

GOSPODARKA WODNA



MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI
I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XI

WARSZAWA, PAŹDZIERNIK 1951 r.

Nr 10

WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

TREŚĆ

DZIAŁ I — PLANOWANIE, ORGANIZACJA

- Inż. Marian Chudzyński i Inż. Kazimierz Puczyński* — O kierunkach prac naukowo-badawczych polskich i radzieckich w zakresie gospodarki wodnej i hydrotechniki (po I Kongresie Nauki Polskiej) 357
- Inż. Leonard Skibniewski* — Rys historyczny projektu połączenia Wołgi z Donem 362

DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

- Dr Inż. Józef Matuszewicz* — Rozwój hydrologii w Związku Radzieckim 365
- Prof. Inż. Wacław Balcerski* — Zagadnienia powodziowe dorzecza Wisły oraz koncepcja rozwiązania tego zagadnienia za pomocą zbiorników 367
- Inż. Józef Herszenberg* — Zasady obliczenia zasobów wodno-energetycznych 374

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

- Inż. Jan Żmihorski* — Wytyczne i przykłady przebudowy istniejących siłowni wodnych 378

DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO

- Inż. Bolesław Czerny* — Zastosowanie metody Inż. Kowalewa w robotach wodno-melioracyjnych 381
- Inż. Piotr Hrebień* — Nowoczesne maszyny używane do robót ziemnych w budownictwie wodnym ZSRR 385
- Inż. Feliks Rosiński* — Wykonywanie robót melioracyjnych w trudnych warunkach gruntowych 391
- Inż. Zygmunt Sochoń* — Rowy o trójkątnym przekroju poprzecznym 394
- Przegląd wydawnictw 397

СОДЕРЖАНИЕ

SOMMAIRE

CONTENTS

- | | | |
|--|--|---|
| Направления польских и советских научно-исследовательских работ по гидротехнике. | Tendances des études scientifiques polonaises et soviétiques dans le domaine d'aménagement des eaux. | Various lines of Polish and Soviet scientific investigation works in the water management. |
| Исторический очерк соединения реки Волги с Доном. | Aperçu historique sur la jonction du fleuve Volga avec le Don. | Historical outline of the joining of the river Volga with the river Don. |
| Развитие гидрологии в Советском Союзе. | Développement d'hydrologie dans l'Union Soviétique. | Development of Hydrology in the Soviet Union. |
| Вопросы наводнений в бассейне реки Вислы и их решение при помощи водохранилищ. | Inondations dans le bassin de la Vistule et solution de ce problème à l'aide des retenues d'eau. | Flood problem in the Vistula basin and setting the same in the way of water storage reservoirs. |
| Основы учета водно-энергетических ресурсов. | Principes du calcul des ressources des forces hydrauliques. | Principles of calculation of the water power resources. |
| Примеры перестройки гидроэлектрических станций. | Exemples de reconstruction des centrales hydrauliques. | Exemples of the reconstruction of some water power stations. |
| Применение метода инж. Ковалева к водно-мелиоративным работам. | Application de la méthode de l'Ing. Kowalew aux travaux d'hydraulique agricole. | Application of Kowalov's method to the water engineering agricultural works. |
| Современные оборудования при производстве земляных работ в СССР. | Machines modernes pour travaux de terrassement a l'U.R.S.S. | Modern plants in the earth moving works in U.S.R.R. |
| Производство мелиоративных работ в тяжелых почвенных условиях. | Exécution des travaux d'hydraulique agricole dans des terrains difficiles. | The carrying of irrigation and drainage works in difficult soil conditions. |
| Канавы треугольным поперечным сечением. | Fossés à section transversale triangulaire. | Triangular cross section trenches. |
| Обзор печати. | Revue de publications. | Review of publications. |

DZIAŁ I – PLANOWANIE, ORGANIZACJA

INŻ. MARIAN CHUDZYŃSKI I INŻ. KAZIMIERZ PUCZYŃSKI

O kierunkach prac naukowo-badawczych polskich i radzieckich w zakresie gospodarki wodnej i hydrotechniki

(Po I Kongresie Nauki Polskiej)

Kilkumiesięczny okres czasu dzielący nas od Sesji I Kongresu Nauki Polskiej (29.VI — 2.VII) pozwala na okrzepnięcie pierwszych, nieraz b. silnych wrażeń, z jakimi uczestnicy Kongresu rozjechali się do swoich pracowni, zakładów i instytutów naukowych, aby przygotować się do realizacji uchwał i wytycznych Kongresu. Toteż obecnie spróbujemy wyciągnąć wnioski z rozlicznych i bogatych materiałów kongresowych, dotyczące gospodarki wodnej i budownictwa wodnego, korzystając jednocześnie z porównania z kierunkami prac naukowo - badawczych Akademii Nauk Związku Radzieckiego w tym zakresie.

★

Jak już informowaliśmy naszych Czytelników, zagadnienia techniczne reprezentowane przez czasopismo „Gospodarka Wodna” rozpatrywane były przez Sekcję Nauk Inżynieryjno - Budowlanych (Podsekcja Budownictwa Wodnego i Podsekcja Techniki Sanitarnej) oraz przez Sekcję Nauk o Ziemi (Podsekcja Geofizyki, Podsekcja Geologii). Wymienione Sekcje i Podsekcje nie wyczerpują oczywiście komórek organizacyjnych Kongresu, rozpatrujących wszystkie zagadnienia, mające większy czy mniejszy związek z gospodarką wodną i budownictwem wodnym. Nauki inżynieryjno - budowlane bowiem w sposób dialektyczny łączą się ściśle niemal ze wszystkimi gałęziami nauk przyrodniczych i społecznych. Samo tylko wyliczenie tych gałęzi nauk ilustruje w sposób dostateczny tę łączność i współzależność:

- nauki ekonomiczne (ekonomika inwestycji, budownictwa, transportu i gospodarki komunalnej),
- matematyka stosowana,
- fizyka (budowa metali — sprężystość i plastyczność),
- chemia (chemia sanitarna i technologia materiałów budowlanych),
- nauki biologiczne i rolnicze (ochrona zdrowia, biologia sanitarna, zagadnienia rolnicze w związku z melioracją),
- budowa maszyn (środki transportowe, maszyny budowlane, urządzenia przeładunkowe).

Jak wynika ze sprawozdania z obrad Sekcji Nauk Inżyn. - Budowl., wygłoszonego przez jej przewodniczącego, prof. dra inż. W. Wierzbickiego, kluczowe kierunki badań w dziedzinie budownictwa wodnego i techniki sanitarnej, wchodzących w zakres nauk inżynieryjno - budowlanych, powinny dotyczyć:

- opracowania bilansów wodnych poszczególnych dorzeczy, ustalenia zasobów wodnych i opracowania na tej podstawie naukowych zasad i koncepcji planistycznych, ujętych w sposób kompleksowy;

- opracowania nowoczesnych metod regulacji rzek nizinnych i górskich, typizacji budowli wodnych i taboru żeglownego oraz technicznego;
- opracowania metod skutecznej walki z erozją gleb i stepowaniem oraz opracowania metod racjonalnego zagospodarowania łąk, torfowisk, polderów i pastwisk górskich;
- opracowania metod skutecznego umacniania brzegów morskich oraz planowania portów i typizacji urządzeń portowych;
- opracowania problemów zaopatrzenia w wodę osiedli i przemysłu w najważniejszych rejonach ubogich w wodę;
- opracowania zagadnień wód ściekowych i ich wyzyskania;
- ustalenia właściwego stopnia bezpieczeństwa budowli przy zastosowaniu statystyki i rachunku prawdopodobieństwa;
- udoskonalenia metod obliczania konstrukcji, a przede wszystkim konstrukcji przestrzennych i konstrukcji poddanych działaniom dynamicznym oraz poddania rewizji niektórych dziedzin żelbetu i podstaw nauki o parciu i odporze ziemi;
- badań prowadzących do zaoszczędzenia stali, cementu i innych materiałów deficytowych przede wszystkim przez rozwój konstrukcji spawanych i wstępnie sprężonych oraz przez typizację i prefabrykację konstrukcji i elementów budowlanych;
- badań zagadnień konstrukcyjnych występujących przy budowie zapór betonowych;
- podniesienia własności materiałów budowlanych, dotychczas stosowanych oraz zastosowania materiałów odpadkowych miejscowych i nowych;
- mechanizacji budownictwa metodami pracy zespołowej i organizacji pracy;
- udoskonalenia pracy nad zagadnieniami technicznymi robót w sezonie zimowym;
- opracowania i upowszechniania normatywów i standartów budowlanych i inżynierskich oraz odpowiednich wskaźników techniczno - ekonomicznych.

Analizując znane już Czytelnikom referaty Podsekcji Budownictwa Wodnego¹⁾ i Techniki Sanitarnej²⁾ oraz uwagi Komitetu Redakcyjnego do pierwszego z tych referatów³⁾, należałoby przypomnieć na

¹⁾ „Gospodarka Wodna” 1951. Nr 2.

²⁾ „Gospodarka Wodna” 1951. Nr 9.

³⁾ Patrz odnośnik ¹⁾.

tym miejscu dalsze, szczegółowsze wnioski z zakresu zainteresowań obu sekcji.

a) Z referatu Podsekcji Budownictwa Wodnego, dotyczące budownictwa wodnego śródlądowego:

- typizacja konstrukcji jazów, śluz, nabrzeży portowych;
- opracowanie konstrukcyjne urządzeń do pokonywania znacznych różnic wysokości (śluz, podnośne);
- opracowanie metod fundowania budowli hydrotechnicznych na gruntach słabych oraz zapór masywnych na fliszu karpackim;
- opracowanie metod ekonomicznego wykonywania zapór ziemnych i warunków technicznych ich projektowania i budowy;
- opracowanie schematów i typowych projektów małych siłowni typu wiejskiego;
- opracowanie zagadnień typizacji siłowni na Wiśle;
- opracowanie metod ekonomicznego sposobu zwalczania zamulania zbiorników.

b) Z referatu Podsekcji Budownictwa Wodnego, dotyczące melioracji:

- pogłębienie studiów nad zagadnieniem drenowania oraz opracowanie metod drenowania kreciego;
- opracowanie zagadnienia wykorzystania ścieków miejskich przez rolnictwo;
- opracowanie zagadnień deszczowni;
- opracowanie szeregu pilnych zagadnień lokalnych (Żuławy, poldery nadodrzańskie, nawodnienia pastwisk górskich);
- opracowanie zagadnienia wpływu zadrzewień śródpolowych;
- opracowanie metod mechanizacji pracy w melioracjach wraz z konstrukcją odpowiedniego sprzętu.

c) Z referatu Podsekcji Budownictwa Wodnego, dotyczące budownictwa morskiego:

- racjonalizacja eksploatacji urządzeń portowych;
- walka z korozją stali i betonu w wodzie morskiej.

d) Z referatu Podsekcji Techniki Sanitarnej ważniejsze badania:

- ujednostajnienie metod badania wody, ścieków i osadów ściekowych pod względem fizycznym, chemicznym i bakteriologicznym w oparciu o naukowe podstawy badania;
- charakterystyka składu naturalnych wód i ich przydatności do zasilania wodociągów dla różnych przemysłów i osiedli, z podziałem na ujęcia: wód gruntowych i wód powierzchniowych;
- próby sklasyfikowania rzek polskich na podstawie stopnia ich zanieczyszczenia;
- zagadnienie piśnych wód gruntowych i powierzchniowych na terenach zawierających wody mineralne (uzdrowiska) oraz wpływy wzajemne tych wód;
- badania nad stałym chlorowaniem wody studzien kopanych na wsi;
- uproszczone sposoby odżelaziania, zmiękczenia i dezynfekowania wody na wsi;
- badania nad katodową ochroną rurociągów i zbiorników wodnych z żelaza i stali przed korozją;
- badania nad ochroną rurociągów i zbiorników wodnych z żelaza i stali przed korozją za pomocą korekty pH.

e) Z uwag Komitetu Redakcyjnego do referatu Podsekcji Budownictwa Wodnego:

- opracowanie podstaw i metod ekonomicznego przesyłania wody w okręgach wodno - deficytowych dla potrzeb przemysłu, gospodarki komunalnej i rolnictwa lub dla jednej z tych dominant;
- opracowanie podstaw, wskaźników i kryteriów racjonalnego przeprowadzania odwodnień dla celów budownictwa przemysłowego, ogólnego i mieszkaniowego;
- opracowanie podstaw i metod projektowania konstrukcji płytkich zbiorników wodnych — terenowych, osadników, ujęć wodnych dla pojedynczych zakładów przemysłowych i osiedli;
- ustalenie metod pokonywania trudności budowlanych w budownictwie przemysłowym i ogólnym w związku z obecnością wody gruntowej i płynącej;
- opracowanie metod mechanizacji pracy przy robotach budowlanych i budowlano - przemysłowych w wodzie stojącej, płynącej i gruntowej.

Wnioski Sekcji Nauk o Ziemi dają impuls do przeprowadzania szeregu doniosłych badań, będących niezbędną podstawą do planowania, projektowania i realizacji inwestycji hydrotechnicznych. Wnioski te Sekcja Nauk o Ziemi postawiła jako zadania:

a) W zakresie nauk geologicznych:

- badanie i poszukiwanie hydrogeologiczne dla zaopatrzenia w wodę głównych obiektów wskazanych przez Plan 6-letni oraz opracowanie zasad racjonalnej gospodarki zasobami wodnymi.

b) W zakresie nauk geofizycznych do najpilniejszych zadań należą:

- inwentaryzacja krajowych zasobów wodnych i prace nad bilansem wodnym;
- opracowanie zagadnienia jakości wód powierzchniowych i podziemnych;
- opracowanie niektórych zagadnień oceanografii fizycznej, w szczególności dotyczących Bałtyku;
- opracowanie monograficzne poszczególnych elementów meteorologicznych;
- prace dotyczące fizyki atmosfery, związane z prognozami średnio- i długoterminowymi.

Jak Sekcja Nauk o Ziemi doceniła doniosłość swoich prac badawczych dla gospodarki wodnej i budownictwa wodnego, wystarczy przytoczyć następujące zdania z referatu tej Sekcji:

„Inwentaryzacja zasobów wodnych, ustalenie krajowego bilansu wodnego, poznanie warunków wodnych poszczególnych części kraju, opracowanie racjonalnych sposobów korzystania z zasobów wody i ich równomiernego rozdziału są zagadnieniami, których rozwiązanie musi być dokonane jak najszybciej przez hydrografię i hydrologię. Inwentarz wód wglębnych, ich jakość i ilość — to elementy badań geohydrologii, nieodzowne przy planowaniu miast, osiedli, obiektów przemysłowych, uzdrowiskowych (wody mineralne). W jakim stopniu ważne są prace wodne — wystarczy tylko przypomnieć, że dopiero w Polsce Ludowej nowymi metodami przeprowadzone badania i obliczenia wykazały, że krajowi grozi niedobór wodny i że w najgorszym położeniu pod tym względem znajduje się Zagłębie Śląskie, Wiełkopolska i Łódź.

Jakiegokolwiek zmiany w istniejących warunkach przyrodniczych — regulacja rzeki, przekopanie kanału, lokalizacja przemysłu, rejonizacja upraw rolnych czy hodowli, budowa nowych osiedli, uporządkowanie czy uzupełnienie sieci komunikacyjnej, budowa siłowni elektrycznych i sieci rozprawdzających, zwiększenie eksploatacji znanych już złóż surowców i poszukiwanie nowych, a w szczególności prace nad przeobrażeniem przyrody na większych połaciach kraju — wszystkie te zagadnienia wymagają współdziałania nauki, wymagają wspólnej pracy przedstawicieli

cieli wszystkich dziedzin nauk o Ziemi. Wspaniały przykład takiej współpracy — zarówno w dziedzinie organizacji wykonania, jak i w dziedzinie badań naukowych — daje Związek Radziecki. Szczególnie silnie wyraża to ostatni Stalinowski plan, mający na celu zmianę klimatu na ogromnych przestrzeniach Związku Radzieckiego“.

Jak wynika z powyższego przeglądu zasadniczych wniosków Sekcji Nauk Inżynieryjno-Budowlanych i Nauk o Ziemi, obie Sekcje w dużym stopniu uwzględniły zagadnienia stojące przed nauką polską w zakresie gospodarki wodnej i budownictwa wodnego. Należy tu z uznaniem podkreślić, że również obie Sekcje nie ograniczyły programu badań i prac w dyscyplinach naukowych do nich należących wyłącznie do problemów występujących w Planie 6-letnim. Ma to tym donioślejsze znaczenie dla działu techniki reprezentowane przez nasze czasopismo, że gospodarka wodna i budownictwo wodne wymagają długofalowego, perspektywicznego planowania i że odpowiednio dyscypliny naukowe — włączając się w nurt życia gospodarczego — powinny plany swoich badań układać również i dla późniejszych okresów gospodarczych, po okresie Planu 6-letniego.

„Nauki o Ziemi — czytamy w referacie tej Sekcji — nie mogą ograniczać się tylko do rozwiązywania bieżących zagadnień warsztatowych, związanych z obsługą bieżących planów gospodarczych. Powinny one w warunkach pomyślnego rozwoju w ustroju socjalistycznym w swej pracy poznawczej i w rozwiązaniach teoretycznych wyprzedzać bieżące potrzeby życia gospodarczego i wskazywać na możliwe dalsze kierunki rozwoju sił wytwórczych, wyzyskania i przeobrażenia środowiska geograficznego. Nauki o Ziemi powinny więc nie tylko przyczyniać się do realizacji bieżących planów gospodarczych, lecz również tworzyć podstawy teoretyczne, czyli podbudowę naukową do dalszych planów rozwoju gospodarczego“.

Referat Sekcji Nauk Inżynieryjno-Budowlanych ujmuje ten problem w sposób następujący: „Zagadnienie praktycyzmu w nauce musi być rozumiane dialektycznie. Jednym z motorów rozwoju nauki jest właśnie dialektyczna przeciwstawność powiązania z praktyką i tworzenia „rezerwy teoretycznej“. Wawilów, charakteryzując plan pięcioletni Akademii Nauk ZSRR pisał: Nauka, która jest wynikiem potrzeb praktycznych i która usprawiedliwia swoje istnienie tym, że odkrycia jej znajdują zastosowanie w praktyce, ma jednak swoją własną logiką rozwoju... Oto dlaczego plan nasz opracowany jest zarówno z punktu widzenia teoretycznego postępu nauki, jak i zagadnień postawionych przed nami przez państwo radzieckie. Prace Akademii nie są oderwane od życia i mają swe korzenie w praktyce, lecz równocześnie aspiracje nasze sięgają o wiele wyżej ponad zagadnienia praktyczne dnia bieżącego“.

Przedstawione wyżej wnioski, dotyczące koniecznych studiów i badań w zakresie gospodarki wodnej i budownictwa wodnego w Planie 6-letnim i w następnych planach gospodarczych, a wysunięte przez odpowiednie grupy robocze I Kongresu Nauki Polskiej, chociaż podane w pewnym skrócie i w porządku nie zawsze odpowiadającym hierarchii pilności i ważności badań, — wskazują na ogrom zadań stojących przed polską nauką hydrotechniczną i wieloma innymi dyscyplinami naukowymi, mającymi węższy lub szerszy związek z gospodarką wodną i budownictwem wodnym, pojętym w jak najszerszym zakresie.

Z uznaniem należy podkreślić żywe zainteresowanie się Sekcji Nauk o Ziemi różnorodnymi problemami gospodarki wodnej i wysunięcie przez tę Sekcję szeregu koniecznych studiów i badań z zakresu hydrologii, meteorologii, geologii inżynierskiej, hydrogeologii, geodezji i in.

Aby wyciągnąć jak najbardziej racjonalne wnioski z przebogatego materiału pokongresowego i podać na łamach czasopisma celem dalszego ich precyzowania

i uzupełniania przez wypowiedzi zarówno pracowników nauki, jak i przedstawicieli administracji państwowej, projektantów i wykonawców inwestycji hydrotechnicznych, — nasuwa się nieodparta konieczność zapoznania Czytelników naszego czasopisma z problemami naukowo-badawczymi w Związku Radzieckim w zakresie gospodarki wodnej.

Chwila obecna sprzyja podkreśleniu tych ciągłych objawów przyjaźni i pomocy ze strony przodującej w świecie Nauki Radzieckiej. Nauka Polska ma możliwość bowiem korzystać i z powodzeniem stosować na terytorium Polski wyniki oraz osiągnięcia naukowców i praktyków ZSRR.

*

„Przekształcanie przyrody wg wielkiego planu Stalinowskiego jest jednym z najważniejszych zadań na drodze rozwoju ZSRR od socjalizmu do komunizmu“⁴⁾.

Stworzenie nowej geografii rzek, jezior i mórz, wszechstronne wykorzystanie bogactw wodnych kraju dla celów gospodarki narodowej stanowi poważną część wielkiej pracy w zakresie przekształcania przyrody.

Obecnie prowadzi się realizację gigantycznych budowli hydrotechnicznych: Kujbyszewskiej i Stalinogradzkiej elektrowni wodnych na Wołdze, głównego kanału Turkmeneńskiego, Kachowskiej elektrowni wodnej na Dnieprze, kanałów Południowo - Ukraińskiego i Północno - Krymskiego, kanału żeglownego Wołga-Don i olbrzymich systemów nawodniających i zaopatrujących w wodę.

W tym samym czasie budują się węzły wodne: Mingeczaurski, Mołotowski, Ust — Kamieniogórski, Giumski i inne. Prowadzi się prace związane z masową budową stawów i zbiorników wodnych w stepowych i leśno - stepowych rejonach, dla nawodnienia Centralno - Czarnoziemnych obwodów, Zawołżańskich Stepów i niziny Kura - Araksyńskiej. Realizuje się uchwała Rady Ministrów ZSRR „o przejściu do nowego systemu nawodnienia w celu pełniejszego wykorzystania nawodnianych ziem i ulepszenia mechanizacji rolnych robót“. Realizuje się zaopatrzenie w wodę nowych miast, kolei żelaznych, zakładów przemysłowych, w tej liczbie zaopatrzenie w wodę Donbasu i zagłębia Krzyworskiego. Rozwija się meliorację bagnistych terenów na Białorusi, Ukrainie, w północnych i północno - zachodnich rejonach RSFR, na Syberii, w republikach bałtyckich i na Kołchidzie. Zarysowują się również problemy energetycznego wykorzystania rzek syberyjskich, przerzutu wód rzek Syberii do Azji Środkowej itd.

Budowa i eksploatacja elektrowni wodnych, zaopatrzenie w wodę miast i przemysłu, nawodnianie i odwodnianie, budowa dróg wodnych, portów, dokonuje się na podstawie danych i metod takich nauk cyklu hydrotechnicznego jak: hydrologia, hydraulika, teoria hydrotechnicznych urządzeń, hydroenergetyka, melioracja, zaopatrzenie w wodę, drogi wodne, teoria regulowania przepływów, gospodarka wodna. W związku z tym powstają nowe zadania w zakresie badań naukowych, wyznaczone przez olbrzymi program budowli hydrotechnicznych.

Budowa największych zbiorników wodnych, nawodnianie i zaopatrzenie w wodę wielkich obszarów, realizacja zalesień chroniących pola, systemów trawopólnych, budowa stawów i zbiorników w stepowych i leśno - stepowych rejonach kraju i wszystkie inne wspomniane hydrotechniczne zabiegi wpłyną radykalnie na warunki życia rzek dużych, średnich i małych w ZSRR.

Nie ma wątpliwości, że pod wpływem przekształcającej przyrodę działalności człowieka, powstaną wiel-

⁴⁾ Wyciąg z artykułu A. D. Sawareńskiego — Izwiestia Akademii Nauk ZSRR, Otdielenie tiechnicheskikh nauk, 1951, Nr 2.

kie zmiany w charakterze rzek. Wody gruntowe zmienia także znacznie swój reżim w związku z aktywnością człowieka. Wszystkie te zmiany w przyrodzie rzek ZSRR stwórzają zupełnie nowe warunki nie tylko dla przyszłych budowli hydrotechnicznych, ale i dla licznych istniejących już budowli.

Nauka powinna się całkowicie przygotować do rozwiązania nowych zagadnień, w przeciwnym razie praktyka hydrotechniczna okaże się niedostatecznie uzbrojoną w konieczne podstawy naukowe.

W świetle wypowiedzianych wyżej szerokich perspektyw wielkiego budownictwa hydrotechnicznego i jego roli w realizacji wielkiego planu Stalinowskiego przekształcenia przyrody dla dobra narodu radzieckiego — znaczenie całości nauk hydrotechnicznych staje się jasne.

Pierwszym i głównym zadaniem badań naukowych w dziedzinie gospodarki wodnej i hydrotechniki jest zbadanie i rozwiązanie problemów naukowych, związanych z realizacją nowych gigantycznych budowli komunizmu⁵⁾.

Tematyka badań naukowych w dziedzinie gospodarki wodnej i hydrotechniki zawiera zatem szereg zagadnień związanych z wykorzystaniem energii wodnej Wołgi, Dniepru, Donu, Amu - Darii z nawodnieniem i zaopatrzeniem w wodę rejonów przywołańskich, przykaspjskich, Azji Środkowej, Południowej Ukrainy, zaopatrzeniem w wodę przemysłu i miast, stworzeniem nowych potężnych dróg wodnych i powstawaniem innych złożonych budowli hydrotechnicznych.

