszytów „Prac Instytutów Naukowo-Badawczych”, Księgarnia Techniczna „Domu Książki” w Warszawie, ul. Bracka 20 wprowadziła z dniem 1 kwietnia 1952 r. system abonamentowy dostawy (sprzedaż wiązana) w/w wydawnictw. Zakłady pracy, instytucje i osoby prywatne, które pragną otrzymywać „Prace INB” powinny przesyłać zamówienia na dostawę tych wydawnictw do w/w księgarni „Domu Książki”.

W zamówieniu należy podać:

- dokładny adres zamawiającego,
- pełną nazwę instytutów, których „Prace” mają być dostarczone,
- ilość egzemplarzy zamawianych „Prac”, oddzielnie dla każdego instytutu.

Przesłane zamówienie zobowiązuje do odbioru i opłacania wszystkich zeszytów, wychodzących w ramach planu wydawniczego danego instytutu na rok 1952.

Na podstawie zamówień w/w księgarnia „Domu Książki” będzie wysyłać zamawiającemu kolejne zeszyty „Prac INB” z roku 1952.

Przesyłka następuje w miarę ukazywania się poszczególnych zeszytów — za zaliczeniem pocztowym z doliczeniem kosztów przesyłki.

Księgarnia będzie dostarczać również na zamówienie poszczególne zeszyty „Prac INB” z roku 1951 w miarę posiadania ich na składzie. Niezależnie od rozprowadzania „Prac INB” systemem abonamentowym, są one do nabycia w wolnej sprzedaży w następujących księgarniach „Domu Książki”:

Gdańsk-Wrzeszcz ul. Grunwaldzka 8,
Gliwice ul. Zwycięstwa 31,
Katowice ul. Młyńska 2,
Kraków Rynek 36,
Łódź ul. Piotrkowska 45,
Poznań ul. Paderewskiego 6,

Rzeszów
Szczecin
Warszawa
Warszawa
Warszawa
Wrocław

ul. 3 Maja 2,
ul. Sikorskiego 7,
ul. Bracka 20,
ul. Poznańska 12,
ul. Wilcza 27,
Rynek 14.

DOM KSIĄŻKI

PAŃSTWOWE WYDAWNICTWA TECHNICZNE