Rozstrzygają się zagadnienia konstrukcyjne i obliczeń hydrotechnicznych, zagadnienia produkcji robót budowlano - hydrotechnicznych, właściwego planowania gospodarki wodnej.

Jednym z centralnych problemów technicznych, do rozwiązania którego powinna pomóc nauka, jest budowa zapór na Wołdze, Dnieprze, Donie i Amu - Darii.

Od nauki oczekuje się zbadania problemu fundamentowania wysokich i ciężkich zapór na Wołdze i innych rzekach, zapór mających wytrzymywać olbrzymi napór wody, będących odpornymi na zsuw. Również muszą być zbadane i określone odpowiednie techniczne warunki dla umożliwienia równomiernego osiadania ciężkich zapór, oczywiście w granicach dopuszczalnych norm. Należy zapobiec jakiegokolwiek możliwości niebezpiecznych podmyć fundamentów zapór wskutek filtracji wody. Powinny być zbadane i opracowane rozmiary przelewów na zaporach, przepuszczających większe przepływy Wołgi, Donu, czy Amu - Darii, jak również powinna być zlikwidowana możliwość pojawienia się niebezpiecznych dla tam rozmyć dna u podszewy zapór przez strugi wody, spływające przelewami.

Zaprojektowane zapory i inne budowle (śluzy, przewody robocze do silowni, metalowe zamknięcia itd.) muszą z największą gwarancją bezpieczeństwa i w sposób właściwy pracować latem i zimą, przy niskich i wysokich stanach wód.

Dla realizacji zadań w dziedzinie nawodniania i zaopatrzenia w wodę konieczna jest budowa ogromnych kanałów o długości setek km i licznych od nich odgałęzień. Dna i brzozy tych kanałów nie powinny być niszczone przez płynącą wodę i fale oraz jednocześnie koryta ich nie mogą być zanoszone przez namuły i piaski.

Woda dla rejonów pustyni jest największą wartością i nieuzasadnione straty powinny być doprowadzone do minimum. Żąda się znalezienia nowych, pew-

niejszych i tanich sposobów oraz metod działających przeciwko filtracji dennej i bocznej wielkich i małych kanałów.

Niezbędnym jest ustalenie racjonalnych typów, konstrukcji i sposobów masowej produkcji różnych urządzeń np. drogą prefabrykowania standardowych szczegółów w specjalnych wytwórniach i na placach budowy.

W wyniku odpowiednich badań hydrotechnicznych powinno się otrzymać oszczędność wszelkich środków narodowych przy wznoszeniu wszystkich licznych i różnorodnych budowli i jednocześnie musi być zagwarantowana wysoka jakość i wysoki stopień solidności wykonywanej roboty.

Wzniesienie każdego dużego zbiornika wywoła zatopienie względnie podtopienie gruntów, zaludnionych osiedli, przemysłów, dróg i kolei. Jedne z nich będą zatopione stale, inne czasowo, na małą głębokość. W pewnych wypadkach poziom wód gruntowych będzie wpływał nieznacznie na urodzajność pól i na stan zaludnionych miejscowości i budowli, a w innych miejscach może się okazać niepożądany, a nawet niedopuszczalny. Niezbędnym jest wyjaśnić rozmiary i czasy trwania zatopień oraz podtopień i ustalić środki dla ich ograniczenia.

Znaczne wahania poziomów wody w zbiornikach i falowanie na nich wpływa na trwałość brzegów i przybrzeżnych budowli. Warunki żeglugi stają się zupełnie innymi niż były np. na Wołdze swobodnie płynącej.

Plan gospodarczego regulowania poziomu wody w rzekach muszą być opracowane w sposób zadowalający często przeciwstawne żądania elektrowni wodnych, systemów nawodniających i zaopatrujących, a także żądania ze strony żeglugi rzecznej.

Na Wołdze i na wielu innych rzekach ZSRR będą stworzone nie odosobnione zbiorniki wodne, lecz łańcuchy zbiorników współdziałających między sobą. Wydatkowania i spiętrzenia jednego zbiorników będą wpływać na wydatkowanie i spiętrzenie drugich.

Teoria regulowania przepływu wód jest jedną z najbardziej skomplikowanych gałęzi nauk hydrotechnicznych. Przy istnieniu łańcuchowego systemu zbiorników, zagadnienie regulowania przepływu jeszcze więcej się komplikuje. Należy podkreślić, że istniejące metody obliczeń regulowania przepływu opierały się na zmienności średnio wieloletniego stanu rzeczno przepływu. Powinniśmy zatem zdecydowanie porzucić niesłuszną koncepcję i przejść do metod obliczeniowych, uwzględniających zmieniające się warunki przepływu wód w czasie i pod wpływem gospodarczej działalności człowieka.

Zaopatrzenie w wodę wielkich terenów, uwzględniające interesy szerokich mas ludności i gospodarki narodowej, jest możliwe tylko w warunkach planowej gospodarki socjalistycznej. Nawodnienie kilku mil'ionów hektarów przesuszonych ziem wymaga najlepszych sposobów nawodniania, norm i prawideł użytkowania wody. Koniecznym jest opracowanie metod gospodarczego opanowania przez kołchozy i sowchozy terenów nawodnianych. Niezbędnym jest ustalenie najczęściej efektywnych sposobów prowadzenia gospodarki nawodniającej i racjonalnej techniki nawodniania, jego wpływu na reżim wód gruntowych, typów i systemów zaopatrujących w wodę kanałów i zasad ich rozmieszczenia.

W uchwałach Rządu ZSRR przewidziane jest niebawem w historii techniki tempo budów. Gigantyczne węzły wodne i nawodniające kanały, olbrzymie masy robót budowlanych powinny być wykonane w ciągu 5—7-miu lat.

Pomyślne wykonanie tych robót w krótkich terminach jest możliwe tylko przy wysokiej wydajności pracy. Duża wydajność pracy może być osiągnięta przez prawidłową organizację we wszystkich jej ogniach i na wszystkich jej etapach, za pomocą stanchanowskich metod pracy, przez uprzemysłowienie i mechanizację robót.

⁵⁾ Bliższe szczegóły w tej sprawie znajdzie Czytelnik w „Gospodarce Wodnej” w następujących artykułach: „Gigantyczne inwestycje hydrotechniczne elementem budownictwa komunistycznego ZSRR” 1950. Nr 10—11; „Droga wodna Wołga — Don — kanałem pięciu mórz” 1951. Nr 7—8 oraz „Przerzucenie wód syberyjskich (Obi i Jenisieja) do morza Aralskiego i Kaspjskiego — przykładem racjonalnego planowania gospodarki wodnej” 1950. Nr 3.

Musi być wykorzystane nagromadzone przez ZSRR wielkie doświadczenie w dziedzinie przemysłu, hydrotechniki, budowy dróg i miast odnośnie eksploatacji i przygotowania materiałów budowlanych, wykonywania robót ziemnych przy wykopach i nasypach oraz układaniu betonu i odpowiednim przygotowaniu materiałów budowlanych dla konstrukcji metalowych i żelbetowych.

Specjalne miejsce zajmuje wykonanie specyficznych dla hydrotechniki robót podziemnych, podwodnych, w głębokich kotlinach i w grodzach. Do nich należy budowa zasłon przeciwwfiltracyjnych i ścian szczelnych, przygotowanie fundamentów zapór, budowa gródz i inne roboty.

Wiele z tych robót jest specjalnie ważnych z punktu widzenia wytrzymałości przyszłych urządzeń wodnych. Jednocześnie często roboty te są nadzwyczaj długie i skomplikowane. Związane są one wąskim frontem robót z reżimem rzeki, z obfitym często wpływem wód gruntowych i z wykonaniem robót w gruntach nasyconych wodą, nie wytrzymałych i trudnych do przejścia. Dla tych robót hydrotechnicznych, niezbędna jest całkowita mechanizacja i opracowanie nowych szybkich metod pracy. Koniecznym jest zbadanie i zastosowanie metod potokowych i bezustannej produkcji dla szeregu robót hydrotechnicznych, tj. latem i zimą. Ogromne znaczenie ma opracowanie wysoko uprzemysłowionych metod produkcji robót betonowych, hydromechanicznych, bagrowniczych.

Również niezbędnym jest przyjęcie metod przyspieszonego wykonania prac badawczych, geologicznych, hydrogeologicznych, topograficznych i innych. Koniecznym jest stosowanie takich metod projektowania, które zapewniają szybki i pewny wybór najkorzystniejszych wariantów projektu, typów i konstrukcji zapór, kanałów i budowli przy nich oraz wykluczają zmiany projektów w przyszłości.

Zadania, które rozwiązuje i będzie rozwiązywać w najbliższym czasie nauka radziecka z dziedziny hydrotechnicznej w związku z wielkimi nowymi budowlami są — jak widzimy — liczne i różnorodne. Trudno znaleźć takie podziały nauk hydrotechnicznych, hydrologii rzecznej, hydrauliki, gospodarki wodnej, hydroenergetyki, melioracji, dróg wodnych, zaopatrzenia w wodę, teorii urządzeń hydrotechnicznych i robót w zakresie regulacji rzek, które nie trzeba byłoby rozwijać drogą badań teoretycznych i eksperymentalnych.

Zgodnie z podanymi tutaj rozumowaniami można nakreślić następujący schemat wykonania najważniejszych prac naukowych:

1) Badania naukowe dotyczące wszystkich nowych budów —

- mające na celu skrócenie terminów i potanie kosztów budowy dużych węzłów wodnych, opracowanie metod mechanizacji pracochłonnych robót budowlanych — hydromechanizacja, eskawacja, mechanizacja układania betonu w budowlach hydrotechnicznych i innych, opracowanie nowych metod przyspieszających produkcję robót podwodnych, podziemnych, robót hydrotechnicznych dla urządzeń przeciwwfiltracyjnych, gródz, zasłon, fundamentów i fundowania na gruntach nasyconych wodą;
- opracowanie zagadnień całkowitego wykorzystania zasobów wodnych, rozwiązanie zadań wodno-energetycznych i kompleksowych gospodarki wodnej, związanych z regulowaniem i wykorzystaniem przepływu na stopniach węzłów wodnych, zbadanie wpływu zbiorników wodnych oraz kanałów nawodniających i zaopatrujących w wodę na reżim wód gruntowych przyległych terenów, ujawnienie deformacji łożysk rzecznych w związku z utworzeniem ogromnych zbiorników wodnych, metody wieloletniej prognozy i obliczeń przepływów w związku z przekształcaniem przyrody przez działalność gospodarczą człowieka;

- opracowanie metod projektowania budowli hydrotechnicznych, sprecyzowanie metod obliczeń konstrukcji i budowli hydrotechnicznych wznoszonych na słabych fundamentach, metody obliczeń rozmycia podłoża w dolnym stanowisku budowli hydrotechnicznych i sposoby walki z nimi, metody obliczeń filtracji wody pod fundamentami budowli wodnych i sposoby unieszkodliwienia filtracji.

Do zakresu tych badań można włączyć jeszcze dużo innych mniejszych lub większych prac naukowo-badawczych, np. metody obliczeń dotyczących powodzi na rzekach, metodyka prognozy, przystosowanie brzegów na wołańskich zbiornikach wody, wyszukanie najwięcej efektywnych metod zwiększenia spadków roboczych na zakładach wodnych podczas powodzi. Badania te poruszają wiele dziedzin — hydrologii, hydrotechniki, mechaniki gruntów i inne. Wyliczone problemy wymagają udziału kolektywu wysoko kwalifikowanych sił naukowych różnych specjalistów hydrotechników, hydraulików, hydrologów, ekonomistów i innych.

2) Opracowanie zagadnień dotyczących bezpośrednio poszczególnych gałęzi gospodarki wodnej: hydroenergetyki, melioracji, żeglugi i zaopatrzenia w wodę —

- potanie i przyspieszenie terminów budowy specjalnych budowli, hali maszyn zakładów wodnych, sieci nawodniających i budowli żeglugowych;
- udoskonalenie konstrukcji i ulepszenie metod obliczeniowych;
- przegląd niektórych przestarzałych norm i opracowanie opartych na nauce współczesnych norm dla projektowania przewodów wodnych, systemów nawodniających i zaopatrujących w wodę, dróg wodnych i siłowni wodnych.

Wszelkie zakłady naukowe, mające dostateczną ilość sił naukowych i posiadające potężne bazy eksperymentalne, mogą dać wielką pomoc budownictwu przez zbadanie najróżniejszych ogólnych zagadnień gospodarki wodnej, hydrotechniki, przez wypróbowanie modeli konkretnych budowli, przez konsultację i t.d.

3) Opracowanie mniejszych zagadnień związanych ze specyficznymi potrzebami poszczególnych republik i rejonów. Celowym jest tu postawienie w pierwszym rzędzie badań następujących zagadnień, dotyczących dziedziny gospodarki wodnej i hydrotechniki:

- opracowanie zagadnień całkowitego wykorzystania miejscowych zasobów wodnych republik, obwodów i basenów rzecznych w związku z realizacją wielkich nowych budowli;
- zbadanie właściwości, warunków pracy, metod obliczeń konstrukcji miejscowych budowli gospodarki wodnej z uwzględnieniem miejscowych, naturalnych warunków gospodarczo-ekonomicznych, charakteru miejscowości i miejscowych potrzeb gospodarczych;
- zagadnienia produkcji robót hydrotechnicznych z uwzględnieniem warunków miejscowych i zagadnienia wykorzystania miejscowych materiałów budowlanych w budownictwie hydrotechnicznym.

Prócz tego uczeni pracujący w dziedzinie gospodarki wodnej i hydrotechniki mogą dopomóc budowie przez opracowanie wielu innych zagadnień, nie uwzględnionych wyżej, lecz mogących powstać w dziedzinie gospodarki wodnej i hydrotechniki; zadania te mogą rozwiązywać samodzielnie lub wspólnie z innymi zakładami naukowymi i pracownikami produkcji.

Żadna nauka, jak mówi Stalin, nie może się różnić bez wymiany zdań i bez swobodnej krytyki.

W Akademii Nauk miała miejsce dyskusja w sprawie metod obliczania regulowania przepływów, a także dyskusja o regulowaniu jakości wody i o zagadnieniach rzecznej hydrauliki. Dyskusje te rozwiązywały niektóre zagadnienia, ale jeszcze dużo pozostało problemów spornych o znaczeniu teoretycznym i praktycznym.

Najmniej rozpracowanymi zagadnieniami metodologicznymi nauki hydrotechnicznej, na temat których

trzeba będzie jeszcze przeprowadzić konferencje i urządzić naukowe dyskusje, są następujące:

- Metody obliczeń przepływów rzecznych w warunkach zachodzących zmian pod wpływem działania zalesień, systemu trawopolnego, rolnictwa i melioracji.
- Normy zapasów w współczynnikach bezpieczeństwa przy projektowaniu budowli znajdujących się w warunkach zmiennego przepływu i w trudnych dla obliczeń ścisłych warunkach geologicznych (rewizja normatywów obliczeniowych i współczynników bezpieczeństwa). Problem potania i skrócenia terminów produkcji w budowlach hydrotechnicznych.

Koniecznym jest szeroki rozwój prac nad wykończeniem wpływu reakcyjnej nauki burżuazyjnej w hydrologii, hydraulice i hydrotechnice.

Po postawieniu zadań naukowych występujących w wielkiej epoce hydrotechnicznej ZSRR, nauka radziecka szuka również jak najlepszych dróg organizacyjnych dla wykonania olbrzymich zaplanowanych prac.

Nową formą twórczej współpracy nauki z praktyką, uczonych i budowniczych — są komitety współpracy z wielkimi budowlami istniejące przy Akademii Nauk ZSRR, akademiach nauk poszczególnych republik i towarzystwach naukowo-technicznych.

Prezydium Akademii Nauk ZSRR postanowiło przy tym wzywać do bezpośredniego udziału w tych budowlach najwybitniejszych uczonych.

Już dzisiaj dziesiątki ekspedycji naukowych wyruszyły na tereny wielkich budowli. Zbadano właściwości klimatyczne i geologiczne ogromnych połaci kraju.

Niezależnie od tego uczeni radzieccy opracowali projekty nowych, potężnych maszyn, które znajdą zastosowanie na terenie wielkich budowli komunizmu."

* * *

Przy porównaniu zaplanowanych przez Akademię Nauk ZSRR prac naukowo-badawczych w dziedzinie gospodarki wodnej i hydrotechniki z przytoczonymi w pierwszej części niniejszego opracowania zadaniami wysuniętymi przez Sekcję i Podsekcję I Kongresu Nauki Polskiej w tym zakresie — uwidacznia się wyraźnie szeroki wachlarz postawionych problemów przez radziecką Akademię Nauk i ich usystematyzowanie, podczas gdy nauka polska stawia dopiero pierwsze kroki w kierunku skonkretyzowania koniecznych badań i studiów naukowych związanych z realizacją postawionych przez Plan 6-letni zadań przed polską hydrotechniką.

Nauka polska w zakresie dyscyplin hydrotechnicznych oraz innych związanych z gospodarką wodną nie osiągnęła jeszcze dostatecznego stopnia swego powiązania z wymogami życia.

Większość zaplanowanych zagadnień przez Akademię Nauk ZSRR może wejść w skład najpilniejszych zadań nauki polskiej, wynikających przede wszystkim z realizacji pierwszego etapu drogi wodnej Wschód — Zachód, z budowy wielkich zbiorników i zapór, większych urządzeń zaopatrujących w wodę przemysł, miasta i osiedla oraz innych inwestycji Sześcioletniego Planu.

Rozpatrzenie wielu poruszonych przez Akademię Nauk Związku Radzieckiego problemów naukowo-badawczych będzie w pewnym stopniu również niezbędne dla prawidłowego i pełnego opracowania długofalowego, perspektywicznego planu gospodarki wodnej w Polsce.

Szeręg zagadnień, których opracowanie w ZSRR jest już daleko posunięte, albo wręcz ukończone i znajduje zastosowania w praktyce, będzie w wielu wypadkach występowało w naszych warunkach bardziej wyraziście. Powodem tej większej wyrazistości będą głównie dwie przyczyny:

- charakterystyczna proporcja zasobów wodnych w Polsce w stosunku do zarysowujących się potrzeb różnych gałęzi gospodarki narodowej (np. przemysł, rolnictwo),
- mały dotychczas rozmiar projektowanych i realizowanych inwestycji hydrotechnicznych, a tym samym małe nasze doświadczenie w tym zakresie.

Szczególną uwagę powinniśmy zwrócić na kompleksowe rozpatrywanie w ZSRR różnych zagadnień wchodzących w orbitę koniecznych zainteresowań gospodarki wodnej i budownictwa wodnego oraz znaleźć takie rozwiązania organizacyjne nauki polskiej w powołanej na I Kongresie Polskiej Akademii Nauk, które by dawały gwarancję powstania odpowiednich warunków pracy zespołowej wszystkich zainteresowanych dziedzin nauki.

Przykład Związku Radzieckiego pozwala na postawienie tezy o powołaniu w Polskiej Akademii Samodzielnej Sekcji Gospodarki Wodnej (na prawach Wydziału). Uniknie się w ten sposób rozproszenia zagadnień oraz nielicznych w kraju sił naukowych hydrotechnicznych i pokrewnych dyscyplin naukowych. Inny nieco może byłby przebieg obrad I Kongresu Nauki Polskiej na odcinku gospodarki wodnej i budownictwa wodnego, gdyby również już w pracach przedkongresowych i na Kongresie istniała i pracowała Sekcja Gospodarki Wodnej i Hydrotechniki.

Do wysnucia takiego wniosku upoważnia rozpoczynający się w Polsce okres dużych robót hydrotechnicznych, będących jednym z ważkich czynników budowy podstaw Socjalizmu w naszym kraju.

Okres ten mógłby w warunkach socjalistycznej, planowej gospodarki stać się słabym odbiciem stalinowskiej epoki wielkich budowli hydrotechnicznych przeobrażających przyrodę, epoki budowy komunizmu w Związku Radzieckim!

INŻ. LEONARD SKIBNIEWSKI

Rys historyczny projektu połączenia Wołgi z Donem

Cechą ujemną naturalnej sieci dróg wodnych Rosji było to, że największa arteria wodna tego kraju — Wołga, której zlewnia obejmuje obszar 1 380 tysięcy km², wpada do zamkniętego morza, wskutek czego jej przelotność nie może być w pełni wykorzystana.

Idea połączenia niezwykle rozgałęzionego systemu Wołgi ze zlewnią Morza Czarnego za pośrednictwem rzeki Donu powstała już przed 400 laty, chociaż ówczesne środki techniczne i ustrój społeczny nie były dostosowane do tego rodzaju osiągnięć inżynierskich. Dziś kiedy ostateczny już projekt kanału wszedł w stadium realizacji, celowym będzie podać do wiadomości rys historyczny tej idei.

Projekty połączenia Wołgi z Donem w okresie przedwojennym.

Idea sztucznego połączenia Wołgi z Donem powstała w Rosji już w XVI wieku. Od tego czasu sporządzano ponad 30 mniej lub więcej dokładnie opar-

cowanych projektów tego połączenia oraz kilka razy zapoczątkowano roboty wykonawcze. Wszystkie znane alternatywy wspomnianych projektów można podzielić na 3 grupy:

- 1) połączenie górnych biegów Wołgi i Donu za pośrednictwem ich dopływów: Oki, Mokszy, Woroneża i Chopera (rys. 1);
- 2) połączenie środkowych biegów głównych rzek w miejscach gdzie one są już do siebie bardziej zbliżone, za pośrednictwem dopływów Donu — Ilowli lub Niedźwiedzicy i Wołgi — Komaszynki (rys. 2);
- 3) połączenie dolnych biegów rzek w rejonie największego ich zbliżenia się: Kaczalino — Dubowka względnie Kałacz — Serepta (obecnie Krasnoarmiejsk) za pośrednictwem bezpośredniego kanału.

W wiekach XVI i XVII poczyniono 2 nieudane próby realizacji projektów wymienionych w p. 2. Trzecia próba rozpoczęta według schematu 1 była początkowo uwieńczona pewnym powodzeniem, lecz obecnie pozostały z niej tylko nikle ślady.

W dalszym ciągu pomimo, że myśl połączenia Wołgi z Donem wciąż była aktualna, co wpłynęło na opracowanie licznych coraz to bardziej realnych projektów, prace wykonawcze przzerwano na okres 250 lat. Przystąpiono do nich dopiero w ostatnim dziesięcioleciu.

Już w 1598 r., gdy Turcy opanowali kraje w okolicy Morza Azowskiego, sułtan Selim II zainicjował przekopanie kanału łączącego rzekę Howle - dopływ Donu z Kamyszyńką - dopływem Wołgi. Do tych prac spędzono dziesiątki tysięcy niewolników. W pierwszym okresie robót na budowie wybuchła groźna epidemia, w czasie której większość robotników zginęła, a pozostali rozbiegli się.

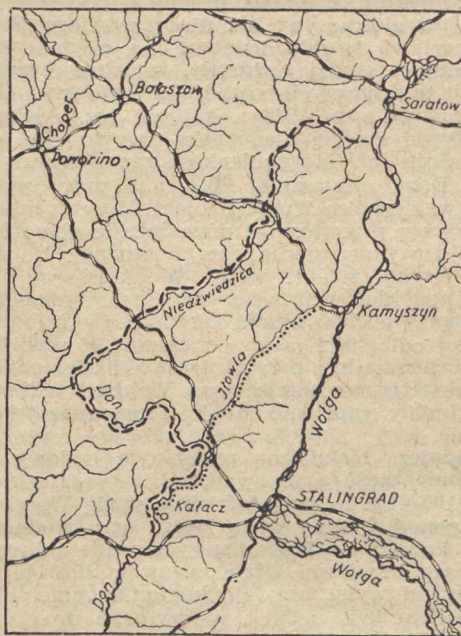
Po upływie stu lat, w 1696 r. roboty polecił wznowić Piotr I. Opracowany projekt był przychylnie zapiniowany przez Akademię Paryską. Jednakże wskutek nieudolności kierownictwa pod fundamentami pierwszej zbudowanej śluzy zaczęła przeciekać woda i śluza uległa zniszczeniu. Kierownik robót, Niemiec Breknel uciekł za granicę. Następny kierownik, Anglik Pearry nieco zmienił trasę kanału i kontynuując pracę z pewnym powodzeniem do 1701 r. wykonał połowę trasy kanału, lecz w tym czasie Piotr I postanowił rozpocząć budowę kanału na innej trasie i polecił Pearry'emu roboty wstrzymać.

Już w 1700 r. zapoczątkowano studia mające na celu połączenie Wołgi i Donu za pośrednictwem ich północnych dopływów: Don — jez. Iwanowskie — Szat — Upa — Oka — Wołga (kanał Iwanowski). Ca-



Rys. 1

łość prac wykonano w ciągu 7 lat i w 1707 r. oddano do eksploatacji kanał z 23 śluzami. Kanał ten spełniał rolę drogi wodnej w ciągu kilkunastu lat i przez ten czas przepłynęło przez niego 300 barek. Następnie, prawdopodobnie wskutek braków technicznych, kanał dla statków zamknięto. Dopiero w 1803 r. polecono inż. Trussanowi doprowadzić drogę wodną do stanu używalności. Trussan jednakże nie mógł uporać się z zadaniem i w 1839 r. definitywnie zlikwidowano prace mające na celu uruchomienie kanału, jednakże na przestrzeni całego XIX wieku poczynając od 1822 r. powstawały coraz to nowe projekty połączenia Wołgi z Donem, teraz już w rejonie ich najmniejszej odległości. Z tych projektów na uwagę zasługuje projekt opracowany przez francuskiego inżyniera Leona Drue, sporządzony na zamówienie francuskich kapitalistów i rośtońskich sfer handlowych, starających się otrzymać koncesję na budowę i eksploatację nowej drogi wodnej. Drue zaprojektował trasę kanału na linii Kałacz na Donie i Otradnoje na Wołdze. Po



Rys. 2

bliższym zbadaniu projekt uznano za nierealny, gdyż Drue zaprojektował, że szczytowe stanowisko kanału będzie zasilane opadami spływającymi z wododziału między Donem i Wołgą. Tymczasem opady w tym rejonie wynoszą tylko 300 mm rocznie, jeśli uwzględnić, że parowanie wynosi tu ponad 1.000 mm rocznie, do czego dochodzą straty na przesiąkanie to spływ okaże się minimalny. Poza tym Drue nieumiejętnie rozmieścił śluzy na trasie kanału.

Projekt powyższy został w pewnym stopniu skorygowany w 1906 r. przez inż. Szczerbakowa, który po raz pierwszy przewidział stację pomp dla alimentacji stanowiska szczytowego kanału wodą z Donu. Następnie braki projektu Drue'go uzupełnił inż. Puzyrewski (1910—1912), który dokładnie obliczył przewidywane straty wody, a dla alimentacji kanału wodą z Donu przewidział odpowiednią ilość stacji pomp. Poza tym w projekcie Puzyrewskiego równomiernie między Wołgą i Donem rozmieszczono stopnie, a między nimi pozostawiono stosunkowo długie stanowisko szczytowe. Co się tyczy kierunku trasy kanału, to opracowano 3 alternatywy wyjścia z kanału do Wołgi: Stalingrad, Otradnoje i Krasnoarmiejsk. Za najbardziej odpowiednią uznano trasę środkową na (Otradnoje) długości 79 km.

Do stron ujemnych tego projektu należy zaliczyć zbyt pobieżne przeprowadzenie studiów terenowych, wskutek czego kanał nie był należycie wytrasowany.

Studia terenowe, przeprowadzone w latach 1915—1916 przez inż. Amosowa w rejonie najmniejszej odległości między Wołgą i Donem, odpowiadały już no-

wczesnym pod tym względem wymaganiom, co umożliwiło Biuru Technicznemu przy b. Zarządzie Śródlądowych Dróg Wodnych zaprojektować szereg alternatyw trasy kanału, poczynając od tras najdłuższych do najkrótszych. Kierownik Biura inż. Aksamitny przyjął jako najbardziej praktyczną trasę w kierunku na Krasnoarmiejsk. Na wybranej trasie wykonano studia uzupełniające, na czym w okresie przedrewolucyjnym zakończyły się prace w związku z budową kanału Wołga — Don.

Okres radziecki budowy kanału Wołga — Don

W pierwszym okresie swego istnienia władza radziecka wysunęła zagadnienie realizacji projektu kanału Wołga — Don na czoło inwestycji państwowych. Pomimo wojny wewnętrznej już 14.V.1918 r. Lenin przedłożył Radzie Komisarzy Ludowych do uchwalenia wniosek o przystąpienie do budowy tego kanału. W konsekwencji przyjętych uchwał, już w końcu 1918 r. powołano Zarząd Projektu i Budowy Kanału Wołga — Don. Nowoutworzony Zarząd przy sporządzaniu projektu początkowo przyjął za podstawę wspomnianą już alternatywę inż. Puzyrewskiego. Stanowisko szczytowe kanału ustalono na rzędnej 68,2 m. Uzupełniające studia wykazały, że istnieje możliwość bardziej praktycznych rozwiązań projektu. Opracowany następnie w 1920 r. projekt inż. Aleksiejewa przewidywał rzędną stanowiska szczytowego 63,0 m. Jednocześnie inż. Morgunienkow zaprojektował spiętrzenie Donu do rzędnej 36,3 m i przeprowadzenie kanału w kierunku Wołgi. Projekt Morgunienkova po raz pierwszy przewidywał nawodnienie obszarów stepowych i wykorzystanie energii wodnej, tj. wszechstronne wykorzystanie wody. W okresie od 1925 do 1928 r. pod kierownictwem inż. Aksamitnego ponownie przeprowadzono studia terenowe w rejonie najmniejszej odległości między rzekami. W wyniku tych studiów Aksamitny przyjął trasę od Kumowskiej na Donie do Krasnoarmiejska na Wołdze. Alimentację kanału miały zapewnić stacje pomp zaprojektowane na Donie.

Zasadniczą techniczną przeszkodą budowy kanału była konieczność przezwyciężenia wysokiego wododziału (100—150 m ponad średnią wodę Wołgi i 60—110 m ponad średnią wodę Donu) oraz trudności podejścia kanału do Wołgi, spowodowane jej wysokim i stromym brzegiem. Opracowany w 1928 r. projekt przewidywał wyłącznie cele komunikacyjne. Realizacja projektu była jednak wstrzymana do czasu wykonania kanałów Białomorsko-Bałtyckiego, o długości 227 km i Wołga — Moskwa — 127 km. W 1934 r. do uzupełniających studiów w związku z budową ka-

nału Wołga — Don przystąpił „Hydroelektroprojekt”. Zdecydowano, że woda z Donu będzie zasilala kanał dopływając do niego grawitacyjnie. W tym celu była konieczna budowa na Donie dość wysokiej zapory.

Odpowiednie studia wykazały, że odległość między Wołgą i Donem w rejonie Stalingradu i Kałacza wynosi 52,5 km. Poziom najniższej letniej wody w przekroju Kałacza — 28,5 m, a w czasie wezbrań osiąga rzędną 37,5 m, natomiast na Wołdze w przekroju stalingradzkim rzędną najniższej wody — 10,7 m, dochodząc w czasie wezbrań do — 2,5 m. W konsekwencji poziom Donu znajduje się powyżej poziomu Wołgi o 40 m i poniżej wododziału o 56,5 m.

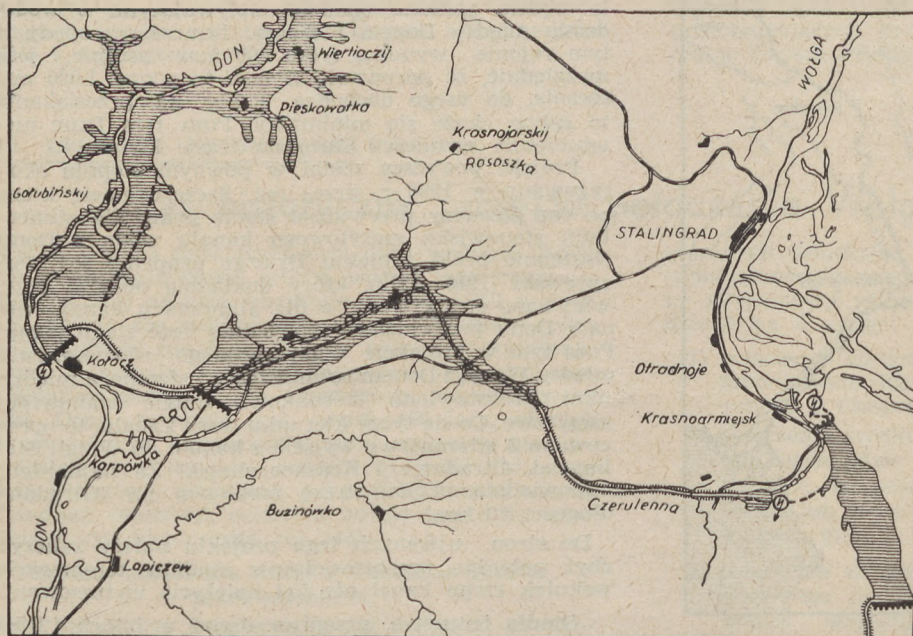
Przepływ Donu na wiosnę jest wyjątkowo duży i osiąga w przekroju Kałacza 22.000 m³/sek, latem natomiast gwałtownie spada, nawet do 42 m³/sek. Na podstawie przytoczonych danych możemy wysunąć wniosek, że w celu użegłownienia Donu konieczna jest regulacja tej rzeki i budowa zbiorników w jej środkowym biegu. Miejsce pod zbiornik wyznaczono powyżej Kałacza. Wysokość zapory zaprojektowano do rzędnej 66,25 m, co pozwoliłoby spiętrzyć Don prawie o 40 m. Objętość zbiornika w tych warunkach obliczano na 36 miliardów m³. Celem zapewnienia grawitacyjnego dopływu wody do kanału najniższy poziom wody w zbiorniku należało utrzymać na rzędnej 58,0 m, co przesądzało jego użytkową pojemność na 18,25 miliardów m³. Zasadnicze założenia projektu były następujące:

Kanał Wołga — Don odgałęzia się z lewej strony zbiornika i dochodzi od rzeki Karpówki (rys. 3), gdzie była przewidywana budowa drugiej zapory. Następnie po przecięciu Dońsko-Wożańskiego działu wodnego, kanał na stoku doliny Wołgi jest skierowany do wąwozu (jaru) Solanka, gdzie będzie spiętrzony ziemną zaporą do poziomu zbiornika na Donie. Od zbiornika Solanka kanał rozwidla się na 2 odnogi. Część wody po lewym stoku jaru odpływa do kanału żeglugi, który będzie posiadał odpowiednią ilość śluz, a druga część wody będzie skierowana celem wyzyskania tej energii na hydroelektrownię, a następnie po zmagazynowaniu w Sarpinskim zbiorniku przeznacza się dla nawodnienia i zraszania Stepów Jergińskich. Z Dońskiego zbiornika przez siłownię na lewym jego brzegu woda będzie spływała do dolnego (niespiętrzonego) poziomu Donu, celem polepszenia warunków żeglugi. Projekt ten, przewidujący grawitacyjne zasilanie kanału Wołga — Don, miał na celu wszechstronne wykorzystanie wody, tj. dla żeglugi, nawodnienia i wyzyskania energii i jeśli nie został zrealizowany, to dlatego, że w tym czasie wybuchła wojna hitlerowska. Po ukończeniu wojny, w 1948 r. projekt kanału Wołga — Don zrewidowano jeszcze i to już po raz ostatni.

Obecnie znajduje się w toku realizacji projekt, który został już szczegółowo opisany w jednym z poprzednich numerów „Gospodarki Wodnej”¹.

Do powyższego dodać jeszcze należy, że przy budowie kanału Wołga — Don zastosowano najdalej posuniętą mechanizację robót oraz najnowsze osiągnięcia techniki radzieckiej w dziedzinie robót inżynierskich, czego dowodzi fakt, że Dolno-Doński nawodniający kanał przetnie Dolno-Salski dział wodny trzema tunelami, z których każdy będzie 7 km długi. Wołgo-Doński kanał żeglugi będzie oddany do użytku 1 lipca 1952 r.

*) Inż. Marian Chudzyński i inż. Kazimierz Puczyński — Droga wodna Wołga — Don — kanałem pięciu mórz. „Gospodarka Wodna” nr 7-8/51.



Rys. 3

DZIAŁ II – PODSTAWY PROJEKTOWANIA

DR INŻ. JÓZEF MATUSEWICZ

Rozwój hydrologii w Związku Radzieckim

Związek Radziecki jest jak wiadomo nie tylko wielkim mocarstwem morskim, brzegi jego bowiem obmywają 3 oceany i 14 mórz, lecz i mocarstwem wodnym, śródlądowym, rzeki którego pod względem długości i obfitości wód należą do największych na świecie. W kraju radzieckim jest przeszło 100 tysięcy większych i mniejszych rzek, które mają nażwy i które są kartowane. Ogólna długość rzek radzieckich przekracza 2,5 miliona kilometrów. Przeszło 50 rzek posiada ogromne zlewnie o powierzchni przekraczającej 100 tys. km² każda. Zarówno te liczby, jak też i długość linii żeglugowych oraz zasobów energii wodnej wskazują na nieograniczone wprost możliwości wprzągnięcia wód kraju, do ogólnej gospodarki narodowej.

Wielka Rewolucja Październikowa, likwidując prywatną własność środków produkcji, stworzyła podstawy do planowego wykorzystania naturalnych surowców, a więc i wodnych zasobów kraju, dla dobra narodu. Rzeki stały się bazą wielkich budowli hydroenergetycznych, budowli i przebudowy naturalnych i sztucznych dróg wodnych oraz prac nawodniających na olbrzymią skalę w suchych i stepowych rejonach.

Ten niebywały, kolosalnych rozmiarów rozwój budownictwa wodnego ZSRR, który tak elektryzuje świat hydrotechniczny, — nie mógłby nabrać takiego rozmachu, o ile by planowa socjalistyczna gospodarka radziecka zawczasu nie przygotowała bazy, na której takie budowle możliwe były do zaprojektowania i wykonania. Bazą taką i podbudową zamierzeń i realizacji jest hydrologia radziecka, która bezsprzecznie, zarówno pod względem naukowo-teoretycznego rozpracowania, jak też i pod względem powiązania z praktyką — zajmuje obecnie przodujące miejsce w świecie.

Nie bez znaczenia więc będzie naszkicowanie krótkiego przeglądu rozwoju w Związku Radzieckim tej gałęzi geofizyki, jaką jest hydrologia.

Jak wiadomo w Rosji przedrewolucyjnej nie przywiązywano wagi do możliwości wykorzystania ogromnych zasobów wodnych kraju. Wybitniejsi ówczesni przedstawiciele nauki i techniki niejednokrotnie wysuwali konieczność rozbudowy dróg wodnych i budowy kanałów oraz wysuwali projekty hydroenergetycznego wykorzystania Wołchowa, Dniepru, Wołgi, Swiry i innych rzek; nie znalazło to jednak odzwierciedlenia w carskiej Rosji. Wodne zasoby w przedrewolucyjnej Rosji mało były wykorzystane i dla zraszania ziem w suchych rejonach, gdyż walka z posuchą nie była zagadnieniem państwowym. Z natury więc rzeczy i prace hydrologiczne nie miały podstaw i warunków do rozwoju.

Znamiennym rysem organizacji prac hydrologicznych w Rosji carskiej, był brak centralizacji i koordynacji studiów, cechujących w tym okresie organizacje służb większości państw europejskich. Studia wodne prowadzone były przez poszczególne resorty w zakresie własnych potrzeb, przeważnie przy pomocy specjalnych ekspedycji. Nie odznaczały się one systematycznością i dokładnością, mając na celu raczej ogólne opisy hydrograficzne z uwzględnieniem niektórych tylko, ważniejszych dla danej gałęzi, elementów hydrologicznych.

Naturalnie nie można negować znaczenia szeregu prac wykonanych przez ówczesnych badaczy. Posłużyły one w późniejszym okresie porewolucyjnym, za podstawę do rozwinięcia prac na szeroka planową skalę. W okresie ostatnich 30 lat ubiegłego stulecia aż do Rewolucji Październikowej, wykonane były dość szczegółowe zdjęcia i opisy prawie wszystkich główniejszych żeglownych rzek. Materiały podobnych ekspedycji

opisowych zostały następnie opublikowane w postaci szeregu monografii rzek (np. Maksimowicz: „Dniepr i jego bassin“, Bogusławski: „Wołga jak put soobszczienija“, Lochtin: „Dniestr“, znane prace Żylińskiego: „Materiały po opisaniu rabot osuszenia Polesia“). Znany klimatolog i geograf Wojekow w swoich pracach poświęca problemom hydrologicznym również sporo miejsca. Z innych prac tego okresu wymienić należy badania Tillo, epokowe w historii hypsometrii rosyjskiej. Twórca nauki o glebie, Dokuczajew, organizował ekspedycje dla badań źródeł główniejszych rzek. Prace tych ekspedycji, wydane w 40 zeszytach, naświetlają również i szereg zagadnień hydrologicznych, dotyczących źródeł Wołgi, Dniepru, Dźwiny zach. i zapoczątkowały kompleksowe badania jezior (Anuczyn) i genetyczną analizę spływu (Geinz).

W tym też okresie założono fundamenty stałej organizacji sieci stacji obserwacyjnych. Do 1897 r. ilość stacji wodowskazowych liczyła 443, w 1910 dochodziła do 700, a w 1917 r. do 845. Obserwacje tej sieci publikowano w znanym wydawnictwie „Swiedienja ob urownie wody“.

W 1909 r. rozwinięto również stacyjne i ekspedycyjne prace przez „Hydrometryczną część oddziału agrarnych ulepszeń“, które stworzyły podstawy hydrometrii rosyjskiej.

Prace tego okresu ograniczały się przeważnie do zagadnień związanych z wzrastającymi potrzebami żeglugi śródlądowej, jednakowoż i w tym okresie zapoczątkowano badania o charakterze hydrologicznym, jak np. badania mechanizmu potoku rzecznej, ruchu rumowiska i namulów, formowania koryt rzecznych, tworzenia przemiałów, badania zjawisk lodowych, prognozy stanów wody itp. Periodyczne zjazdy pracowników na drogach wodnych obfitowały w referaty nie tylko o charakterze technicznym ulepszeń dróg wodnych lecz i naukowych przyczynków dotyczących cech potoku rzecznej. W szczególności należy wymienić prace Lochtina, którego monografia „O mechanizmie koryta rzecznej“ nie straciła swego znaczenia do dziś i stworzyła podwaliny dzisiejszej hydrologii koryta rzecznej. Wspomnieć tu również należy i nazwiska innych wybitniejszych badaczy tego okresu, jak Lelawski, Klejber, Timonow.

Powyższe bezsprzecznie poważne prace, o charakterze jednak odcinkowym i jednostronnym, słabo powiązane ze sobą, nie mogły w tamtych czasach stworzyć całości nauki.

Hydrologię jako łączną, jednolitą naukę stworzyła dopiero Wielka Rewolucja Październikowa. W pierwszych latach po rewolucji, w związku z ogólnym upadkiem gospodarki narodowej, wywołanym wojną domową i interwencyjną, — studia wodne zostały zahamowane. Z początkiem okresu rekonstrukcji gospodarki narodowej (1921 — 1925 r.), a w szczególności w następnych latach szybkiego rozwoju socjalistycznego budownictwa, badania wodnych zasobów kraju zaczynają również szybko wzrastać. Szczególnie wybitne znaczenie dla rozwoju planowych badań hydrologicznych na szeroką skalę miał tzw. plan GOELRO — plan elektryfikacji kraju i rekonstrukcji całej gospodarki narodowej, rozpracowany w 1921 r. pod zwierzchnim kierownictwem Lenina i Stalina. Plan ten wymagał nie tylko wszechstronnych badań istniejących warunków bytu obiektów wodnych, lecz także perspektywicznej oceny zmian tego bytu. Ogromne wodno - gospodarcze problemy związane z rekonstrukcją systemów rzecznych Wołgi, Dniepru, Donu i innych, budowa wielkich kanałów i sieci irygacyjnej oraz wysunięte problemy wykorzystania małych rzek, wywarły

również decydujący wpływ na rozwój badań hydrologicznych.

Fundamentalnym założeniem w historii badań hydrologicznych w Związku Radzieckim było powołanie w 1919 r. Instytutu Hydrologicznego, obecnie czynnego pod nazwą „Ordżena Trudowego Krasnaho Znamieni Gosudarstwiennoho Gidrologičeskogo Instituta” (G. G. J.), jako centralnej, naukowo - badawczej, hydrologicznej instytucji Związku Radzieckiego, którego głównym zadaniem były wszechstronne badania naukowe, wszystkich procesów działalności wody na ziemi.¹⁾

Ugrutowaniem wreszcie całości organizacji badań hydrologicznych kraju, było utworzenie w 1929 r. Hydrometeorologicznego Komitetu przy Radzie Ludowej Komisarzy ZSRR, przekształconego w 1933 r. w „Centralnoje Uprawlenie Jedinoj Gidrometeorologičeskoj służby ZSRR”, przemianowanego w 1936 r. w „Głównoje Uprawlenie Gidrometeorologičeskoj Służby ZSRR”. Spowodowało to połączenie wszystkich rozdrobnionych służb hydrologicznych, szybki wzrost sieci stacji hydrologicznych, ustalenie jednej metodyki i ulepszenie jakości prac oraz rozszerzenie programu badań. W 1941 r. sieć stacji obserwacyjnych na rzekach, jeziorach i błotach dosięgała cyfry 3840. Zasięgiem swych prac organizacja ta obejmuje następujące dziedziny:

- meteorologię, klimatologię, aerologię, atmosferyczną elektryczność, aktywność i długo i krótkoterminowe prognozy;
- śródlądową hydrologię z potamologią, hydrogeologią, limnologią, glaciologią, pedologią i hydroprognozą;
- oceanografię i oceanologię;
- magnetyzm ziemski.

Administrację prowadzą: Główny Urząd oraz urzędy w poszczególnych związkowych i autonomicznych republikach i okręgach. Naukowo operatywnym organem jest Centralny Instytut Prognozy. Naukowo badawcze prace prowadzą: 1) Główne Geofizyczne Obserwatorium, 2) Państwowy Hydrologiczny Instytut, wreszcie 3) utworzony w czasie ostatniej wojny — Oceanograficzny Instytut.

Zarówno więc jednolita organizacja, jak też i wytworzone budownictwo narodowe spowodowały szybki rozwój hydrologii w Związku Radzieckim oraz ostateczne ugruntowanie się tej gałęzi nauk geofizycznych jako samodzielnej dyscypliny.

Ponieważ zakres prac i zagadnień wykonanych przez radzieckich hydrologów jest wyjątkowo obszerny, w tym krótkim przeglądzie omówiono tylko niektóre główne prace.

Szczególnie charakterystyczną cechą radzieckiego okresu badań hydrologicznych jest nie tylko wyjątkowy wzrost zasięgu prac badawczych obserwacyjnych i pomiarowych, lecz przepracowanie szerokich naukowych podstaw zarówno w dziedzinie hydrografii, jak też i w ustaleniu praw rządzących procesami zachodzącymi w obiektach wodnych.

Jedną z ważniejszych prac jest zestawienie „wodnego katastru ZSRR”; materiały tego katastru, zawierające obszerny zbiór wiadomości o reżymie rzek i jezior, służyły za podstawę do rozwiązywania wielu zagadnień gospodarki narodowej oraz do naukowych badań i uogólnień hydrologicznych.

Potrzeby energetyki, budownictwa wodnego w ogóle, zaopatrzenia w wodę przemysłu i gospodarczych życiowych potrzeb, rolnictwa, żeglugi i innych gałęzi gospodarki narodowej, wzrastającej w niebywałym tempie — wymagały również szybkiej odpowiedzi dotyczącej wodności i reżymu rzek. Na pierwszym więc miejscu postawiono zagadnienie dotyczące spływu, jego norm i rozkładu w roku i wieloletu. Konieczność szybkich rozwiązań projektowych nie pozwalała czekać, póki zaledwie zorganizowana sieć obserwacyjna i pomiarowa nagromadzi dostateczne materiały, które umożliwiłyby naświetlenie reżymu spływu na podstawie bezpośrednich pomiarów. Jak już wspomniano,

ilość rzek w Związku Radzieckim przekracza liczbę stu tysięcy, naturalnie więc nie ma możliwości obserwowania i badania reżymu każdej rzeki. Wynikła więc potrzeba przepracowania uogólniających metod, które pozwalałyby szybko określać, z dokładnością wystarczającą dla praktyki, podstawowe charakterystyki spływu. Stąd powstała szereg nowych badań, głównym zadaniem których było ustalenie podstawowych praw rządzących spływem w poszczególnych rejonach ogromnego terytorium Związku oraz opracowanie różnego rodzaju wzorów empirycznych, niezbędnych dla hydrologicznych obliczeń.

Korzystając z danych nielicznej stosunkowo sieci stacji oraz wspomnianego wyżej katastru wodnego, hydrologowie radzieccy metodą analizy istniejących materiałów obserwacyjnych i pomiarowych ustalali ogólne prawa i związki pomiędzy poszczególnymi czynnikami bilansu wodnego, a tym samym umożliwili rozwiązywanie praktycznych zagadnień, przy braku bezpośrednich pomiarów.

Z zagadnieniami spływu powiązane są opady, parowanie i przesłanianie jako główne elementy bilansu wodnego. Naświetlenie stosunków wzajemnych, zachodzących między tymi procesami spływu, opadu, parowania i przesłaniania daje metodą bilansów wodnych, rozpracowana szczegółowo przez hydrologów radzieckich. Z wielkiej liczby badaczy początkowego okresu, szczególnie owocnie opracowujących zagadnienia bilansu wodnego i spływu, wymienić należy Koczeryna, który pierwszy opracował mapę rozkładu średniego, wieloletniego spływu. Do tej kategorii należy zaliczyć również prace Polakowa, Wielikanowa, Czebotarewa, Sokołowskiego, Zajkowa, Ogijewskiego i innych. Szereg wartościowych badań dotyczących parowania, dały prace Polakowa, Kuzina, Budyko, Dawydowa.

Jednocześnie ze wspomnianymi rejonowymi charakterystykami spływu opracowanymi kolektywnie przez wielu hydrologów, Koczeryn prowadził badania maksymalnego spływu wiosennych powodzi na terytorium Związku, które wspólnie z poprzednio wspomnianym opracowaniem średniego rocznego spływu, służyły za podstawę do obliczeń hydrologicznych w okresie pierwszych pięćdziesięciu lat.

Prace Koczeryna, którego uważa się za twórcę radzieckiej szkoły hydrologicznych obliczeń, kontynuowane były następnie przez Zajkova, Sokołowskiego, Wielikanowa, Ogijewskiego i innych, dla średnich i ekstremalnych wieloletnich spływów oraz dla procesów formowania zarówno roztopowych, jak i deszczowych wód powodziowych. Prace powyższe, stanowiące wielki wkład do hydrologii radzieckiej, służyły do dziś potrzebom praktycznym.

Wybitny wpływ na rozwój metod hydrologicznych obliczeń wywarły prace Sokołowskiego, dotyczące metodyki obliczeń prawdopodobieństwa rocznego i maksymalnego spływu. Rozpracowanie metod matematycznej statystyki znalazło duże zastosowanie w rozwiązywaniu zagadnień hydrologicznych i wodno-gospodarczych. Z tej dziedziny ukazało się szereg prac, wśród których wyróżniają się prace Kryckiego, Menkela i Sokołowskiego, którzy na bazie metody Fostera przepracowali i ulepszyli metodę, rozszerzając jej zastosowanie.

Spływ wód deszczów nawaalnych posiadających praktyczne znaczenie znalazł wyraz w rozpracowaniu metodyki obliczeń ulew o różnej częstotliwości, która pozwala określać z dostateczną dokładnością intensywność deszczów o danej częstotliwości dla wybranego punktu. Opierając się na tych pracach Sokołowski opracował wzór obliczeń maksymalnego spływu opadowego, różniący się od innych wzorów tym, że może być zastosowany zarówno dla małych, jak i dużych zlewni. Wzór ten daje również możliwość obliczeń nie tylko maksimum danego prawdopodobieństwa, lecz i wyraz objętościowy oraz przebieg samej krzywej przepływu.

W związku z wyżej omówionymi badaniami dotyczącymi procesów formowania spływu i analizy reżymu wodnego, podkreślić należy również duży rozwój w dziale prognoz hydrologicznych. Znaczną rolę w rozwoju metodyki prognoz odegrała służba prognoz Dnieprostroju, którą kierował znany hydrolog Ogije-

¹⁾ Podkreślić należy dość liczny udział Polaków w organizacji i początkowych pracach Instytutu (Ciagliński, Rundo, Niebrzydowski, Stopniewicz, Wisiouch).

wskij, a także Służba Prognoz Swirstroju pod kierownictwem Bydzina. Radziecka szkoła hydrologicznych prognoz, oparta początkowo na pracach Hydrologicznego Instytutu, posłużyła następnie za podstawę do zorganizowania Centralnej Służby Hydrologicznych Prognoz w Centralnym Instytucie Prognoz.

Znaczne prace wykonane zostały przez radzieckich badaczy także w dziedzinie hydromechanicznych i hydrofizycznych procesów, dotyczących dynamiki potoku i koryta rzecznej oraz procesów tworzenia się zjawisk lodowych. Procesy tworzenia, zamarzania, wskrycia i pochodu lodów z natury rzeczy spowodowały duże zainteresowanie hydrologów radzieckich, na wyniki prac których powołuje się również światowa literatura. Do tej kategorii zaliczyć także należy badania wykonane przez Wielikanowa, Makawiejewa, Biernackiego i innych, dotyczące turbulencji zjawisk w wodach płynących, struktury rozkładu prędkości, zjawisk deformacji koryta oraz ruchu fal powodziowych.

Jednocześnie z rozwojem badań hydrologicznych dotyczących wód powierzchniowych, zagadnienia reżymu i mechaniki ruchu wód gruntowych i podziemnych — jako bezpośrednich czynników zasilania rzek — osiągnęły w radzieckiej nauce duży rozwój znacznie przewyższający zdobycze uczonych zagranicznych.

Na zakończenie tego przeglądu głównych kierunków prac, należy podkreślić charakterystyczną cechę hydrologii radzieckiej, która, uwzględniając konieczność postępu tej nauki, prowadzi swoje badania z zastosowaniem wszystkich metod: stacyjnych, ekspedycyjnych, eksperymentalno-laboratoryjnych i teoretycznych. Tak np. w dziedzinie badań procesów for-

mowania spływu, zorganizowano na szeroką skalę tzw. stacje dla badań spływu, które pozwolą wyjaśnić te procesy w zależności od fizyko-geograficznych czynników i rozwiązać szereg innych skomplikowanych problemów, cechujących działalność wód powierzchniowych. Liczne laboratoria istniejące przy instytutach i zakładach naukowo-badawczych pomagają również rozwiązywaniu szeregu zagadnień. Wiele terenowych i ekspedycyjnych badań umożliwiło wszechstronne naświetlenie hydrografii Związku Radzieckiego, dając bogaty materiał dla bezpośredniego wodno-gospodarczego wykorzystania.

W związku z powyższymi pracami wprowadzono równocześnie znaczne ulepszenia do metodyki obserwacji i pomiarów oraz skonstruowano szereg nowych przyrządów, ze szczególnym uwzględnieniem zautomatyzowania tychże.

Powyższe prace badawcze i naukowo-teoretyczne znajdują swój wyraz w przebogatej literaturze hydrologicznej zarówno periodycznej, jak też i w poszczególnych dziełach o charakterze podręcznikowym i instrukcyjnym. Nadmienić też należy, że i szkolenie kadr w tej dziedzinie postawione jest na niebywale wysokim poziomie. Istnieje szereg specjalnych katedr nie tylko hydrologii ogólnej, lecz i oddzielnych jej dyscyplin na uniwersytetach, politechnikach oraz w specjalnych instytutach szkoleniowych hydrologiczno-meteorologicznych.

Omówiono zagadnienia nie wyczerpują naturalnie wszystkich problemów rozpracowywanych i rozwiązywanych przez hydrologów radzieckich, a dają tylko obraz zasadniczych kierunków, w szczególności na tle bezpośrednich potrzeb praktycznych gospodarki wodnej Związku Radzieckiego.

PROF. INŻ. WACŁAW BALCERSKI

Politechnika Gdańska

Zagadnienie powodziowe dorzecza Wisły oraz koncepcja rozwiązania tego zagadnienia za pomocą zbiorników

Zagadnienie powodziowe w dorzeczu Wisły było niejednokrotnie już poruszane na łamach „Gospodarki Wodnej”. Odmienne podejście przez Autora do tego zagadnienia i wprowadzenie nowych pojęć hydrologicznych — „potencjału powodziowego” i „miernika powodziowego” — czynią niniejszą pracę wielce interesującą. Artykuł powinien spowodować ukazanie się dalszych wypowiedzi w domniemanej sprawie ochrony przeciwpowodziowej w dolinie Wisły i jej dopływów, jako nader ważnego elementu kompleksowo ujmowanej gospodarki wodnej dorzecza Wisły.

Autor przewiduje w swej koncepcji jednoczesne wykorzystanie zbiorników przeciwpowodziowych dla różnych celów (energia, rolnictwo, żegluga, zaopatrzenie w wodę), dlatego też w dalszych pracach na ten temat spodziewamy się sprecyzowania zarówno ilości i wielkości zbiorników, możliwości ich technicznego wykonania, eksploatacji dla różnych celów, jak i kwestji ekonomicznych związanych z tymi zagadnieniami.

REDAKCJA

Powódź jako klęska społeczna

Stosunkowo niedługi okres obserwacji hydrologicznych jakimi rozporządzamy, jak również brak wiarygodnych statystyk odośnie strat powodziowych nie pozwalają na zupełnie ścisłe ujęcie zagadnienia powodziowego w Polsce, jednakże nawet z tych niekompletnych danych wnioskować można, że powódź, zwłaszcza w dorzeczu Wisły, staje się z roku na rok problemem coraz groźniejszym i przynosi coraz większe straty gospodarce narodowej. I tak, gdy w okresie 1813 — 1900 notowano na Wiśle 21 dużych powodzi, a więc średnio jedną wielką powódź raz na 4 lata, to w okresie 1901 — 1949 notujemy takich powodzi 15, a więc jedną powódź na 3,3 lat. Podobne nasilenie notujemy na Odrze, gdzie statystyki notują 12 dużych powodzi w okresie 1901 — 39, a więc jedną powódź przeciętnie na 3,2 lat.

To zagęszczenie powodzi z biegiem czasu wyłomaczyć można z jednej strony postępującą wciąż dewastacją lasów i obniżaniem stoków górskich, z drugiej zaś strony również działaniem niewłaściwie prowadzonych robót hydrotechnicznych, które niejedno-

krotnie sytuację powodziową rzek pogorszyły. Ponadto podkreślić należy, że wzrost zaludnienia, rozwój miast i wzrost powierzchni użytków rolnych w dolinach rzek czynią organizm gospodarczy państwa z biegiem czasu coraz bardziej wrażliwym na szkody powodziowe.

Oba wyżej wymienione czynniki, gdyby nie stosować środków zaradczych, musiałyby więc nieuchronnie prowadzić do efektu ciągłego powiększania się strat powodziowych, zmuszając społeczeństwo bądź do utawiczonego pokrywania tych strat, bądź też do wyłączenia z gospodarki rolnej i przemysłowej pewnych terenów, sklasyfikowanych jako często nawiedzane przez powódź.

Punktem wyjścia dla obmyślenia i wykonania urządzeń zaradczych, odsuwających zupełnie lub przynajmniej znacznie redukujących groźbę powodzi — musi być kalkulacja rentowności tych urządzeń, skonfrontowana z wysokością szkód, wyrządzonych przez powódź. Liczby, odnoszące się do szkód powodziowych, nie są niestety pewne, gdyż przeważnie oparte na szacunkach przybliżonych, ponadto zaś częstokroć

nieporównywalne przez fakt wahań siły nabywczej waluty, w której zostały obliczone. Jednakże mogą one wskazać przynajmniej rząd wielkości szkód, wyrządzanych przez powódź, przeto wydaje się celowym przytoczenie ich na tym miejscu.

I tak prof. Kędzior oszacował straty powodziowe w b. Galicji, zarejestrowane w latach 1884 — 1913, na 1.451 miln. zł (w walucie 1939 r.) co po przeliczeniu daje stratę przeciętną 48,4 miln. zł na 1 rok. Ponieważ szacunek ten obejmował całość b. Galicji, więc na straty w dorzeczu Wisły należałoby przyjąć na tym terenie nieco mniej — przypuszczalnie około 30—35 miln. zł na rok, zaś w dorzeczu całej Wisły znów około 1,5 raza więcej, tzn. 45—50 miln. zł.

Straty powodziowe w dorzeczu Wisły w 1925 r. oszacowane zostały na 48 miln. zł, zaś w 1934 r. na 75 miln. zł (jedynie w 3 województwach powyżej Senu). Uwzględniając okoliczność, że obie te powodzie były wyjątkowo duże i mogą być uznane za typowe dla częstotliwości przeciętnej raz na 3 lata, podczas gdy w latach pozostałych powódź osiąga nasilenie ok. 3 razy mniejsze, — dochodzi się do przeciętnej straty powodziowej rocznej na terenie owych województw:

$$\frac{1}{3} \left(75 + \frac{2}{3} \cdot 75 + 48 + \frac{1}{3} \cdot 48 \right) = 36 \text{ miln. zł,}$$

a więc prawie pokrywającej się z liczbą prof. Kędziora.

W powodzi wiosennej 1947 r. straty oszacowane zostały (w bardzo grubym przybliżeniu) na 5 miliardów zł, co przy ówczesnym mnożniku (około 65) odpowiada szkodzi w wysokości około 75 miln. zł (w walucie 1939 r.), a więc znów normie pokrywającej się dość dobrze z szacunkiem dla roku 1934.

Jeśli chodzi o Odrę, prof. Mamak podał (Gospodarka Wodna 1947, Nr 3) niemieckie obliczenia strat powodziowych w wysokości 280 miln. mk. w ciągu 15 lat, co odpowiada przeciętnej rocznej 18,7 miln. mk., zaś po przeliczeniu na walutę polską (z uwzględnieniem siły nabywczej obu walut) stanowi normę około 20—25 miln. zł.

Jak z powyższych liczb wynika, szacunek strat powodziowych (przeciętnych rocznych) waha się dla Wisły i jej dopływów w granicach 30—50 miln. zł, zaś dla systematu Odry w granicach 20—25 miln. zł, z tym, że w poszczególnych latach straty bywają bądź większe bądź mniejsze od tej normy.

Pozostając w powyższych granicach, przyjmijmy dla dalszych rozważań gospodarczych normę 45 miln. zł dla systematu Wisły oraz 20 miln. zł dla systematu Odry wg wartości złotego w 1939 r. w przeliczeniu na obecne ceny, zastosujemy mnożnik 6, co prowadzi do aktualnego szacunku strat powodziowych:

na Wiśle 270 miln. zł rocznie, tj. 69% całości,

na Odrze 120 miln. zł rocznie, tj. 31% całości,

przy czym obie rzeki rozumiemy razem z dopływami.

Dla określenia rodzaju i charakteru urządzeń przeciwpowodziowych, konieczne jest ponadto zdanie sobie sprawy z lokalizacji powodzi w Polsce, zwłaszcza na Wiśle i jej karpackich dopływach, co będzie tematem 2 części niniejszego opracowania.

Lokalizacja i natężenie powodzi w Polsce

Wśród zdarzających się różnych przepływów (względnie odpowiadających im stanów) w danym profilu danej rzeki, rozróżniamy 3 przepływy, których wielkość i wzajemne ustosunkowanie charakteryzują stopień niebezpieczeństwa powodziowego w danym miejscu danej rzeki. Wielkościami tymi są:

— Średni przepływ Q_{sr} , (średnia z wielolecia) — średnia arytmetyczna przepływów w danym wieloleciu,

— Przepływ brzegowy Q_{brz} , — jest to graniczny wysoki przepływ, mieszczący się jeszcze w korycie rzeki, nie wywołujący szkód powodziowych — w przybliżeniu równy tzw. średniej wielkiej wodzie tzn. średniej arytmetycznej corocznych największych przepływów w wieloleciu,

— Przepływ katastrofalny Q_{kat} , — największy przepływ jaki zdarzył się lub istnieje prawdopodobieństwo, że może zdarzyć się w okresie pewnego wielolecia np. 100—150 lat.

Jasne jest, że stopień niebezpieczeństwa powodziowego w danym profilu danej rzeki jest tym mniejszy, im mniejsza jest różnica między wodą katastrofalną i wodą brzegową, zaś zanika zupełnie, gdy różnica ta staje się — 0. Z drugiej strony pewną charakterystyką kapryśności rzeki, która wyraża się zmianą wielkości przepływów, może być stosunek tej różnicy do przepływu średniego, względnie wielkiej wody do wody średniej. Jednakże, aby stosunek ten istotnie odzwierciedlał miarę niebezpieczeństwa powodziowego, należy uzupełnić go przez czynnik związany bezpośrednio z wielkością samej rzeki, a więc np. przez pierwiastek kwadratowy z wielkości dorzecza, w pewnym przybliżeniu prawie proporcjonalny do przepływów w rzece. W ten sposób dochodzimy do matematycznego określenia pewnego współczynnika:

$$p = \frac{Q_{kat} - Q_{brz}}{Q_{sr}} \cdot \sqrt{F} \quad (1)$$

— przy obliczaniu którego podstawiamy wartości Q w m^3/sec , wartość F w km^2 — a który traktujemy w dalszym ciągu jako wartość oderwaną, przypisując mu znaczenie orientacyjne w określaniu stopnia możliwości powodziowych pewnej rzeki w danym profilu. Współczynnik ten, o charakterystyce często hydrologicznej, nazywać będziemy w dalszym ciągu potencjałem powodziowym danej rzeki w danym profilu, używając ponadto doraźnie pojęcia potencjału średniego dla dłuższych odcinków, wzgl. całości biegu.

Zaznaczyć trzeba, że współczynnik ten, którego forma matematyczna — mimo iż uzasadniona logicznie — jest dość dowolna, nie wyczerpuje bynajmniej całości charakterystyki powodziowej rzeki, jednakże wprowadzamy go dlatego, aby móc w sposób niezależny od subiektywnych sądów scharakteryzować regim powodziowy rzek i móc — przynajmniej z grubszą — sklasyfikować rzeki wg stopnia niebezpieczeństwa powodziowego, jaki potencjalnie przedstawiają. Ten sposób podejścia do zagadnienia jest o tyle istotny dla problematyki planowania, że pozwala — przynajmniej w pewnym stopniu — ustalić logiczną hierarchię zabiegów przeciwpowodziowych, rozpoczynając od rzek i miejsc gdzie potencjał powodziowy jest największy.

Ponieważ proponowana metoda jest pewnego rodzaju nowością w hydrologii i nie przeszła próby czasu, trudno orzec, czy da ona wyniki zupełnie wiarygodne. Jednakże pojęcie potencjału powodziowego, skonstruowane zostało w taki a nie inny sposób po wielu próbach i przeliczeniach i wydaje się, że może ono dać pewne usługi w dziedzinie planowania właśnie przez to, że rozważania subiektywne zostają zastąpione liczbami.

Poniżej podajemy tabelę, określającą potencjał powodziowy różnych profilów Wisły i jej karpackich dopływów oraz potencjały średnie, obliczone przezważnie na podstawie danych Siebauera oraz Ingarдена. Dla dopływów nizinnych Wisły, które w naszych rozważaniach grają uboczną rolę, podajemy wartości potencjału jedynie przy ujściu danej rzeki do Wisły. Ponadto dla porównania, uzupełniamy tablicę naszą danymi przeciętnymi dla Odry i Warty oraz danymi dla mniejszych dopływów Odry, określając potencjał jedynie przy ujściu tych rzek do Odry.

Prócz zdefiniowanej uprzednio wartości potencjału powodziowego (p), która jest jakby miarą niebezpieczeństwa powodziowego w pewnym profilu rzeki, wprowadziliśmy do poniższej tablicy dodatkowy miernik $P = p \cdot L$ otrzymany przez pomnożenie potencjału powodziowego przez długość uważanego odcinka rzeki. Miernik ten będziemy nazywali miernikiem powodziowym danej rzeki, rozu-

miejąc, że charakteryzuje on niebezpieczeństwo powodziowe, jakie rzeka posiada nie tylko ze względu na swój potencjał powodziowy, ale również i ze względu na długość swego biegu, a więc ze względu na wielkość terenów zagrożonych powodzią. W tym ujęciu spodziewamy się, że miernik powodziowy może być również pewnym miernikiem szkód powodziowych, wyrządzanych przez rzekę i odwrotnie, że planowane urządzenia przeciwpowodziowe można będzie w pewien sposób scharakteryzować przez wielkość zmiany mierników powodziowych, spowodowaną przez budowę tych urządzeń. Inaczej mówiąc, jeśli przez budowę pewnych urządzeń przeciwpowodziowych (mamy tu na myśli zbiorniki retencyjne) nastąpi obniżenie katastrofalnej wielkiej wody, a w następstwie obniżenie potencjału i mierników powodziowych rzek chronionych przez zbiorniki, to wielkość tej obniżki

da się przeliczyć na zyski wskutek redukcji szkód powodziowych — i stąd określić chociażby w pewnym przybliżeniu rentowność tych inwestycji. Proponowana metoda jest wprawdzie niemal zupełnie teoretyczna, jednakże argumenty, które przytoczymy dalej, wskazują, że we wstępnym planowaniu przedstawia ona poważne korzyści i pozwoli, przynajmniej z grubsza, ustalić elementy planu, których sprawdzenie innymi metodami dokona się oczywiście przy studiach bardziej szczegółowych. W danym przypadku chodzi raczej o zdanie sobie sprawy z rzędu wielkości i kierunków zadań, a w tej dziedzinie przedstawiona metoda posiada niewątpliwie pewne plusy, chociażby przez to, że jej wyniki zgadzają się z tym, co można by sformułować intuicyjnie, a ponadto uwalnia dziedzinę planowania od sugestii czysto osobistych lub lokalnych.

TABLICA I

Rzeka i odcinek	km	Zlewnia $F \text{ km}^2$	$Q_{sr.}$ m^3/sek	$Q_{brz.}$ m^3/sek	$Q_{kat.}$ m^3/sek	p	Dług. $L \text{ km}$	$P = p.L.$
I. Wisła								
Ujście:								
Przemyśl	0	3.848	41,7	250	1.100	1.263	1,8	2 270
Soły	1,8	5.240	60	360	2.500	2.580	21,2	54 600
Skawę	23,0	6.714	76,3	430	3.660	3.470	55,5	193 000
Kraków	78,5	8.021	84	480	3.400	3.110	56,2	175.000
Ujście:								
Raby	134,7	10.637	115	590	4.400	3.420	25,8	88.200
Dunajca	160,5	19.784	220	950	7.600	4.250	66,4	282.000
Wisłoki	226,9	30.634	273	1.090	7.000	3.790	52,8	200.000
Sanu	279,7	50.585	416	1.310	8.600	3.940	44,3	175.000
Kamiennej	324,0	54.693	435	1.360	8.500	3.850	67,7	261.000
Wieprza	391,7	68.447	492	1.440	8.300	3.600	65,3	238.000
Pilicy	457,0	82.321	574	1.550	8.300	3.370	56,8	191.500
Warszawa	513,8	85.176	591	1.80	8.300	3.330	36,7	122.200
Ujście:								
Bugu	550,5	158.952	888	2.100	10.700	3.860	36,8	142.000
Bzury	587,3	167.000	922	2.205	10.400	3.630	45,1	163.800
Płock	632,4	168.362	922	2.205	10.400	3.640	47,0	171.200
Włocławek	679,4	171.250	930	2.230	10.150	3.520	49,1	172.600
Ujście:								
Drwęcy	728,5	179.990	975	2.320	10.100	3.390	42,9	145.500
Brdy	771,4	185.615	1.003	2.375	10.180	3.360	42,1	141.400
Wdy	813,5	189.077	1.012	2.400	10.000	3.260	28,5	93.000
Osy	842,0	191.227	1.019	2.420	10.180	3.320	44,4	147.500
Nogat	886,4	193.009	1.029	2.430	10.200	3.300	22,1	72.800
Tczew	908,5	193.170	1.030	2.430	10.200	3.300	31,2	103.000
Ujście do morza	939,7							
Razem Wisła	—	194.112	—	—	—	3.550	939,7	3.335.600
II. Karpackie dopływy								
Wisły								
1 Górna Wisła (przy ujściu)	—	1.816	23	300	1.000	1.320	50,0	66.000
2 Soła								
Rajcza	73,0	292	5,0	180	545	1.140	7,0	7.970
Ujście:								
Kameszniczy	66,0	406	8,5	200	610	975	17,3	16.880
Koszarawy	48,7	790	13,0	310	940	1.364	7,0	9.560
Łękawki	41,7	1.037	13,0	375	1.130	1.805	10,7	19.300
Puszczy Wielk.	31,0	1.080	15,0	385	1.140	1.655	4,0	6.620
Dymaszka	27,0	1.120	15,5	390	1.150	1.645	9,0	14.800
Heczmarówki	18,0	1.145	18,0	400	1.200	1.505	9,3	14.000
Roczynki	8,7	1.362	18,0	450	1.210	1.560	8,7	13.600
Ujście do Wisły	0							
Razem Soła	—	1.388	—	—	—	1.410	73,0	102.730
3 Skawa								
Sucha	46,0	469	5,0	180	510	1.426	3,4	4.840
Ujście Stryszewki	42,6	798	6,3	215	580	1.643	17,7	29.100
Jaroszewice	24,9	979	7,4	260	800	2.290	21,8	50.000
Graboszyce	3,1	1.151	8,6	300	930	2.490	3,1	7.760
Ujście do Wisły	0							
Razem Skawa	—	1.151	—	—	—	1.993	46,0	91.640

Rzeka i odcinek	km	Zlewnia $F \text{ km}^2$	$Q_{\text{śr}}$ m^3/sek	Q_{brz} m^3/sek	Q_{kat} m^3/sek	p	Dług. $L \text{ km}$	$P = pL$
4 Raba								
Kęsnica Mała	89,0	612	6,4	170	475	1.175	12,9	15,150
Ujście Trzebieńki	76,1	688	7,2	190	540	1.273	11,1	14,130
Trzemeszny	65,0	816	8,0	210	590	1.360	12,0	16,300
Krzyworzecki	53,0	983	8,7	280	655	1.352	12,9	17,500
Stradomki	40,1	1 485	12,0	300	745	1.430	19,0	27 200
Babicy	21,1	1.527	12,2	400	980	1.860	21,1	39,200
Ujście do Wisły	0							
Razem Raba	—	1.527	—	—	—	1.455	89,0	129.480
5 Dunajec								
Nowy Targ	199,0	815	17,4	150	1.050	1.480	16	23 700
Ujście Białki	183,0	1.122	21,7	205	1.300	1.690	10	16,900
Niedzica	173,0	1,162	24,2	215	1.320	1 560	33	51,300
Tylmanowa	140,0	2.197	39	340	2.030	2.040	28,6	58 200
Ujście:								
Popradu	111,4	4.312	61	500	3.180	2.890	5,1	14,750
Kamienicy	106,3	4.893	67	540	3.470	3.060	35,3	108 000
Łososiny	71,0	5.689	72	590	3 800	3.370	41	138.000
Białej	30,0	6.746	91	670	4.280	3.260	8	26,080
Niedomice	22,0	6 772	92	670	4.290	3.240	8	25,920
Nieciesza	14,0	6.808	93	675	4.310	3.240	8	25,920
Stedliszowice	6,0	6 920	95	680	4.350	3,210	6	19,260
Ujście do Wisły	0							
Razem Dunajec	—	6.920	—	—	—	2.555	199	508.300
5a Poprad								
Muszyna	58,7	1.847	20,3	185	1.200	2.150	29,8	63 600
Wierhomla	28,9	2.006	21,3	190	1.260	2.260	14,6	33,000
Roztoka	14,3	2.083	22,0	200	1.300	2.280	14,3	32,600
Ujście do Dunajca	0							
Razem Poprad	—	2.083	—	—	—	2.200	58,7	129.200
6 Wiśłoka								
Żmigród	128,0	587	7,0	90	475	1.331	22	29,300
Jasło	116,0	1.567	11,0	132	900	2.770	2,2	6,090
Ujście Jasiołki	103,8	2.491	18,0	246	1.210	2.680	35,5	95,200
„ pot. Pilzneńskiego	68,3	2.995	23	255	1.390	2.650	23,8	65,000
„ Wielopolki	44,5	4.090	34	320	1.700	2.600	44,5	115,700
„ do Wisły	0							
Razem Wiśłoka	—	4.090	—	—	—	2.420	128,0	3,09 290
7 San								
Lisko	304,6	1.632	22	275	1.150	1 610	19,1	30,700
Zasław	285,5	2.230	28	320	1.400	1.822	5,4	9 830
Ujście:								
Ostawy	280,1	2.255	32	320	1.400	1.607	4,7	7,550
Sanoczka	275,4	2.961	35	376	1.610	1.920	43,4	83,200
Harty	232,0	3.233	39	400	1.700	1.897	26,5	50,300
Ujście:								
Stopnicy	205,6	3.606	40	420	1.800	2.070	28	58.000
Hołubli	177,5	3.707	40	435	1.820	2.110	17,8	37,600
Wiaru	159,7	4.706	43	480	2,060	2 520	23	57,800
Wiszni	136,7	6.138	47	550	2.400	3.080	13,3	41,000
Szklą	123,4	7.168	55	570	2 600	3 125	18,4	57,500
Kubaczowski	105,0	8.524	61	660	2.900	3.390	14	47,400
Wiśloku	91,0	13.168	87	850	3.400	3.370	45,4	153.000
Sanu	45,6	16.870	96	950	4.120	4.290	45,6	196.000
Ujście do Wisły	0							
Razem San	—	16 870	—	—	—	2.730	304,7	829.880
7a Wiśłok								
Łęgi	116,0	1.028	8	120	660	2,162	17,2	37,200
Ujście								
Brzozówki	98,8	1.756	13	140	950	2.610	34	88 000
Strugu	64,8	2.532	18	175	1.200	2 870	28	80,300
Most w Dąbrówkach	36,8	2.840	21	180	1.300	2,850	23	65,400
Ujście Mleczki	13,8	3,546	25	200	1,500	3.100	13,8	42,700
„ do Sanu	0							
Razem Wiśłok	—	3.546	—	—	—	2.780	116,0	313.600

Rzeka i odcinek	km	Zlewnio F km ²	Q _{śr.} m ³ /sek	Q _{brz.} m ³ /sek	Q _{kal.} m ³ /sek	p	Dług. L km	P = p L
III. Nizinne dopływy Wi- sły (Wartości potencjału obliczone przy ujściu da- nego dopływu do Wisły)								
Przemsza	—	2.095	18,7	75	200	280	23,4	6.550
Nida	—	3.800	25,0	180	800	1.529	86	130.720
Kamienna	—	1.971	10,0	80	150	310	93	28.830
Wieprz	—	10.762	57,7	250	800	905	184	181.240
Pilica	—	9.268	47,6	275	600	650	127	81.550
Bug	—	73.758	303	1.000	3.100	1.880	320	601.600
Narew	—	28.361	117	570	1.500	1.340	267	357.780
Bzura	—	7.625	28,4	150	300	460	52	23.920
Drwęca	—	5.515	26,5	80	110	84	80	6.920
Brda	—	4.654	26,0	50	122	276	60	16.560
Wda	—	2.202	13,9	22	46	81	30	2.430
Osa	—	1.603	4,1	15	33	175	20	3.500
Wierzyca	—	1.630	7,2	20	31	62	20	1.240
Razem nizinne dopływy Wisły	—	—	—	—	—	1.060	1.363	1.443.840
IV. Odra								
Ujście do morza	763	107.798	490	1.450	3.200	1.180	—	—
Wartość przeciętna dla całego biegu rzeki	—	—	—	—	—	1.505	763	1.148.600
V. Warta z Notecią								
Ujście do Odry	0	51.893	198	500	1.960	1.670	—	—
Wartość przeciętna dla całego biegu Warty	—	—	—	—	—	1.820	750	1.363.000
Wartość przeciętna dla całego biegu No- teci	—	—	—	—	—	235	120	28.000
Razem Warta z Notecią	—	—	—	—	—	—	870	1.391.000
VI. Dopływy Odry bez Warty (Wartość potencjału przy ujściu danego dopływu do Odry)								
Odra Górna	—	1.807	12,0	195	350	550	40	22.000
Opawa	—	2.082	11,5	220	500	1.110	30	33.300
Ostrawica	—	811	10,0	115	965	2.420	20	48.400
Olza	—	1.124	13,0	140	960	2.110	21	42.200
Kłodnica	—	1.121	5,3	38	177	880	25	22.000
Osobłoga	—	1.021	7,5	40	205	705	15	10.600
Mała Panew	—	2.037	12,0	80	310	870	30	26.100
Nysa Kłodzka	—	4.533	38,0	315	1.350	1.835	135	247.700
Stobrawa	—	1.602	9,6	25	54	162	20	3.200
Olawa	—	989	5,2	20	72	314	15	4.700
Słęża	—	981	4,1	20	92	550	15	8.300
Bystrzyca	—	1.786	8,2	150	500	1.805	25	45.600
Widawa	—	1.760	6,2	40	106	450	25	11.300
Kaczawa	—	2.251	7,1	155	400	1.635	60	98.100
Barycz	—	5.526	27,5	50	295	660	60	39.600
Bóbr	—	5.938	57,6	255	1.400	1.540	210	323.400
Nysa Łużycka	—	4.232	34,0	175	800	1.190	195	232.100
Razem dopływy Odry	—	—	—	—	—	1.303	940	1.218.600

Jednakże dla pełniejszego wyczerpania tematu wy-
daje się koniecznym uzupełnienie tablicy I pewnym
komentarzem. Chodzi o to, że przy określaniu poten-
cjału powodziowego i mierników powodziowych kar-
packich dopływów Wisły wzięliśmy pod uwagę tylko
9 najważniejszych rzek, pomijając ich zlewnię źró-
dlową, pomijając drugorzędne dopływy Wisły i po-
mijając dopływy dopływów, których wylewy grają
w ogólnych szkodach powodziowych tej części kraju
także nie mała rolę. Rozważenie pewnych przykła-
dów doprowadziło nas do wniosku, że w ogólnym
bilansie strat powodziowych pominięte rzeki i potoki
partycypują udziałem około 25%, tzn. powodują ok.
1/3 tych strat jakie wyrządzają wyszczególnione
w tablicy I główne rzeki Podkarpacia. Wprowadza-
jąc odpowiednią korektę, podajemy ten składnik do
bilansu mierników powodziowych rzek podkarpac-
kich, co ujęte jest w tablicy II.

TABLICA II

R z e k a	Miernik powodziowy P
1. Wisła Górna	66.000
2. Soła	102.000
3. Skawa	91.640
4. Raba	129.480
5. Dunajec	508.030
5a. Poprad	129.200
6. Wisłoka	309.290
7. San	829.880
7. Wisłok	313.600
Razem	2.479.850
Dodatek 1/3 na dopływy drugorzędne	829.950
O g ó ł e m	3.309.800

INŻ. JÓZEF HERSZENBERG

Zasady obliczania zasobów wodno-energetycznych

Obliczenie zasobów wodno-energetycznych rzeki, dorzecza lub kraju w całości należy uważać za pierwszy krok w kierunku ustalenia możliwości energetycznego ich wykorzystania. Obliczenia te dają pierwszy pogląd na potencjalny stan posiadania kraju w zakresie zasobów wodno-energetycznych. Mimo istnienia różnych prac w tym kierunku, opracowywanych przez niektórych naszych specjalistów, nie są one jednak ani pełne ani też nie zadowalają merytorycznie naszych potrzeb. Rosnące zainteresowanie energetyką wodną wymaga dokładniejszego sprecyzowania możliwości energetycznych poszczególnych rzek. Nie ulega wątpliwości, że w najbliższych latach powstaną w Polsce — w ramach Planu 6-letniego — realne możliwości wykorzystania energii małych rzek dla elektryfikacji wsi, drobnej wytwórczości i innych, a w związku z tym jest konieczne dokładne i pełne poznanie zasobów wodno-energetycznych kraju, co jest i będzie nieodłącznym zadaniem energetyków polskich w najbliższym czasie.

Fakt, że obliczenia zasobów wodno-energetycznych kraju są we wspomnianych pracach niepełne, należy prawdopodobnie przypisać brakowi należytych danych. Przy opracowaniu katastru polskich rzek prace te będą bezwzględnie rozszerzone i uzupełnione. Przedmiotem niniejszego artykułu będzie natomiast sama zasada obliczenia zasobów wodno-energetycznych, gdyż, jak wykazują wspomniane prace, metodyka nie jest jeszcze u nas dostatecznie naświetlona i wymaga usystematyzowania, aby nie spowodować, jak to właśnie miało miejsce, zaniżenia wielkości zasobów wodno-energetycznych kraju, szczególnie przez stosowanie niewłaściwych wskaźników.

Zasoby wodno-energetyczne brutto.

Przy obliczaniu zasobów wodnych interesują nas jako dane wyjściowe zasoby brutto. Obliczając zasoby brutto nie możemy wprowadzić do zasadniczego wzoru

$$N_r = 9,81 Q_r \cdot H_r \text{ (kW)}$$

jakichkolwiek współczynników sprawności lub innych jak np.

$$N_r = 8 \cdot Q_r \cdot H_r$$

Dla wyjaśnienia powyższego przytoczymy tu zasadnicze wzory stosowane przy obliczeniu zasobów wodno-energetycznych.

Moc odcinka jakiejś rzeki w kW:

$$N_r = 9,81 Q_r H_r$$

gdzie H_r = średni spadek brutto danego odcinka w m;

Q_r = średni wieloletni przepływ na danym odcinku rzeki w m³/sek.

Jeśli oznaczymy:

L — w km długości odcinka rzeki,

n_r — moc na 1 km biegu rzeki,

i — nachylenie lub spadek rzeki w ‰,

$$i = \frac{H_r}{L} \text{ (‰)}$$

otrzymamy

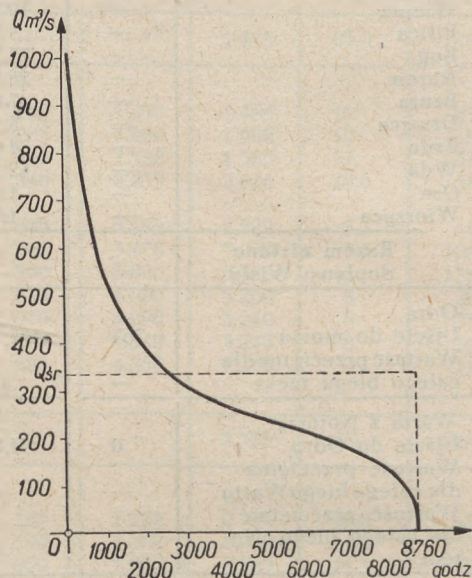
$$n_r = \frac{N_r}{L} = 9,81 Q_r \cdot i \text{ (kW/km)}.$$

Zastosowanie więc dla mocy jednostkowej wzoru

$$n_r = 8 Q_r \cdot i$$

jest przy obliczaniu zasobów brutto nieuzasadnione. Przechodząc od mocy do energii należy pamiętać, że

N_r jest mocą średnio roczną odpowiadającą średniemu przepływowi rocznemu — Q_{roc} . Jak to widać z wykresu (rys. 1), zasób energii brutto badanego odcinka rzeki otrzymujemy z mnożenia mocy średnio rocznej



Rys. 1

przez ilość godzin w roku (8760), co odpowiada wyrównanej powierzchni wykresu.

$$E_r = N_r \cdot 8760 = 85,9 Q_r \cdot H_r \text{ tys. kWh}$$

i analogicznie potencjał energetyczny rzeki wyniesie:

$$e_r = \frac{E_r}{L} = 85,9 Q_r \cdot i \text{ (tys. kWh/km)}.$$

Nie uzasadnionym jest więc mnożenie mocy średnio rocznej przez mniejszą ilość godzin np. 6200 (jak to zrobił prof. inż. Balcerski), otrzymując dla

$$e_r = 49,6 Q_r \cdot i \text{ (tys. kWh/km)}.$$

Zasoby wodno-energetyczne netto.

Jeśli zasoby energetyczne brutto charakteryzują stan posiadania naszego kraju, to zasoby netto powinny pokazać nam realne możliwości w tej dziedzinie. Wyników obliczenia zasobów wodno-energetycznych nie można uzależnić jedynie od zastosowania właściwych wzorów, ani też od tego, czy do obliczeń włączona jest cała rzeka lub dorzecze. Głównym czynnikiem wpływającym na wielkość zasobów netto jest sposób wykorzystania tych zasobów. Można jeden i ten sam odcinek rzeki wykorzystać tak, że straty globalne będą rzędu 15‰, a przy innym wykorzystaniu straty mogą osiągnąć 50‰ i więcej.

Dlatego też postaramy się tu zanalizować współczynniki wpływające na sumaryczne straty.

Zasoby energetyczne netto można napisać wzorem:

$$E_{nr} = E_r \cdot \eta_h \cdot \eta_q \cdot K \cdot \eta_m = E_r \cdot \epsilon_r \text{ (kWh)}$$

Niżej przeanalizujemy każdy z tych współczynników i określimy rząd ich wielkości.

η_h — współczynnik strat spad.

Przy wykorzystaniu odcinka rzeki, nawet przy najlepszym technicznym rozwiązaniu tego odcinka, nie

jesteśmy w stanie wykorzystać całego spadu odcinka rzeki — H_p . W pierwszym rzędzie zmniejszenie spadu następuje z powodu cofki na odcinku między dwoma stopniami. Następne straty spadu spowodowane są w kanałach doprowadzających, przewodach rurowych, sztolniach itp. Wielkość tych strat jest rzędu 3% do 10%, w zależności od przyjętego schematu wykorzystania zasobów wodnych i od miejscowych warunków topograficznych.

η_q — współczynnik strat przepływu.

Straty te można podzielić na trzy zasadnicze składniki:

- straty geologiczno-techniczne;
- straty manipulacyjne;
- straty ustalone.

Straty geologiczno-techniczne są to straty na przesiąkalność, straty przez uszczelnienia w zasuwach, szandorach, słuzach itp., straty w aparacie kierującym jld.

Straty manipulacyjne spowodowane są płókaniami osadników, przepuszczaniem przez jaz lodu w okresie lodochodu, sryżu itp.

Straty ustalone są to straty na słuzowanie, straty na meliorację i wodociągi, straty w przepławkach rybnych i inne.

Analizowanie każdej z tych strat jest przedmiotem specjalnych studiów i badań. Straty te powinny być szczegółowo analizowane w projektach poszczególnych zakładów wodno-energetycznych. Dla naszych celów niezbędna jest pewna średnia, którą oceniamy w granicach 2—6%.

K — współczynnik regularności przepływu.

Ogólnie wiadomo, że przepływ w ciągu roku jest zmienny i że każda rzeka ma okres wielkiej wody, która przekracza poważnie stan średni przepływu. W zależności od tego, czy istnieje możliwość uchwycenia i kumulowania tej wielkiej wody, całkowicie lub też częściowo, zwiększa się lub zmniejsza współczynnik K .

Tak więc współczynnik regularności przepływu uzależniony jest od czynników: hydrologiczno-klimatycznego, topograficznego i gospodarczego.

Czynnik hydrologiczny — K_1 wskazuje stosunek wielkości wody wielkiej (maksymalnej) — Q_{max}'' , do średniej rocznej — Q_{rocz} .

$$\frac{Q_{max}''}{Q_{rocz}} = K, \text{ gdzie } K, > 1$$

Wielkość K_1 jest zmienna dla różnych rzek i dorzeczy, a nawet dla odcinków rzek. Dla przykładu podajemy czynnik K_1 dla niektórych rzek Polski:

Rzeka	Miejsce	Q_{rocz}	Q_{max}''	K_1
Wisła	Przewóz	95	2100	24,8
Wisła	Włocławek	1000	10150	10,15
Dunajec	Czorsztyn	23	2500	108,7
Soła	Porąbka	28	1700	60,7
Brda	Koronowo	26,7	110	4,12
Bug	Frankopol	119	1200	10,1
„	Zegrze	326	3000	9,2

Zmienność czynnika K_1 nosi jednak charakter regularności — obserwujemy zmniejszenie się jego wzdłuż biegu rzeki, co jest równorzędne wyrównaniu fali powodziowej. Tak np. dla Wisły w górnym biegu (Przewóz) $K_1 = 24,8$, natomiast w dolnym (Włocławek) $K_1 = 10$. Zasada ta ma poważny wpływ na kształtowanie się współczynnika K .

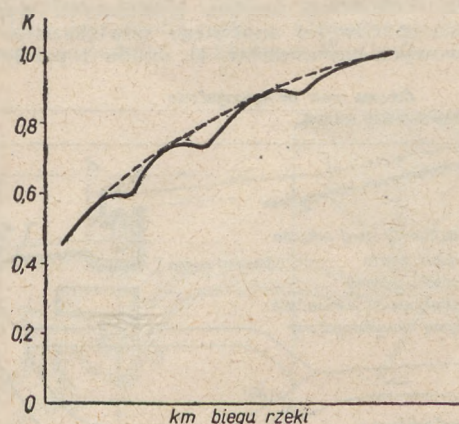
Wielkość i czas trwania fali powodziowej uzależniona jest funkcjonalnie od opadów i temperatur w danym dorzeczu. Statystyka daje pewne wzory dla tej zależności klimatycznej, ale ze względu na ograniczone zadania niniejszej pracy nie będziemy jej tu przytaczać.

Czynnik topograficzny — K_2 . Uchwycenie w większym lub w mniejszym stopniu fali powodziowej uzależnione jest od warunków topograficznych, w jakich znajduje się koryto rzeki w przekroju powstawania fali, a także od topograficznego kształtowania się terenu wyżej tego przekroju. Dla rzek górskich warunki topograficzne są na ogół lepsze, niż dla nizinnych.

Przy sprzyjającej topografii możliwe jest uchwycenie fali powodziowej w jednym górnym zbiorniku, wtedy czynnik K_2 jest maksymalny. Inaczej czynnik ten kształtuje się w warunkach topograficznych uniemożliwiających uchwycenie całej fali w jednym zbiorniku. Wtedy fala może być uchwyciona w kilku zbiornikach rozmieszczonych wzdłuż rzeki, przy tym czynnik K_2 wykazuje wzdłuż biegu rzeki tendencje wzrastające i może w pewnym przekroju rzeki osiągnąć maksimum. Zrozumiałe jest, że poniżej nowego dopływu wyrównanie częściowo deformuje się.

Czynnik gospodarczy — K_3 . Decydujący wpływ na kształtowanie się współczynnika K ma czynnik gospodarczy, szczególnie w warunkach, gdy pozostałe czynniki są mało sprzyjające. Tak np., gdy wielkość czynnika K_1 wskazuje na niebezpieczeństwo powodzi, a czynnik K_2 jest niski, decydującym staje się czynnik gospodarczy. W normalnych jednak warunkach zagadnienie jest bardziej skomplikowane i ustalenie znaczenia czynnika gospodarczego wymaga specjalnej analizy.

W obecnej fazie rozważań nie możemy ustalić związku między poszczególnymi czynnikami, może to być natomiast przedmiotem szczegółowych badań. Praktyka jednak daje pewną orientację co do charakteru współczynnika regularności przepływu — K . Wzdłuż biegu rzeki współczynnik ten ma tendencję wzrostu. W miejscach połączenia rzeki z większymi, niewyrównanymi dopływami może nastąpić zmniejszenie się współczynnika na pewnych odcinkach rzeki, przy zachowaniu jednak tendencji wzrostu (rys. 2).



Rys. 2

Wielkość współczynnika K uклада się w granicach 0,50 — 1,0.

η_m — współczynnik turbinowo-maszynowy, inaczej zwany współczynnikiem sprawności. Współczynnik ten może składać się z kilku współczynników, w zależności od tego, jaką mocą się interesujemy; na wale turbiny, na zaciskach generatora, za transformatorem itd. Zwykle ograniczamy się do mocy na wale turbiny, dlatego też w naszym wypadku $\eta_m = \eta_t$, w zależności od typu turbiny i uwzględniając współczesną technikę, współczynnik sprawności wynosi od 0,75 do 0,93.

Znając lub w sposób przybliżony określając wielkości wszystkich czynników, możemy ustalić zasoby wodno-energetyczne rzeki netto.

DZIAŁ III – PROJEKTOWANIE

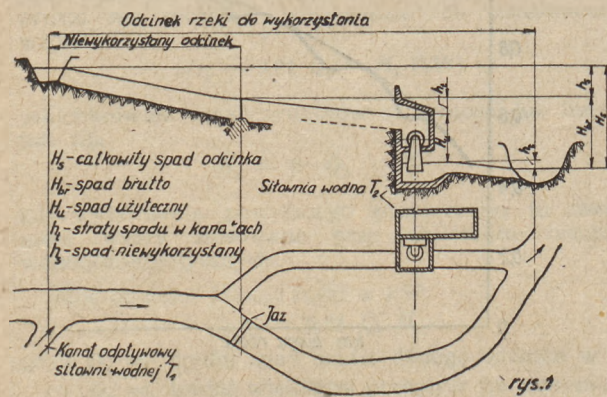
INŻ. JAN ŻMIHORSKI

Wytyczne i przykłady przebudowy istniejących siłowni wodnych

Postęp w konstrukcji turbin, w budowie całych siłowni oraz w metodach obliczeń hydroenergetycznych z jednej strony i zmiana warunków eksploatacji energii wodnej z drugiej — sprawiły, że wszystkie siłownie wodne wybudowane przed ćwierćwieczem uważane są już za przestarzałe. Siłownie te eksploatowane są z reguły przy bardzo niskich sprawnościach, są trudne do współpracy zespołowej, dają słabą gwarancję ciągłości ruchu, a co najważniejsze, nie wykorzystują zasobów energii wodnej, jak pozwalają na to warunki naturalne.

W przypadkach siłowni typowo źle zaprojektowanych wskazane jest ponowne przeanalizowanie wszystkich istniejących czynników, które decydują o produkcji i zastanowienie się nad opłacalnością ewentualnej przebudowy lub modernizacji. W wielu krajach Europy praktyka w tym kierunku dowiodła, że przebudowa i modernizacja siłowni dają często poważny wzrost produkcji, przy mniejszym nakładzie niż to ma miejsce przy całkowicie nowych inwestycjach.

Specyficzną cechą przebudowy i modernizacji zakładów wodnych jest, iż każdy zakład traktowany musi być indywidualnie. Wielka różnorodność warunków sprawia, że nie można tu stosować żadnych szablonów ani rozwiązań typowych, tak samo zresztą, jak przy budowie nowych siłowni wodnych. Często nieznaczna stosunkowo zmiana jednego z podstawowych warunków powoduje już niewspółmiernie wysokie straty mocy użytecznej i produkcji. Toteż, aby utrzymać zakład przy wysokiej zdolności produkcyjnej, nieodzowną koniecznością jest okresowe sprawdzanie wszystkich warunków, a w szczególności kontrola spadku użytecznego oraz przeliku, na jaki zaprojektowany jest dany zakład. W wielu przypadkach wnikliwa analiza istniejących warunków wykrywa możliwości znacznego powiększenia dwóch podstawowych parametrów, tj. spadku i przeliku.



Rys. 1

Schemat siłowni wodnej z niewykorzystanym spadkiem.

Każda siłownia ma do dyspozycji swój spadek brutto H_b (rys. 1), który jest różnicą poziomów między zwierciadłem wody przy jazie a dolną wodą w miejscu ujścia kanału odpływowego do rzeki (wartości nominalne). Aby ze spadku brutto otrzymać spadek użyteczny H_u , należy odjąć od pierwszego straty spadku h_s zużyte na transport wody w kanałach do — i odprowadzających wodę z siłowni. Straty te, jak wiadomo, zależne są głównie od geometrycznego kształtu kanału. Dlatego też ważne jest, aby przy przebudowie nadać kanałom taki optymalny kształt, któryby pozwolił na przeprowadzenie przez kanały pożądanej ilości wody przy najmniejszych stratach spadku i przy najmniejszym nakładzie pracy. W przypadku, gdy zakłady posiadają również rurociągi, do

strat transportu zalicza się również straty ciśnienia wewnątrz tych rurociągów.

Straty mocy i produkcji zwiększają się bardzo znacznie, gdy kanały doprowadzające są zaszlamowane i zarośnięte (zmniejszenie przekroju użytecznego kanału). Aby nie dopuścić do takiego stanu, konieczne jest okresowe, systematyczne bagrowanie i czyszczenie. Jest to tym bardziej konieczne w starszych siłowniach, gdyż nie posiadają one skutecznego spłukiwania piasku osadzanego przed progami wlotów, ani też często bardzo potrzebnych osadników, przez co proces zapiaszczenia jest bardziej intensywny. Utrzymanie w porządnym stanie w ogóle wszystkich urządzeń budowlano — wodnych, znajdujących się na trasie doprowadzania wody (ujęcia wody, progi, kraty, rurociągi, osadniki itd.), jest konieczne, aby nie powodowały one niepożądanych zakłóceń, czy to przez tworzenie wirów, czy też przez dławienie wody.

W dawniejszym budownictwie siłowni wodnych, gdy siłownie stawiane były kolejno na jednej rzece, prawo wodne przewidywało taki dobór spiętrzeń w poszczególnych zakładach, aby podpiętrzanie dolnej wody zakładów położonych wyżej przez ewentualne nieuniknione wahania spiętrzenia w zakładach położonych niżej nie było możliwe. Prawo ustalało, iż między spiętrzeniem na jazie zakładu T_2 (rys. 1) a ujściem do rzeki kanału odpływowego siłowni T_1 leżącym powyżej, winien być pozostawiony niewykorzystany spadek na długości co najmniej 300 — 400 m, mający wyeliminować możliwość wzajemnego zakłócania.

W warunkach gospodarki socjalistycznej, gdy interesy prywatne ustąpiły miejsca na rzecz gospodarki ogólnopaństwowej, nawet i te spadki mogą i powinny być wykorzystane, o ile tylko pozwalają na to warunki terenowe. Ewentualne nieznaczne podpiętrzanie dolnej wody i zmniejszenie spadku w jednym zakładzie jest rekompensowane w zakładzie drugim, natomiast spadek rezerwowy jest czystym zyskiem. Przez jego likwidację wzrasta pojemności zbiorników, a tym samym polepszają się warunki eksploatacji siłowni. Możliwości takich zmian winny być rozpatrzone przy badaniu spadku każdego zakładu.

Przy zmianie turbin należy przeanalizować możliwość zmiany przeliku na podstawie średniej wieloletniej krzywej sum czasów trwania przepływów dla danego przekroju rzeki. Jednakże krzywa ta, będąca wynikiem wieloletnich badań i pomiarów, nie zawsze może być do dyspozycji. W takim przypadku przybliżony charakter przepływów i średni przepływ wieloletni można ustalić dla danej zlewni na podstawie danych meteorologicznych dotyczących opadów, uwzględniając straty parowania, jakie w danych warunkach terenowych i klimatycznych mogą mieć miejsce.

Trzeci sposób odtworzenia rozkładu przepływów wieloletnich polega na wykorzystaniu raportów eksploatacyjnych, o ile zakład takie posiada. Konieczny jest w takim wypadku pomiar sprawności turbozespołów w kilku punktach zasadniczych obciążeń oraz sporządzenie krzywej konsumpcyjnej. Mając te dane oraz stany wód na podstawie raportów, można odtworzyć każdorazowy przepływ.

Posługując się krzywą sum czasów trwania przepływów, przyjmuje się przeważnie do obliczeń przeliku instalowanego turbin przepływy trwające od 100 do 120 dni. W tym przedziale znajduje się optimum instalowanego przeliku. W wyjątkowych przypadkach przyjmuje się jeszcze większe przepływy, o ile przemawiają za tym względy ekonomiczne. Do-

bór i podział przełyku instalowanego między jednostki turbinowe, na podstawie krzywej sum czasów trwania przepływów, wymaga bardzo subtelnych i wnikliwych przeliczeń i w efekcie jest czynnikiem wpływającym bardzo znacznie na wartość wskaźnika kosztów instalowanego kW.

Zmieniając w znaczniejszym stopniu przełyk turbin modernizowanego względnie przebudowywanego zakładu, należy również zbadać warunki do — i odprowadzenia wody. Może się okazać, iż istniejące kanały nie są w stanie przepuścić projektowanej ilości wody. Z przyjęciem instalowanego przełyku zakładu wiąże się zatem również wieloalternatywne przeliczenia odnośnie sposobu i opłacalności przebudowy kanałów i rurociągów. Obliczenia te mogą poważnie wpłynąć na program rozbudowy, oparty na doborze przełyku na podstawie analizy krzywych sum czasów trwania przełyku, spadów i mocy.

Poza spadem i przełykiem w planie rozbudowy winny być wzięte pod uwagę: zapotrzebowanie mocy i jej charakter, wzrost produkcji, możliwości prześlówce oraz zagadnienie rezerwy.

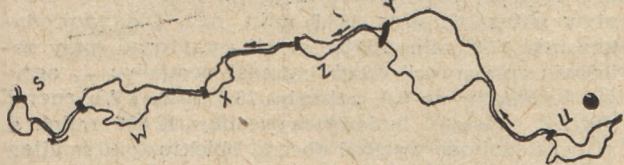
Każda przebudowa winna dążyć do uzyskania maksymalnego i optymalnego wykorzystania istniejących zasobów energii wodnej. Jest to możliwe przez właściwą zmianę poszczególnych elementów urządzeń wodno-budowlanych oraz właściwy wybór parametrów turbin. W przypadku dobrze zaprojektowanej przebudowy otrzymujemy zawsze znaczny wzrost mocy i produkcji, przy stosunkowo umiarkowanych kosztach nakładów.

Powzięcie decyzji odnośnie sposobu przebudowy siłowni wodnych jest trudne, gdyż wymaga przeanalizowania wszystkich możliwych rozwiązań, których zazwyczaj jest wiele. Czynniki rozstrzygającymi na korzyść jednej z alternatyw są: efekt gospodarczy z jednej strony oraz nakład materiałowy i czasowy z drugiej. W naszych warunkach gwałtowny wzrost inwestycji we wszystkich gałęziach życia gospodarczego, mający charakter tworzenia nowych źródeł produkcyjnych, nakazuje liczyć się bardzo poważnie z czynnikiem materiałowym i czasowym.

W przypadku modernizacji zakładu, gdy chodzi o zmianę turbin na bardziej nowoczesne, ze zmianą tą prawie zawsze wiążą się zmiany budowlane, które często przybierają poważne rozmiary. Toteż przy ocenie projektu modernizacji trzeba brać pod rozwagę obok kosztu nakładów na maszyny, również koszty budowlane.

W dalszej części przytoczone są przykłady przebudowy istniejących siłowni wodnych.

P r z y k ł a d I. Na rzece istnieje zespół starszych elektrowni (rys. 2). Znajdują się one w dobrym



Rys. 2

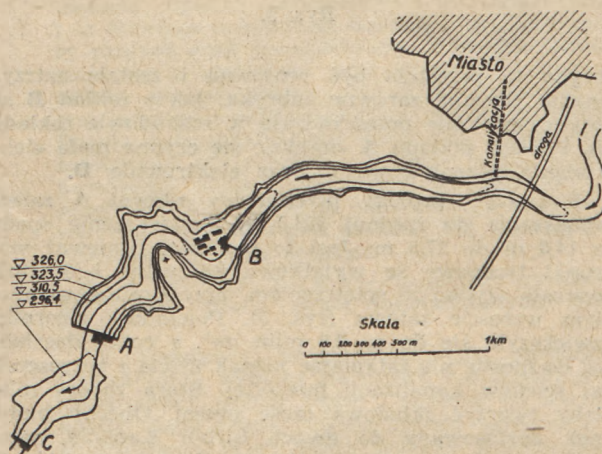
stanie z wyjątkiem zakładu X, który niejako tworzy wąskie gardło pod względem przełyku. Siłownie U, Y, W, posiadają zbiorniki akumulacyjne i mają charakter zakładów szczytowych, natomiast siłownie Z, X, S nie posiadają takich zbiorników i pracują jako przepływowe. W małej elektrowni X ustawione są dwie turbiny, z których jedna jest Kaplanem o przełyku 14 m³/sek, a druga przestarzałym Francisem z roku 1908 o przełyku 7 m³/sek. Łączny przełyk zakładu wynosi 21 m³/sek, natomiast zakład szczytowy Y, leżący powyżej, posiada maksymalny przełyk 24 m³/sek, a zakład Z nawet 25 m³/sek. Za-

kład Z pracuje jako przepływowy, ponieważ jego zbiornik jest zbyt mały na akumulowanie wody.

Charakter obciążenia jest tego rodzaju, iż w 2,5 godzinowym szczycie elektrownia Y zmuszona jest do pracy maksymalną mocą i przerabia w ciągu tego czasu 24 x 9000 = 216.000 m³ wody. Elektrownia X z powodu zbyt małego przełyku instalowanego zdolna jest w tym samym czasie przerobić tylko 21 x 9000 = 189.000 m³ wody. Nadmiar wody w ilości 27 000 m³ w okresie trwania szczytu musi być przepuszczony jałowo poza turbiny elektrowni X. Ponieważ zużycie wody w elektrowni X wynosi 110 m³/kWh, straty stąd powstałe wynoszą 245 kWh. Obniżenie małego zbiornika, jakim dysponuje elektrownia X przed szczytem w celu przyjęcia nadmiaru wody, nie opłaca się ponieważ spadek w siłowni X jest tak mały, iż potrzebne jego obniżenie o pół metra ujemnie odbija się na produkcji, zwiększając poważnie zużycie wody na wyprodukowaną kWh.

Według wyliczeń, straty wody spowodowane jałowym upustem za rok 1949 wynosiły 1 914 000 m³, co równoważenie jest 17 400 kWh. Uwzględniając straty wynikłe z powodu złej sprawności turbiny Francisa (65%), łączne straty roczne w elektrowni X spowodowane istnieniem starej turbiny wynoszą ca 35 400 kWh. Poza tymi stratami turbina nie może zagwarantować ciągłości ruchu, a przestarzały regulator nie zapewnia jej równomiernego biegu. Z tych powodów projekt wstępny przewiduje wymianę starej turbiny Francisa na nową turbinę, o przełyku 11 m³/sek. Turbina Kaplana rywalizuje w tym przypadku z turbiną Francisa z powodu tego, że dla zainstalowania Francisa potrzebna jest gruntowna przebudowa ruiny ssawnej, podczas, gdy dla Kaplana wystarczy stosunkowo nieznaczna przeróbka. Mimo to przewiduje się, iż dokładniejsze obliczenia wykażą przewagę korzyści turbiny Kaplana nad turbiną Francisa.

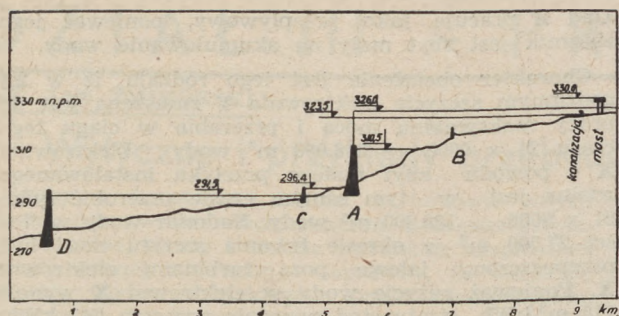
P r z y k ł a d II. Elektrownia A (rys. 3, 4 i 5) zbudowana stosunkowo niedawno (w 1925 r.) posiada moc ca 2,4 MW w trzech turbinach Francisa. Koszt inwestycji wynosił 1950 zł (1938 r.) za 1 kW. Na rys. 4 przedstawiony jest profil rzeki z naniesionym zakładem A oraz sąsiednimi zakładami B, C, D.



Rys. 3

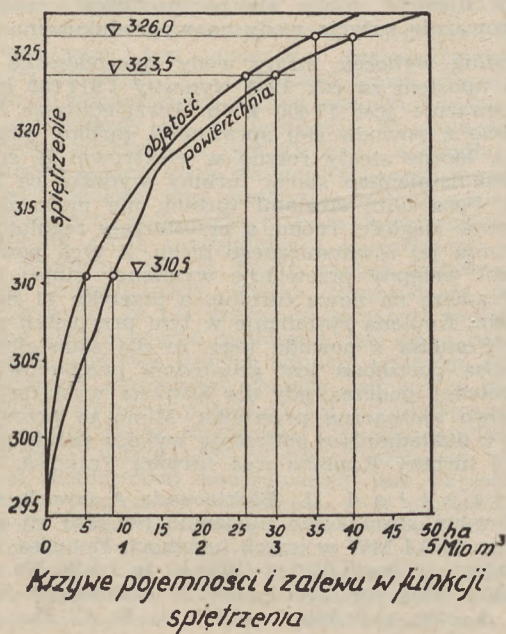
Siłownia A posiada spadek 14,5 m, spiętrzenie do rzędnej 310,5 i zbiornik o pojemności ca 0,5 mln. m³. Z powodu zbyt małego zbiornika, siłownia ta pracuje jako przepływowa, ze średnią roczną produkcją 8 mln. kWh, co daje 3 300 godzin rocznego wykorzystania.

Elektrownia ta jest przykładem niewykorzystania naturalnych warunków topograficznych. Budując ją w 1925 r., ograniczono się tylko do spiętrzenia 310,5, gdyż powyżej znajdował się drugi zakład B, należący do fabryki, którego wykup wraz z fabryką nie opłacał się inwestorowi. Jednakże już w 1929 r. fa-



Rys. 4.

Profil podłużny rzeki w obrębie 4-ch stopni.



Rys. 5.

bryka ta przestała być rentowną i została zatrzymana. Obecnie zarówno fabryka, jak i zakład B są zniszczone i nie przeszkadzają w rozbudowie zakładu A. Poniżej zakładu A znajduje się czynna mała elektrownia przepływowa C oraz elektrownia D.

Pierwszy projekt przebudowy siłowni A zaleca spiętrzenie do rzędnej 323,5, tj. powiększenie spadku z 14,5 m do 27,5 m. Jest to możliwe, ponieważ warunki terenowe są wyjątkowo korzystne i objętość wzrasta szybko ze spiętrzeniem, przy stosunkowo małym wzroście zalewu (rys. 5). Pojemność zbiornika zwiększyła się do ca 2,6 mln. m³, a cofka doszłaby aż do mostu, nie zatapiając jednak ujścia z oczyszczalni ścieków kanalizacji miejskiej. Stara zaporą miałyby tworzyć składową część nowej. Obecny budynek dostosowany do dwóch turbin Kaplana, zainstalowanych na miejscu trzech Francisów, których łączna moc wynosiłaby 85 MW. Średnia produkcja roczna wynosiłaby 17 mln. kWh, przy 2000 godzin wykorzystania w roku. Zatem zakład zmieniłby charakter z przepływowego na szczytowy.

Według wstępnego kosztorysu z 1938 r., koszt inwestycji miał wynosić 6 370 000 zł (1938 r.). Porównując koszt i produkcję zakładu przebudowanego z kosztem i produkcją starego zakładu, uwidacznia się taniejsze instalowanie kW przy przeszło dwukrotnym wzroście produkcji. Przyjmując, że po 25 latach eksploatacji wartość urządzeń starego zakładu spadła do 2,35 mln. zł, koszt rzeczywisty instalowanego kW wynosiłby: $(2,35 + 6,37) \times 1000 : 8,5 = 1028$ zł/kW. Jest to prawie dwukrotnie taniej, niż koszt instalowanego kW starej siłowni. Ta dysproporcja w kosztach

jest tak znaczna, iż nawet uwzględniając zmiany cen w budownictwie i wartości złotego w międzyczasie, opłacalność przebudowy nie budzi wątpliwości.

P r z y k ł a d III Zarówno warunki topograficzne, jak i geologiczne w punkcie, w którym zbudowano elektrownię A, pozwalają na jeszcze większe spiętrzenie wody. Bowiem siłownia ta położona jest w głębokim wąwozie, który ciągnie się (rys. 3 i 4) przeszło 3 km od obecnej zapory. Ukształtowanie i charakter terenu jest tego rodzaju, iż dalsze spiętrzenie jeszcze o 2,5 m powyżej spiętrzenia w zakładzie II nie powoduje zatopienia żadnych użytecznych domów, ani uprawnych gruntów. Ściany wąwozu i dno są utworzone ze zwartego gnejsu granitowego, nie posiadającego składników rozpuszczalnych i doskonale znoszącego duże ciśnienia, tak że przewiduje się, iż wystarczy wpuszczenie zapory w skałę na około 2 m. To też drugi projekt przebudowy zakładu A zaleca spiętrzenie do rzędnej 326,0, a od strony wody dolnej pogłębienie dna rzeki o ca 4,5 m, tak iż stary, mały i słabo rentowny zakład C zniknąłby zupełnie, a cofka zakładu D doszłaby aż do wylotu z siłowni A. Według tej alternatywy przebudowy na miejscu czterech zakładów (jak było dawniej) przepływowych, powstałyby tylko dwa zakłady A i D. Zakład A miałby po przebudowie według tej alternatywy większą produkcję, niż poprzednio wszystkie cztery razem wzięte.

Przez pogłębienie rzeki o ca 4,5 m (wybranie 125 000 m³ ziemi i skały) dolny poziom wody w elektrowni A obniżyłby się o ca 4 m, tj. do rzędnej 292,0, przez co uzyskałoby się spad 34 m, a cofka zakładu D, jak wspomniano, sięgałaby aż do zakładu A. Takie rozwiązanie profilu umożliwiłoby zainstalowanie trzech Kaplanów o łącznej mocy 15,6 MW oraz dwóch pomp, każda po 13,3 m³/sek. o wydajności i mocy ca 8 000 KM. Pompy te byłyby w możliwości przepompować w ciągu 8 godzin nocnych ze zbiornika elektrowni D do zbiornika elektrowni A ca 750 000 m³ wody.

W takim układzie, przy zainstalowaniu w pierwszym okresie tylko dwóch turbin i dwóch pomp, według obliczeń Escher Wyssa, możliwe byłoby osiągnięcie średniej produkcji rocznej w wysokości ca 31 mln. kWh. Zatopienie wylotu kanalizacyjnego nie stworzyłoby żadnego poważniejszego problemu, gdyż miasto położone jest znacznie powyżej rzędnej przewidzianego spiętrzenia.

Zainstalowanie trzech turbin Kaplana i dwóch pomp dałoby średnią produkcję roczną ca 39,1 mln. kWh przy 2,5 tys. godzin rocznego wykorzystania, tj. 21,8 mln. kWh z naturalnego przepływu oraz ca 17,3 mln. kWh wskutek pracy pomp (w ciągu 300 dni po 8 godzin w nocy pompy przepompują 225 mln. m³, podczas, gdy wykorzystany w 60% roczny przepływ naturalny daje 283,8 mln. m³). Dla wyprodukowania 17,3 mln. kWh energii szczytowej, przy założeniu sprawności układu agregat pompowy + agregat turbinowy na 0,6, potrzeba 28,8 mln. kWh energii nocnej. Koszt budowy wynosiłby 12 887 mln. zł, a uwzględniając wartość obecną obiektu, jak w alternatywie poprzedniej, rzeczywisty koszt instalowanego kW wynosiłby 973 zł a więc jeszcze taniej, niż w alternatywie pierwszej.

Przebudowa według tej alternatywy, poza wielokrotnie zwiększoną produkcją, przyniosłaby jeszcze i inne korzyści, jak: możliwość dalszej redukcji fali powodziowej przez zwiększenie ogólnej pojemności zbudowanych zbiorników, stworzenie ośrodka sportów wodnych w pobliżu miasta itd.

Przykłady II i III dowodzą, że analiza obecnych warunków eksploatacji istniejących siłowni może wykazać możliwości uzyskania równie wielkich, a nawet i większych efektów, niż w niektórych inwestycjach zupełnie nowych.

DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO

INŻ. BOLESŁAW CZERNY

Zastosowanie metody inż. Kowalowa w robotach wodno-melioracyjnych

Wstępnym kryterium oceny postępowości nauk technicznych jest ich powiązanie z praktyką. Dzieje rozwoju nauk technicznych — to dzieje powstawania hipotez naukowych na podstawie badań zjawisk i przeprowadzonych doświadczeń, które następnie sprawdzane są przez nowe doświadczenia, przez nowe metody produkcji.

To wstępne kryterium oceny postępowości nauk technicznych przez powiązanie ich z praktyką dotyczy także dużej ilości burżuazyjnych naukowców technicznych, którzy niewątpliwie gotowi są przyjąć marksistowskie określenie, że „nauka istnieje i wykazuje swą wartość w działaniu”. Jak bowiem wynika z przeglądu historycznego, nauki techniczne cały swój rozwój zawdzięczają wyrażnej — choć często nieświadomej — postawie materialistycznej naukowców oraz równie często nieświadomemu stosowaniu przez nich dialektycznej metody myślenia, a przede wszystkim dialektycznej zasady wiązania teorii z praktyką. Takie stwierdzenie zgodności poglądów nie może jednak oczywiście prowadzić do wniosku, że w naukach technicznych nie istnieje walka ideologiczna. Toczy się też ona z równą zaciętością, jak i w innych dziedzinach nauki, lecz pole boju jest może bardziej ukryte, a odmienna lub obca postawa ideologiczna — trudniejsza do zdemaskowania.

Zasadniczym sposobem demaskowania przeciwstawności ideologicznej jest określenie celów, jakim służy działalność naukowo-techniczna. Nauka postępuje i jej metody badań oraz wiązanie teorii z praktyką służy dzisiaj potrzebom klasy robotniczej i kierowanemu przez tę klasę narodowi.

Technika postępuje, technika i nauka narodowa jest dzisiaj jednym z narzędzi w walce o pokój, prowadzonej przez wszystkie narody, z narodami radzieckimi na czele.

Nauka a z nią technika, które nie służą pokojowemu rozwojowi gospodarki, ale przyczyniają się do produkcji narzędzi agresji lub spotęgowania ucisku kapitalistycznego, jest nauką wroga.

Nawet wśród pracowników naukowych obeznanych z dialektyką istnieje skłonność do traktowania wykrytych przeciwstawnych tendencji i warunków technicznych jedynie jako podstawy do ostatecznego określenia optymalnego sposobu ich uwzględniania, a nie jako dynamicznego motoru rozwojowego. A przecież zawarte w naukach inżynierii-budowlanych przeciwności: największego bezpieczeństwa i największej ekonomii konstrukcji, najmniejszego kosztu inwestycyjnego i największego efektu eksploatacji — najbogatszej emocjonalnie formy plastycznej i największej ekonomii budowy — wymagają nie tylko dokonania wyboru spośród istniejących rozwiązań — rozwiązania najoptymalniej uwzględniającego przeciwne tendencje. Są one przede wszystkim istotnym wewnętrznym motorem rozwoju i postępu nauk inżynierii-budowlanych, prowadzących do rozwiązań nowych i coraz doskonalszych.

Te metody badań i wiązania teorii z praktyką — metody szukania rozwiązań najoptymalniej uwzględniających przeciwstawne tendencje w naukach inżynierijnych znalazły swój wyraz w metodzie inżyniera Kowalowa.

W pracach swych inż. Kowalow stwierdził, że we wszystkich gałęziach produkcji i we wszystkich fabrykach przodownicy pracy przy wykonywaniu takiej samej pracy posługują się odmiennymi metodami wykonywania poszczególnych czynności i zużywają na te czynności różną ilość czasu. Stąd wniosek,

że przy upowszechnianiu metod pracy czołowych przodowników należy najpierw dokonać analizy pracy szeregu przodowników, a następnie doprowadzić do opamiętania przez ogół pracowników danej specjalności najlepszych metod wykonywania poszczególnych czynności.

Nie ulega wątpliwości, że każdą pracę robotnika dowolnej specjalności możemy podzielić na szereg operacji i czynności. „Od żywego spostrzegania do abstrakcyjnej myśli i od niej do praktyki — taka jest dialektyczna droga poznania obiektywnej rzeczywistości”. Poznanie odbywa się — wg Lenina — spiralnie wznoszącymi się, jak biegi schodów, cyklami.

Aby robotnik biorący udział we współzawodnictwie mógł uważać siebie za przodującego specjalistę, winien opanować najsprawniejszy sposób wykonania każdej z tych czynności, jednak to jeszcze nie wystarczy.

Można wzorowo umieć wykonywać wszystkie zasadnicze operacje, a całości zadania nie wykonywać wzorowo. Przodujący robotnik powinien również umieć prawidłowo kojarzyć ze sobą kolejne operacje, tzn. prawidłowo planować ruchy pomocnicze i możliwie najlepiej organizować swoje miejsce pracy. Dlatego też metoda inż. Kowalowa opiera się na zasadzie, że należy studiować upowszechniać stachanowskie metody pracy według poszczególnych czynności i operacji, uważając rozplanowanie czasu pracy i organizację miejsca pracy za jedną z najważniejszych operacji. Pracę należy rozpocząć od ustalenia, które specjalności, jak też odcinki pracy mają najbardziej decydujący wpływ na produkcję danego przedsiębiorstwa.

Usprawnienie pracy przede wszystkim na tych odcinkach wpłynie najkorzystniej na całość produkcji i to decyduje o ustaleniu kolejności analizowania pracy różnych grup przodowników. Następnie koniecznym staje się ustalenie, na jaką operację lub czynności należy zwrócić uwagę, aby upowszechnić w pierwszej kolejności najsprawniejszy sposób jej wykonania. Przede wszystkim należy wziąć pod uwagę czynności zabierające stosunkowo najwięcej czasu, posiadające największy ciężar gatunkowy a także takie, które mogą stać się powodem nadmiernego zużycia materiałów lub powstawania braków. Inż. Kowalow zaleca prowadzić tę pracę etapami.

Pierwszy etap — to analiza sposobów wykonywania pracy przez doświadczonych przodowników.

Na podstawie przeprowadzonego chronometrażu i spostrzeżeń wybiera się dwóch lub trzech przodowników pracy, którzy lepiej i szybciej od innych wykonują daną pracę. Błędem byłoby ograniczyć się do analizowania pracy tylko jednego przodownika, ponieważ podstawą analizy powinno być porównanie sposobów wykonywania czynności przez różnych przodowników, w celu wybrania metody najlepszej. Po sporządzeniu dwóch czy trzech dokładnych opisów wykonywania danej czynności przez przodowników, należy materiał ten omówić na naradzie technicznej, aby wybrać najszlachetniejszy, zasługujący na upowszechnienie sposób wykonywania danej czynności.

Nie jest wykluczone, że po gruntownym rozpatrzeniu będzie odrzucony nawet najsprawniejszy sposób wykonania czynności, jeżeli okaże się, że powoduje powstawanie braków lub hamuje pracę w dalszych operacjach lub też nie odpowiada warunkom bezpieczeństwa pracy. Również ulegnie dyskwalifikacji taki sposób wykonywania czynności, który połączony jest z niepotrzebnym wysiłkiem fizycznym robotnika.

Doświadczenia wykazują, że najbardziej wybitni przodownicy wykonują swoją pracę szybko, lecz, bez nadmiernego wysiłku fizycznego, pracują płynnie, rytmicznie i spokojnie. Takie właśnie metody wykonywania czynności należy upowszechniać wśród wszystkich przodowników pracy.

Przy wyborze najwłaściwszego sposobu pracy należy wybierać ten, który radykalnie wpływa na wzrost i jakość produkcji i na oszczędność materiałów.

Tak więc w pierwszym etapie analizuje się wszechstronnie i ustala się najwłaściwszy i najekonomicznější sposób wykonywania dużej czynności na zasadzie poczynionych doświadczeń z czołowymi przodownikami pracy.

I gdyby według materializmu dialektycznego ruch poznania zatrzymał się na poznaniu racjonalnym, byłoby to rozwiązanie połowy problemu — i co więcej — nie byłaby to bynajmniej z punktu widzenia filozofii marksistowskiej połowa decydująca i najważniejsza..

W rozwinięciu tej zasady — drugi etap metody inż. Kowalowa obejmuje pracę przygotowawczą, niezbędną do masowego rozpowszechnienia przodowego sposobu wykonywania danej czynności wśród robotników.

Niewątpliwie błędem byłoby ograniczenie się tylko do zapoznania robotników z opisem najwłaściwszego i najlepszego wykonania czynności i do zalecenia pracy zgodnie z tym opisem. Doskonale zdajemy sprawę z faktu, że czołowi przodownicy osiągają swe wyniki m. in. dlatego, że potrafili stworzyć warunki sprzyjające wydajnej pracy. Organizują planowo swoje stanowiska robocze, utrzymują maszyny i przyrządy w stanie wzorowym, posługują się dobrze przygotowanymi narzędziami. Drugi etap pracy należy więc zacząć od odpowiedniego zorganizowania i uporządkowania miejsc pracy, a co najważniejsze — od doprowadzenia do porządku potrzebnych przyrządów, maszyn i narzędzi oraz zapewnienia terminowego zaopatrzenia robotników w potrzebne narzędzia i materiały, niezbędne do wykonania danej operacji.

Nie mniej ważne jest przygotowanie kadr instruktorów. Opis techniczny operacji powinien być sporządzony w sposób jasny i przystępny oraz wręczony każdemu zainteresowanemu robotnikowi. Wybitną rolę spełniają również plansze ilustrowane wykresami, zdjęciami, umieszczone przy stanowiskach roboczych, położenia narzędzi, chwytów ręki itp. Plansze takie wykonane w różnych kolorach, łatwiej przyciągają uwagę i bardziej utrwalają się w pamięci robotników. Opierając się na wskazaniach tych dwóch etapów, dochodzi się w konkretnych warunkach doświadczalnych do istotnych realnych osiągnięć praktycznych — do ostatniego, trzeciego etapu.

W trzecim etapie pracy przystępuje się do masowego upowszechniania przodującej metody operacji lub czynności.

Trzeba przeprowadzić zbiorowe przyuczanie grup robotników w miejscu pracy. Instruktaż prowadzi są przodownicy, których metodę pracy przyswaja się ogółowi pracowników. Instruktor prowadzi szczegółowy dziennik, w którym notuje wszystkie początkowe nieprawidłowości pracy szkolonych robotników oraz ich postępy.

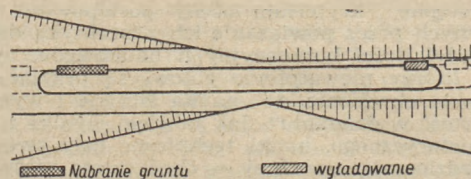
Doświadczenie inż. Kowalowa wykazało, że na zupełne opanowanie przez wszystkich robotników jednej czynności potrzeba 4—5 dni czasu. Wnioski stąd płynące są potwierdzeniem słów Engelsa, że jeżeli technika zależy przeważnie od nauki, to nauka zależna jest w daleko większym stopniu od stanu i od potrzeb techniki.

*

W roku 1950 zastosowano w Związku Radzieckim metodę inż. Kowalowa przy zmechanizowanych robotach ziemnych, a więc w zasadzie przy pracach najcięższych, gdzie rozbieżna różnorodność czynników specyficznych a niewiadomych, oddziałujących na procesy produkcyjne, w rezultacie mogła nie dać pożądaných wyników w przeciwieństwie do przemysłu, budownictwa itp. gałęzi produkcji, w których elementy pracy są wiadome i technologicznie określone. I tak

w październiku 1950 przy regulacji pewnego odcinka rzeki i sypaniu wałów w Związku Radzieckim zastosowano metodę inż. Kowalowa, używając do doświadczenia skreperów produkcji Radzieckiej D-147.

Spośród wybitnych przodowników pracy-kierowców skreperami, wybrani zostali dwaj czołowi mechanicy, Strelcow i Pirogow. Prace ich przeprowadzane na skreperach jednakowego typu zostały schronometrywane przy rozbićiu cykli pracy na składowe, charakterystyczne dla danego cyklu elementy. Obaj kierowcy pracowali w jednakowych warunkach terenowych, przy wykopie odcinków kanału melioracyjnego, z jednoczesnym przemieszczaniem ukopanej ziemi na nasyp. (rys.1).



Rys. 1

Średnia odległość transportu ziemi wynosiła 200 mb, przy gruntach kategorii III i IV (zwarte gliny). Głębokości wykopu dochodziły do 4 m, wysokość zaś wału wynosiła 2,5 m. Cykl pracy składał się z poszczególnych składowych elementów:

- naładowanie ziemi do skrzyni skrepera,
- przemieszczenie gruntu do miejsca wyładunku,
- wyładowanie ziemi ze skrzyni skrepera na miejscu wyładunku,
- powrót próżnego skrepera do pierwotnego miejsca pracy (wykopu).

Rezultaty prac zostały zestawione w tablicy I.

Tablica I Wyniki pracy Strelcowa i Pirogowa.

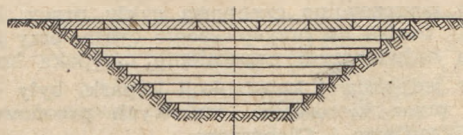
Określenie robót	Średni czas z operacji w maszyno-sek.		Czas cyklu N-W (od nabrania do wyładunku)
	Strelcow	Pirogow	
Zacięcie gruntu z napełnieniem skrzyni	94	100	—
Przewiezenie ziemi do miejsca wyładunku	65	69	—
Wyładowanie ziemi z ułożeniem jej na nasyp	7	9	—
Powrót próżnego skrepera do miejsca poboru ziemi	185	215	—
R A Z E M w sek w min.	351 5,85	393 6,55	— 8,10
Uzyskana oszczędność w jednym dystansie w minutach w porównaniu do N—W	2,25	1,55	—

Na zasadzie uzyskanych wyników dokonano szczegółowej analizy poszczególnych czynności cyklu.

Zacięcie gruntu z napełnieniem skrzyni

Sposób wykopu ziemi skreperami dokonywany był warstwami od skraju wykopu ku środkowi (rys. 2). Nabieranie skrzyń skreperów odbywało się na odcinku prostej na I biegu traktora, przy czym kierowca

Strelcow przy zagarnianiu ziemi zagłębiał nóż skrzyni skrepera do 6 cm głębokości, wtedy gdy kierowca Pirogow do 12 cm.



Rys. 2

W przedstawionym doświadczeniu pokazało się, że przy gruntach III i IV kategorii, przy braku uprzedniego rozpulchnienia ziemi, zwiększona grubość warstwy pobieranej ziemi przez Pirogową do 12 cm doprowadzała w rezultacie do „bukowania” traktora i przeciążenia motoru, co stało się przyczyną straty czasu oraz zwiększonej długości drogi nabierania ziemi. Nadto grubsze warstwy poboru (12 cm) powodowały nierównomierne bieranie ziemi z powierzchni terenu, czego nie obserwowano się przy sposobie stosowanym przez Strelcowa. Na zasadzie tych obserwacji uznano sposób stosowany przez Strelcowa za bardziej odpowiedni i przyjęło go za normę czasu przy napełnianiu skrzyni skrepera.

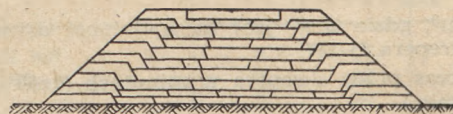
Przewiezienie ziemi do miejsca wyładunku

Transportu ziemi dokonywał kierowca Strelcow na IV biegu traktora, a kierowca Pirogow na III biegu.

I tu doświadczenie wykazało, że uzyskany czas przez Strelcowa był właściwym i w związku z tym został przyjęty za normę czasu przy transporcie uko-panej ziemi skreperem

Wyładunek ziemi ze skrzyni skrepera z jednoczesnym układaniem w nasypie

Wyładunek ziemi ze skrzyni przez Strelcowa odbywał się na IV biegu wtedy gdy Pirogow dokonywał tej czynności na biegu III. Obaj kierowcy wyładowywali ziemię ze skrzyń skreperów na wał warstwami grubości 20 cm, poczynając od krawędzi — ku środkowi nasypu (rys. 3).



Rys. 3

Zaobserwowano w czasie doświadczenia, że wyładunek ziemi na IV biegu odbywał się bardziej równomiernie, a nadto na większej powierzchni nasypu i w ciągu krótszego czasu, przeto wyładunek ziemi dokonywany przez kierowcę Strelcowa został zakwalifikowany jako norma czasu wyładunku ziemi.

Powrót próżnego skrepera do miejsca poboru ziemi

Przy tej operacji zużywa się czas na ruch transportowy oraz na dwa obroty skrepera, tj. jeden obrót na miejscu załadowania skrepera, drugi — na miejscu jego wyładunku.

Okazało się, że kierowca Pirogow na próżny transport skrepera tracił 30 sek. więcej czasu niż kierowca Strelcow, co się tłumaczy tym, że Pirogow przy wyładunku ziemi na III biegu tracił czas na włączenie motoru z III na IV bieg, wtedy gdy Strelcow, pracując nieprzerwanie na IV biegu, czasu na tę czynność nie tracił, a w związku z tym wygrywał na szybkości.

TABLICA II

Zestawienie przyjętych norm wyników pracy Strelcowa

Rodzaj dokonywanych czynności	Wyszczególnienie i opis poszczególnych czynności	Czas przyjęty na daną czynność w sek.
Zacięcie gruntu wraz z napełnieniem skrzyni skrepera	Nabieranie ziemi dokonuje się tylko na odcinku prostej przy ruchu traktora wprzód — na I biegu, w celu ulżenia pracy traktora, nabieranie ziemi powinno odbywać się ze spadem. Nóż lemiesza powinien być zagłębiany w grunt na tyle, ażeby traktor przy napełnianiu skrzyni ziemią pracował bez szarpnięć i przeciążeń silnika. Grunty III i IV kategorii powinny być uprzednio rozpulchnione, w przeciwnym przypadku grubość warstwy zbieranej nie może przekraczać 6 cm, a długość drogi nabierania — skrzyni i skrepera — nie większa od 50 m.	94
Przewiezienie ziemi do miejsca wyładunku	Ruch skrepera z ziemią winien odbywać się na IV biegu; w tym celu obowiązkiem kierowcy jest dbałość o utrzymywanie dróg dojazdowych, jak również wjazdów i wyjazdów w należytych stanie. Konserwacja dróg winna być dokonywana na IV biegu traktora, w czasie jego powrotnej jazdy. Dokonywane próby były przeprowadzone przy odległości transportu 125 m, tj. od końca naładunku ziemi do początku wyładunku.	65
Wyładunek ziemi wraz z układaniem jej na nasyp	Wyładunek ziemi winien odbywać się przy tej szybkości co i transport, tj. na IV biegu, który jest najbardziej ekonomiczny, a nadto rozładunek jest przy tym równomierny, a skreper jest w stanie przebywać większe odległości. Często zmiany biegów powodują przy krótkich odległościach niepotrzebne straty czasu, a nadto są szkodliwe dla silnika. Długość wyładunku powinna wynosić do 12 m; ziemia układana w nasypie warstwami grubości 20 cm.	7
Powrót próżnego skrepera do miejsca poboru ziemi	Ruch skrepera powinien odbywać się na IV biegu. Odległość przemieszczenia ziemi wraz z dwoma obrotami powinna wynosić 220 m.	185
Razem maszyno-sek.		351

Na zasadzie dokonanych obserwacji ustalono normy dla poszczególnych czynności cyklu pracy skrepera w danych warunkach terenowych, ujęte w tab. II.

Uzyskane tą drogą wyniki dały możliwość oceny postępowości nauk technicznych przy powiązaniu ich z praktyką, przez sprawdzenie wyników wzorem teoretycznym wydajności skrepera D-147, w przedstawionych warunkach terenowych.

$$Q = \frac{480}{5,85} \times 0,85 \times 6 \times 0,85 \times 0,8 = 284,6 \text{ m}^3 \text{ okrągle}$$

$= 285 \text{ m}^3$, gdzie Q — jest to wydajność dzienna (8 godz.) skrepera D-147,
 480 — czas pracy skrepera w minutach ($8 \times 60 = 480$ min.),
 5,85 — czas w masz-min., przypadający na jeden cykl pracy,
 0,85 — współczynnik sprawności skrepera,
 6 — pojemność skrzyni skrepera w m^3 ,
 0,85 — współczynnik najętnienia skrzyni,
 0,80 — współczynnik rozpulchnienia ziemi.
 (współczynniki sprawności skrepera i rozpulchnienia gruntu wzięte zostały z podręczników).

Okazało się, że wykazana w czasie doświadczenia wydajność skrepera D-147, kierowanego przez Strelcowa, wynosiła 280 m^3 , co stało się potwierdzeniem właściwego doboru powyższych współczynników przy wzorach teoretycznych. Doświadczenie to dało możliwość ustalenia systemu i warunków pracy skreperów D-147 przy powyższych założeniach, co zostało podane w tab. II, ostateczne zaś rezultaty tych prac podane zostały w tab. III.

TABLICA III

Porównawcze zestawienie wyników praktycznych i teoretycznych

Wyszczególnienie robót	Praktyczne wyniki pra- cy dokonane przez kierowcę Strelcowa	Teoretyczne wyniki uzyskane drogą obliczeń	Wykonanie pracy od N do W (przy ziemi rozpulchnionej)
	przy gruntach nierozpulchnionych		
Wykonanie pracy skreperem D-147 — przy odległości przewozu do 200 m i gruntach kat. III — IV w m ³	280	285	205
%-owy stosunek wykonania pracy	116,6	139	100

Innego rodzaju próbę zastosowania metody inż. Kowalowa dokonano w pracach melioracyjnych przy użyciu koparek gąsienicowych z czerpakiem łyżkowym.

Warunki terenowe były następujące:

Grunt kat. II — wysokość brania 6—8 m. Przeładowywanie ziemi dokonywało się na wozы terenowe.

Również i w tym wypadku dokonano i schronometrowano poszczególne czynności cyklu pracy, kładąc specjalny nacisk na przyspieszenie cyklu, przy jednoczesnym największym napełnieniu czepaka koparki.

Dwie jednakowej konstrukcji koparki były obsługiwane przez kierowców, czołowych przodowników pracy, Wasiljewa i Glebyszewa.

Uzyskane wyniki pracy tych kierowców zostały zestawione w tab. IV.

Obserwacje przeprowadzono w zupełnie jednakowych warunkach pracy, przy rozbiciu cyklu pracy na jego składowe elementy, jak na:

a) obroty i opuszczanie próżnego czepaka koparki, b) nabieranie czepaka, c) obroty i opuszczanie czepaka z ziemią, d) otwarcie czepaka i wysypanie ziemi. Czas obrotu, podnoszenie i opuszczanie czepaka odczytywano przy różnych kątach obrotu ramienia kopaczki — 80° , 120° , 180° .

Z tabl. IV wynika, że czas trwania cyklu przy kopaniu ziemi u kierowcy Wasiljewa jest krótszy, niż u kierowcy Glebyszewa, mimo, że obaj kierowcy, czołowi przodownicy, stosowali stachanowskie metody pracy, łącząc oddzielne czynności składowe cyklu, np. rozładunek czepaka z początkiem odwrotnego obrotu ramienia koparki. Każdy z nich dążył do stosowania najwłaściwszych metod pracy przy poborze ziemi, ściśle przestrzegając zasady najradszych posunięć koparki, naładunku największej ilości wozów terenowych z jednego miejsca poboru ziemi, rozpoczynając pracę przy najmniejszych kątach obrotu ramienia koparki. Mimo to otrzymane rezultaty końcowe okazały się różne.

Kierowca Wasiljew, przedłużając ramię regulatora i zwiększając kąt obrotu ramienia od 120° do 180° , przedłużał czas pracy z jednego miejsca poboru, ale jednocześnie zwiększał czas trwania cyklu pracy, a nadto w niektórych wypadkach okazało się konieczne doładowywanie wozu terenowego dodatkowym czerpakiem, a to z uwagi na niedostateczne napełnianie czepaka przy zleżałym i zbitym gruncie.

Kierowca Glebyszew, w celu zwiększenia ilości napełnionych czepaków, uderzał otwartym dnem czepaka w miejscu poboru ziemi, przy kątach obrotu ramienia koparki 90° — 120° i doprowadzał w rezultacie do obsunięcia się ziemi, co pozwoliło mu na maksymalne wykorzystanie jednego stanowiska koparki oraz na pełne nabieranie rozpulchnionej ziemi do czepaka.

W rezultacie metoda kierowcy Glebyszewa przy napełnianiu wozów terenowych okazała się skuteczniejszą od metody Wasiljewa i doprowadzała do szybszego naładowania jednego wozu terenowego, a tym samym całego zespołu wozów.

TABLICA IV

Wyniki pracy Wasiljewa i Glebyszewa przy kopaniu — w sek.

Wyszczególnienie poszczególnych czynności — kopaczek	Wasiljew			Glebyszew			Zestawienie lepszych rezultatów w czasie		
	przy kątach obrotu ramienia koparek w stopniach								
	80	120	180	80	120	180	80	120	180
Praca czepaka	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Próżny powrót czepaka do miejsca poboru ziemi	3	5	8	4	6	9	3	5	8
Nabieranie ziemi czepakiem	7	8	8	7	7	8	7	7	8
Obrót i podniesienie napełnionego czepaka	5	7	11	5	8	11	5	7	11
Ogólny czas trwania cyklu pracy — przy uko- paniu ziemi	16	21	28	17	22	29	16	20	28

Przedstawiona tab. V daje wyniki prac obu kierowców przy ładunku jednego wozu terenowego.

TABLICA V

Wyniki pracy Wasiliewa i Glebyszewa przy załadunku jednego wozu terenowego.

W a s i l j e w				G l e b y s z e w			
Kąt obrotu ramienia koparki	Ilość czerpaków	Czas trwania jednego cyklu w sek	Ogólny czas trwania w sek	Kąt obrotu ramienia koparki	Ilość czerpaków	Czas trwania jednego cyklu w sek	Ogólny czas trwania w sek
mniej niż 80°	2	16	32	mniej niż 80°	2	17	34
90° — 120°	4	21	84	90° — 120°	9	22	198
150°	6	25	150	150°	2	29	58
150° — 180°	2	28	58	uderzenie w miejscu poboru ziemi	1	10	10
Ogólna ilość czerpaków i czas trwania załadunku jednego wozu terenowego	14	—	322 sek lub 5,4 min.	Ogólna ilość czerpaków i załadunek jednego wozu terenowego z uderzeniem w miejscu poboru ziemi	13	—	300 sek lub 5 min.

Czas trwania załadowanego zestawu wozów terenowych, składającego się z 6 wozów, u kierowcy Glebyszewa wynosił 29 min, a u kierowcy Wasiliewa czas trwania załadunku wynosił 32 min.

Stosowanie metody inż. Kowalowa choć wymaga wielkiego i długotrwałego nakładu pracy, przynosi jednak olbrzymie korzyści tak gospodarce narodowej, jak i bezpośrednio robotnikom.

Niejednokrotnie może się zdarzyć, że przeprowadzona metodą inż. Kowalowa analiza wykonania jakiejś pracy spowoduje wprowadzenie usprawnienia, racjonalizowania samego procesu technologicznego. Jest to oczywiście bardzo korzystne. I chociaż wprowadzanie usprawnień w procesach technologicznych nie jest zasadniczym celem metody inż. Kowalowa, jednak fakt, że może stać się ona źródłem takich usprawnień, podnosi jeszcze bardziej jej wartość.

W Polsce pierwszy posłużył się metodą Kowalowa inż. Ryszard Borkowski, przeprowadzając w fabryce sprzętu górniczego analizę, a następnie usprawnienie pracy kilku tokarzy. Praca inż. Borkowskiego, choć dotyczyła w pierwszym etapie niewielkiego odcinka pracy, szybko przyniosła rzucające się w oczy dodatnie wyniki, a przede wszystkim wzbudziła ol-

brzymie zainteresowanie tak wśród inżynierów i techników, jak i wśród przodowników pracy oraz współzawodniczących robotników.

Realizacja Planu 6-letniego — to wielkie, przełomowe, gigantyczne zadania. Nie potrafilibyśmy go wykonać, gdyby nie wszechstronna pomoc ZSRR, gdyby nie możliwość oparcia się na doświadczeniach i osiągnięciach naukowych, technicznych i produkcyjnych ludzi radzieckich.

Metoda inż. Kowalowa, zespalać w ramach współzawodnictwa pracy wysiłek mas robotniczych z pracą inżynierów, ułatwi w dużym stopniu na wielu odcinkach wykonanie zadań Planu 6-letniego. Nie wolno nam niczego zaniedbywać, aby tę metodę w naszym przemyśle i rolnictwie najbardziej racjonalnie wykorzystać i rozpowszechnić.

Osiągnięcia Związku Radzieckiego złączmy z naszymi osiągnięciami. Przypomnijmy, że na VI Plenum Prezydent Bierut powiedział: „Duma z osiągnięć dokonanych wspólnym wysiłkiem, duma każdego robotnika i nauczyciela, lekarza i inżyniera z osiągnięć w pracy jest pięknym uczuciem, które winniśmy kultywować. Ambicja coraz większych osiągnięć jest piękną, szlachetną ambicją“.

INŻ. PIOTR HREBIEN

Nowoczesne maszyny używane do robót ziemnych w budownictwie wodnym ZSRR

Jednym z najważniejszych ogniw postępu technicznego jest mechanizacja pracochłonnych i ciężkich robót we wszystkich gałęziach gospodarki narodowej. Mechanizacja czyni pracę lżejszą, podnosi poważnie jej wydajność, a tym samym zwalnia znaczne ilości robotników dla innych potrzeb gospodarki narodowej.

Stalin powiedział, że „mechanizacja procesów pracy jest tą nową dla nas i decydującą siłą, bez której niemożliwe jest utrzymanie ani naszego tempa, ani nowej skali produkcji“.

W ZSRR w okresie przedwojennych pięciolatek została wykonana olbrzymia praca w dziedzinie mechanizacji ciężkich i pracochłonnych robót. Jako przykład można przytoczyć, że w dziedzinie mechanizacji wydobywania węgla i torfu Zw. Radziecki wyprzedził wszystkie kraje całego świata. W latach pięciolatek powojennej tempo i skalę mechanizacji znacznie powiększono, szczególnie w takich dziedzinach gospodarki narodowej, jak górnictwo, przemysł leśny i torfowy, budownictwo, gospodarka rolna itp. W latach ostatnich wprowadzono w użycie ogromną liczbę najróżnorodniejszych typów maszyn.

Ze względu na olbrzymi zakres robót związanych z odbudową zniszczeń wojennych i budową nowych zakładów przemysłowych, rolnych i wodnych, specjalną uwagę zwrócono na mechanizację robót w budownictwie, a to celem przyspieszenia tempa prac i obniżenia ich kosztów.

Rząd Radziecki postawił zadanie: zakończyć w ciągu najbliższych 3—4 lat mechanizację podstawowych robót budowlanych, z zapewnieniem przejścia od mechanizacji oddzielnych procesów do kompletnej mechanizacji robót: ziemnych, załadowniczych, wydławczych, transportowych, betonowych i innych.

W wyniku realizacji planu uprzemysłowienia kraju, radziecki przemysł osiągnął poważne sukcesy. Udział produkcji maszyn w ogólnej produkcji przemysłowej Zw. Radzieckiego w 1937 r. wynosił: 26,9% dobec 7,3% w 1931 r. Już w końcu drugiej pięciolatki Zw. Radziecki produkował więcej maszyn, niż jakikolwiek inny kraj europejski. Wzrost produkcji maszyn umożliwił Zw. Radzieckiemu zaopatrzenie wszystkich gałęzi gospodarki narodowej w nowoczesne urządzenia maszynowe i uniezależnienie się w ten sposób od importu. W ciągu dwóch pierwszych pięcio-

latek stworzono nowoczesny przemysł budowy maszyn, który umożliwił przekształcenie Zw. Radzieckiego w kraj przodującej techniki, kraj najbardziej nowoczesnych metod wytwórczych.

W swym sprawozdaniu na XIX zjeździe WKP(b) Stalin powiedział, że: „podstawą naszego przemysłu i rolnictwa stanowi obecnie nowa, współczesna technika. Można bez przesady powiedzieć, że z punktu widzenia techniki produkcji, z punktu widzenia nasycenia przemysłu i rolnictwa nową techniką, kraj nasz jest najbardziej przodującym w porównaniu ze wszystkimi innymi krajami”.

Powojenny plan pięcioletki postawił przed gospodarką narodową zadanie osiągnięcia w 1950 r. znacznego przekroczenia poziomu produkcji w porównaniu z 1940 r. oraz zapewnienia dalszego postępu technicznego we wszystkich gałęziach gospodarki, a między innymi szeroki rozwój mechanizacji procesów pracochłonnych.

*

W budownictwie przemysłowym i wodnym poziom mechanizacji robót ziemnych przekroczył już w 1948 r. poziom nakreślony w planie pięcioletnim.

Roboty ziemne zmechanizowano w 76,3%, a ciężka praca kopaczy została w ogromnej większości przypadków zastąpiona całkowicie przez pracę maszyn.

Przemysł maszynowy produkuje nowe potężne koparki, wywrotki samochodowe, wagony samowyladowcze, skrepery, buldożery, i maszyny transportowe w ilościach, które umożliwiają całkowite wyeliminowanie pracy ręcznej przy robotach ziemnych.

Stosowanie hydromonitorów oraz wykonywanie wykopu kanałów środkami wybuchowymi — oto potężne możliwości techniczne i nowoczesne metody pracy w Kraju Rad.

Znacznie wzrosła produkcja koparek, których produkcja w 1949 r. jest przeszło 12 razy większa niż w 1940 r. Obecnie są w użyciu koparki o pojemności czepaka 10 — 15 m³. Maszyny te umożliwiają znaczne zwiększenie efektywności mechanizacji robót ziemnych przy budowie dużych kanałów melioracyjnych, na robotach odkrywkowych itp.

Fabryka „Czerwony Ekskawator“ w krótkim czasie dostosowała swą produkcję do budowy wieloczerpakowych ekskawatorów do poprzecznych wykopów kanałów, jak EM-301, przydatnych przy wykonywaniu kanałów do głębokości 10 m, a nadto bardzo wygodnych przy oczyszczaniu kanałów z jednoczesnym wykonywaniem skarp. Inne fabryki Zw. Radzieckiego wyprodukowały wieloczerpakowe ekskawatory: EM-502 i EM-161, dostosowane do oczyszczenia i wykopu dużych i małych kanałów irygacyjnych o dużej wydajności, jak np. ekskawator EM-502, który potrafił wykonać 11 km kanału w ciągu 88 godzin. Przy budowie kanału Wołga — Don są w użyciu koparki krokowe ESz-1 z czerpakiem o pojemności 4 m³ i przy długości ramienia równej 37,6 m oraz gąsienicowe ekskawatory ES-3 z czerpakiem o pojemności 3 m³. Koparki te współpracują z samochodami-wywrotkami (autosamozwałkami): MAZ-205 i MAZ-525 o ładowności: 5 i 25 ton. Stosowane są ponadto ekskawatory ESz-14/65 o wadze 1150 ton, o objętości czepaka 14 m³, wyposażonego w ramię długości 65 m.

Przy robotach pomocniczych używane są małe gąsienicowe, uniwersalne ekskawatory o pojemności czepaka od 0,5 do 1 m³. Szeroko stosowane są także samochody samowyladowujące: ZIS-585, o ładowności 3,5 ton.

W tablicy I podane są charakterystyki nowoczesnych koparek stosowanych w Zw. Radzieckim przy robotach wodnych.

TABLICA I

Charakterystyka maszyn		Modele koparek krokowych		
		ESz — 1	ESz — 4/40	ESz — 14/65
Waga robocza w tonach		164	180	1150
Pojemność czepaka w m ³		3,4	4,0	14,0
Długość ramienia koparki w m		37,6	40,0	65,0
Promień wyładunku i kopania w m		34,0	37,0	62,0
Wysokość wyładunku w m		17,0	19,4	28,0
Normalna głębokość kopania w m		15,0	15,0	30,0
Max. głębokość kopania w m		19,8	26,0	45,0
Czas trwania cyklu pracy w sek. przy średniej głębokości kąt obrótu				
równym	$\beta = 180^\circ$	63	60	65
	$\beta = 360^\circ$	60	58	60
	$\beta = 135^\circ$	55	52	55
	$\beta = 90^\circ$	47	44	46
Wydajność przy $\beta = 135^\circ$ i różnych gruntach:				
	lekkie w m ³ /godz.	200 — 260	210 — 280	430 — 950
	średnie „ „	140 — 220	150 — 240	520 — 800
	ciężkie „ „	80 — 170	90 — 180	360 — 650
Wydajność przy $\beta = 90^\circ$ w różnych h gruntach:				
	lekkie w m ³ /godz.	200 — 320	260 — 340	1000 — 1300
	średnie „ „	160 — 240	180 — 260	700 — 1100
	ciężkie „ „	90 — 200	100 — 210	450 — 800
Wydajność przy $\beta = 180^\circ$ i w różnych gruntach:				
	lekkie w m ³ /godz.	160 — 225	180 — 250	600 — 800
	średnie „ „	120 — 185	140 — 200	450 — 675
	ciężkie „ „	70 — 140	80 — 160	315 — 550
Praca ręczna		650	700	3000
Rozchód elektrycznej energii na 1 m ³ ziemi kW/godz.		1,55	1,52	0,6 — 0,85

Warto nadmienić, że ekskawatory ESz-14/65 przy przewozie na miejsce budowy wymagają 95 platform wagonów. Montaż przy pomocy ogromnych kranów kolejowych o możliwości ładowania 75 i 45 ton, trwa 4,5 miesiąca.

Ekskawatory ESz-14/65 mają jeszcze tę przewagę nad innymi koparkami, że w ciągu 21—22 godzin na dobę mogą być w pełni wykorzystane, reszta czasu, tj. 1—2 godziny, są zużywane na kontrolne sprawdzenia działalności aparatury oraz 1 godzinę na konieczne przesunięcia koparki w ciągu pracy.

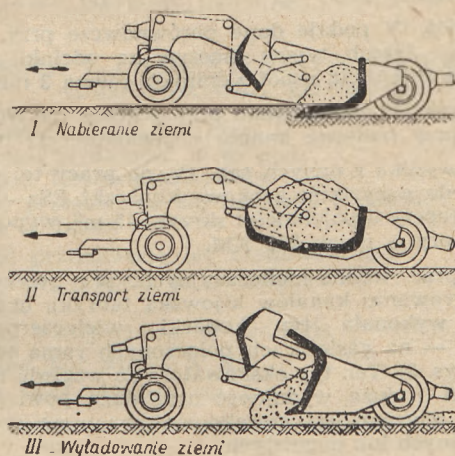
Do transportu ziemi ukopanej używane są samochody samowyladowujące (tzw. autosamozwały) MAZ-205 o nośności 5 ton, które współpracują z ekskawatorami typu SE-3. Samochody te załadują się jednym czerpakiem ekskawatora SE-3, a ciągłość pracy koparki wymaga od 15 do 20 szt. autosamozwał, przy odległości przewozu 500 — 1.000 m. Średnia dobową wydajność ekskawatora SE-3 wynosi w gruncie suchym, gliniasto-piaszczystym około 4.000 m³, a w pewnych wypadkach dochodzi do 6.000 m³. Średnia dobową wydajność autosamozwału wy-

nosi 180 — 200 m³, czyli 35 — 40 m³ na 1 tonę ładowności. Średni rozchód środków pędnych (Diesel) na autosamozwałę waha się w granicach 0,4—0,5 kg na 1 m³ ukopanej ziemi.

W zależności od rodzaju gruntu i od jego nośności, ekskawatery w zasadzie przesuwają się po drewnianych platformach, co zmniejsza czas pracy ekskawatora o 15 do 20% czasu roboczego, tym niemniej stosowanie ekskawatorów SE-3 jest b. wskazane, ze względu na ich poważną wydajność i sprawność w pracy.

Exskawator SE-3, przy wykonywaniu 90—95 tysięcy m³ robót ziemnych, przy współpracy 15 szt. autosamozwałek MAZ-205, zastępuje we wspomnianych warunkach 1500 — 2000 robotników w ciągu miesiąca. Zastąpienie autosamozwałek MAZ-205 na typ MAZ-525, o ładowności 25 ton, podnosi wydajność jednego pracownika w ciągu zmiany, do 55 m³, a wydajność ekskawatora SE-3 w tych warunkach wzrasta o 20—25% na skutek redukcji jałowych przestojów.

Jednym z najbardziej udanych typów maszyn do by obecnej są niewątpliwie skrepery stosowane przy budowlach wodnych, połączonych z robotami ziemnymi (rys. 1). Przewagą tych maszyn w porównaniu



Rys. 1

z innymi jest ich uniwersalność w łączeniu wszystkich składowych elementów cyklu pracy w automatyzacji, przy ładowaniu, transporcie i wyładunku ziemi. W tablicy II podane są wskaźniki pracy skreperów

oparte na danych doświadczalnych wypośrodkowanych w Zw. Radzieckim w 1950 r.

Wszystkie dane w tablicy II odnoszą się do zbitych gruntów kategorii III, o wilgotności 8—10% i odległości przewozu 200 — 250 m. Znamiennym jest to, że przy zwiększonej wilgotności gruntu od 17 do 30% — wydajność skrepera wzrasta o 10 do 12%. W gruntach pulchnych, w których traktor wyciska koleiny głębokie od 150 do 200 mm, wydajność skrepera spada o 15%, a to na skutek „bukowania“ gąsienic i spadku siły pociągowej.

Skrepery o pojemności skrzyni 6 m³ posiadają tę wadę, że szybciej zużywają liny od skreperów o większej pojemności skrzyni — i czas ich pracy nie przewyższa okresu 150—180 roboczogodzin. Z tych też względów skreperów o pojemności skrzyni 6 m³ przy znacznych kubaturach mas ziemnych stosować nie należy. Bardziej ekonomiczne przy wielkich objętościach robót ziemnych są skrepery o pojemności skrzyni 10 i 15 m³.

Z danych tablicy II wynika, że wydajność skrepera o pojemności 10 m³ mało przewyższa wydajność skrepera o pojemności skrzyni 6 m³. Tłumaczy się to tym, że próżny skreper (10 m³) musimy transportować na II biegu, pełny zaś na I lub II.

Celem racjonalnego wykorzystania skrepera o pojemności skrzyni 10 m³ należałoby stosować ciągnik o mocy 120 — 130 KM, bowiem praca przy ciągniku S-80 ma tę niedogodność, że trzeba w trakcie załadowywania skrepera używać popychacza, co znacznie komplikuje organizację robót i zmniejsza wydajność. Skrepery o pojemności 15 m³, analogicznej konstrukcji jak skrepery o pojemności 10 m³, pracują przy zastosowaniu silnych ciągników o mocy 200—250 KM.

Średnia godzinowa wydajność tych skreperów przy odległości przewozu 400 — 500 m wynosi 1200—1300 m³. W rezultacie wydajność pracy na jednego robotnika w ciągu zmiany wynosi około 90 m³, tj. dochodzi do wskaźników pracy przy krokowych koparkach o pojemności czepaka 4 m³.

Skrepery stosowano również zimą przy budowie kanału Wołga — Don i ustalono zmniejszenie wydajności o 25—30%, przy jednoczesnych przymusowych przestojach na remonty.

W warunkach niegłębokich wykopów i jednorodnych, ubitych gruntach, przy przewozie do odległości 400 m, skrepery o pojemności skrzyni 6 m³ są narówni wydajne, jak ekskawatery SE-3, współpracujące z autosamozwałkami MAZ-205, a skrepery o pojemności skrzyni 15 m³ — z ekskawatorami ESz-1.

TABLICA II

Wskaźniki pracy skreperów używanych w Zw. Radzieckim.

Wskaźniki doświadczalne	Skrapery z traktorem S — 80		Skrapery z traktorem i popychaczem	
	o p o j e m n o ś c i			
	6m ³	10 m ³	10 m ³	15 m ³
Srednia dobową wydajność w m ³	500	500	650	1300
Max. dobową wydajność skrepera w m ³	800	900	1100	1800
Przestoje skreperów w % w stosunku do całego czasu pracy				
a) przy niedokładnościach konstrukcyjnych	2	2,5	3	3
b) przy przeglądach technicznych pracach przygotowawczych	8	8	8	9
c) przy innych przyczynach	5 — 9	6 — 9	6 — 9	8 — 10
Właściwy rozchód paliwa na 1 m ³ gruntu w kg/m ³				
a) z zaliczeniem współpracy buldożerów	0,5	0,6	0,45	0,5
b) z zaliczeniem współpracy popychacza	—	—	0,26	0,3
Siła pociągowa skrepera w gruntach ubitych III kat. w kg				
a) przy załadowywaniu	8500	9000	15000	30000
b) przy transporcie naładowanego ziemią	1100	1400	1400	3500
c) przy transporcie próżnego	700	800	800	2000
Grubość warstwy brania w cm	10 — 15	6 — 8	8 — 10	8 — 10
Objętość gruntu w skrzyni w m ³				
a) średnio	4 — 8	8	10	14
b) maksymalnie	5,5	8,5	12	15,9
Czas napełniania skrzyni w sek.	60 — 70	80 — 90	60 — 70	80 — 100
Wydajność godzinowa czystej pracy w m ³	52	50 — 55	65 — 75	150 — 180
Średnia wydajność pracy na 1 rob.-zmianę w m ³	45 — 50	45 — 52	50 — 55	70 — 80

Wytwórnia skreperów na skalę światową stały się fabryki Zw. Radzieckiego. Produkują one skrepery najnowszych konstrukcji, z których najczęściej używane są typy przedstawione w tablicy III (rys. 2).

TABLICA III

Typy skreperów najnowszej produkcji Zw. Radzieckiego.

Typy skreperów	Pojemność skrzyni w m ³	Wydajność dzienna (8 godz.) w m ³ przy odległości przewozu 100 m
D-183	2,25	200
D-230	2,25	200
D-147	5,60	440
D-222	6,50	670
D-213	10,00	1000
D-188	15,00	1700

Do prac pomocniczych przy ekskawatorach, skreperach oraz do plantowania powierzchni mają szerokie zastosowanie buldożery.

Wydajność buldożerów przy tego rodzaju robotach, przy odległości popychania 50—60 m wynosi 600—1000 m³ w ciągu doby, tj. 50—80 tysięcy m³ w ciągu roku.

Tablica IV podaje dane porównawcze przy zastosowaniu trzech typów maszyn na odcinku pracy, z roczną objętością robót ziemnych równą 3 miln. m³.

Maszyny te zastosowano przy pracach na Wołgo — Donie, przy budowie kanału o głębokości 17 m.

Jak wynika z danych tab. IV, do pracy tej nadają się przede wszystkim krokowe kopaczki ESz — 14/65 oraz skrepery o pojemności skrzyni 15 m³, wyposażone w traktory o mocy 200 KM.

Do prac wodno-melioracyjnych, przy wykonaniu lub bagrowaniu kanałów kijowska fabryka ekskawatorów wykonała typ koparki wieloczerpakowej EM-161 — na gasienicach połączonych ramą teleskopową (rys. 3). Ten typ ekskawatora ze względu na mały ciężar i dużą wydajność oraz dużą powierzchnię oparcia o grunt jest szeroko stosowany na gruntach małonośnych lub bagnistych.

Ekskawator EM-161 może być stosowany do kanałów o szerokości dochodzącej górą do 3,5 m, przy nachyleniu skarp 0,25 do 1:1 oraz głębokości kanału 1,5 m.

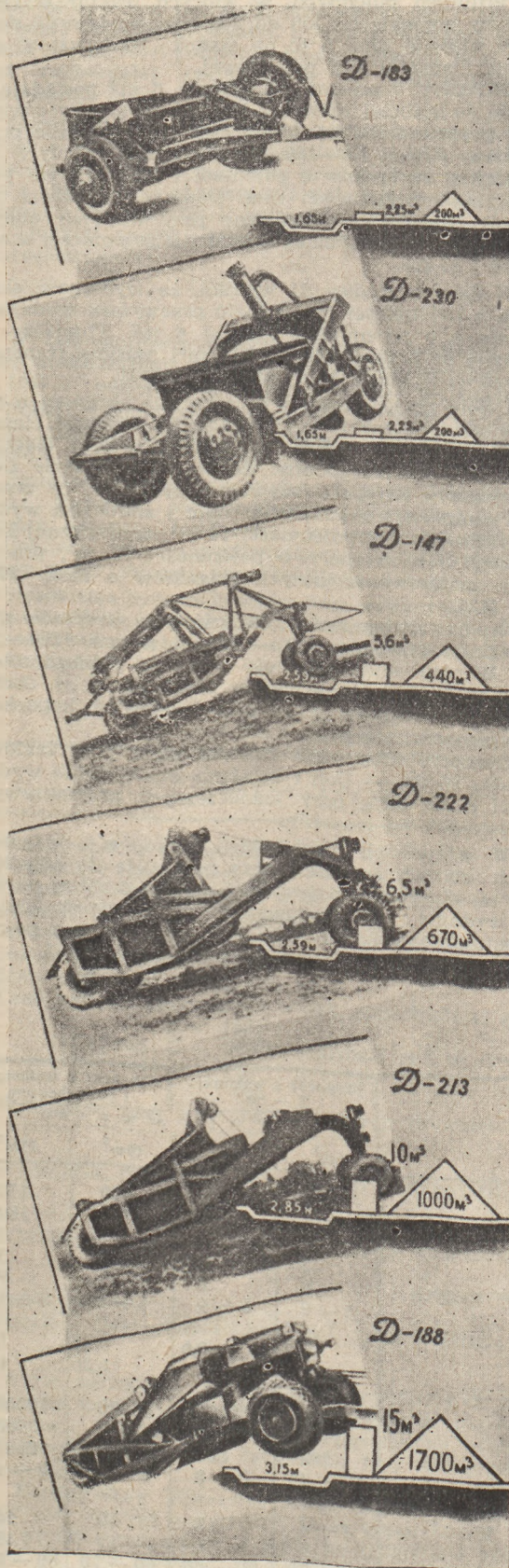
W ostatnich latach w Zw. Radzieckim znacznie zwiększył się zakres stosowania hydraulicznej metody wykonywania robót ziemnych.¹⁾ W 1949 r. wykonano tą metodą prawie 7 razy więcej pracy niż w 1940 r.

Metoda hydrauliczna, znana i stosowana od lat kilkudziesięciu przy wznoszeniu dużych budowli ziemnych ostatnio osiągnęła olbrzymie rozmach w Zw. Radzieckim. Przy budowie Dnieprostroju w roku 1930 przerobiono metodą hydrauliczną 100 tys. m³ ziemi, w dwa lata później przerób tą metodą osiągnął 600 tys. m³. Przy budowie kanału im. Moskwy hydromonitory przerobiły fantastyczną liczbę 11 miln. m³ ziemi.

Hydromonitory w porównaniu z innymi maszynami stosowanymi przy robotach ziemnych mają tę zaletę że znacznie wpływają na potaniecie robót ze względu na prostotę urządzeń i stosunkowo niski koszt inwestycji i eksploatacji, znaczną wydajność ze względu na korzystanie z wody, jako siły transportującej ziemię oraz taniość urządzeń transportowych.

Hydromonitory posiadają szeroki wachlarz zastosowania przy budowie zapór ziemnych, nasypów wałowych i drogowych, przy szlamowaniu stawów, zbiorników itp.

¹⁾ Por. art. inż. S. Sławińskiego pt. „Hydromechanizacja robót ziemnych” Gosp. Wodna Nr 6 z 1951 r. oraz art. inż. A. Riedla pt. „Hydromechanizacja robót ziemnych na wielkich budowach” Nr 9 z 1951 r.



Rys. 2

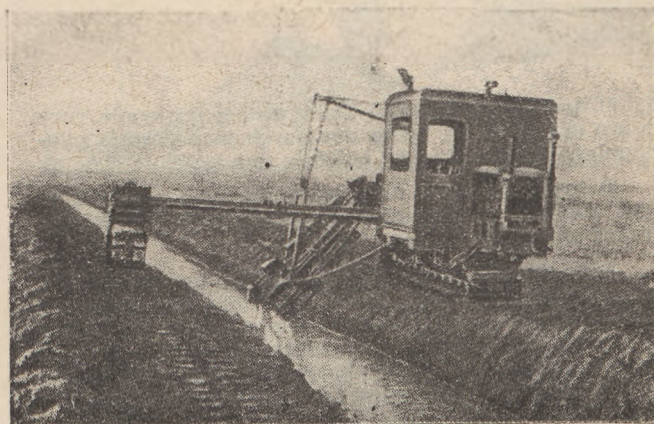
TABLICA IV

Dane porównawcze z zastosowania trzech typów maszyn przy kubaturze 3 miln. m³ robót ziemnych rocznie

Dane charakterystyczne maszyny	Krokowe koparki pracujące na odrzut		Koparki współpracujące ze środkami transportującymi urobek		Skrepery o pojemności skrzyni	
	ESz — 14 65	ESz — 4/40	SE — 3	Koszowy	15m ³	6m ³
Pojemność czerpaka w m ³	14	4	3 — 5	2,5	15	6
Ilość ekskavatorów — szt.	1	7	7	12	—	—
Ilość skreperów - kompletów z traktorami — szt.	—	—	—	—	20	60
Ilość buldożerów traktorowych S-80 — szt.	2	4	4	—	8	6
Ogólna ilość maszyn — szt.	3	11	32	104	28	66
Ciężar sprzętu w tonach	1180	1200	1770	4440	1220	1550
Ustalona moc w KM	1000	2500	1930	45000	5270	5940
Ilość robotników przy pracy na 2 zmiany	36	190	214	300	165	320
Roczny przerób na robotnika w tys. m ³	84	15,8	14	10	18	9,4
Przerób na robotnika w czasie jednej zmiany m ³	335	63	56	40	90	47
Koszt wykopania 1 m ³ w rublach	1,23	1,98	2,5	3,80	1,85	1,80
Koszt sprzętu przypadający na 1 m ³ przero-bionej ziemi w rublach	1,63	2 10	3,30	4 62	1,60	2,03
Zużycie elektroenergii na 1 m ³ ziemi w kW/godz	0,7	2,45	0,8	2,0	—	—
Zużycie środków pędnych (Diesel) na 1 m ³ ziemi w kg.	0,02	0,04	0,54	—	0,4	0,60
Ciężar sprzętu na 1 m ³ (gotowej) ziemi w kg	0,34	0,40	0,59	1,48	0,31	0,51
Faktyczna odległość przewozu ziemi w m	120	120	300	1,000	250	250

TABLICA V. CHARAKTERYSTYCZNE DANE
EKSKAWATORA EM-161.

pojemność czerpaka w litrach	16
teoretyczna wydajność w m ³ /godz	34
max. spad terenu-pokonywany	30 ⁰
szybkość przesuwania się łańcucha z czerpa-kami w m/sek	0,6
Szybkość przesunięcia się ekskavatora:	
— I bieg roboczy w km/godz	0,172
„ II „ „	0,34
szybkość transportowa w km/godz	1,5
nominalna moc silnika w KM	22
nominalna ilość obrotów na min.	1200
długość ramienia z czerpakami o pojemności 16 l w mm	
— max.	3620
— min.	3270
długość ramienia z czerpakami o pojemności 8 l w mm	
— max.	3300
— min.	3100
szerokość gąsienic w mm	
— głównych	880
— wspomagających	440
długość gąsienic w mm	
— głównych	3175
— wspomagających	1550
rozstawa osiowa 2 gąsienic (głównej i wspo-mag.) w mm	
— min. przy zsuniętej ramie teleskopowej	1750
— max. przy rozsuniętej ramie tele-skopowej	4900
Ogólny ciężar ekskavatora EM-161 w kg	8000
średni nacisk na grunt w czasie pracy w kg/cm ²	0,24



Rys. 3

Należy podkreślić, że nasypy wykonywane metodą namulania nie dają osiadania, gdyż cząsteczki ziemi układają się przeważnie ściślej, aniżeli w gruncie rodzimym, co się uzyskuje drogą dobierania odpowiedniej szybkości ruchu mieszaniny — wody i gruntu, dając w wyniku pożądane układanie się różnych frakcji gruntu wg. wymaganych założeń.

Metoda hydromechanizacji łączy nadto procesy odspojenia gruntu, transportu i umiejscowienia ziemi w budowlu lub w odkładzie, co stanowi jedno z trudniejszych zadań organizacji robót ziemnych.

Na zasadzie obserwacji ustalono, że hydromonitory mogą być stosowane tam, gdzie są zachowane następujące warunki: odpowiednie ciśnienie wody; pożądana ilość wody, oraz odpowiednie spadki terenowe.

Wielkości te, w zależności od rodzaju gruntu, zostały zestawione w tablicy VI.

TABLICA VI
Warunki stosowania hydromonitorów

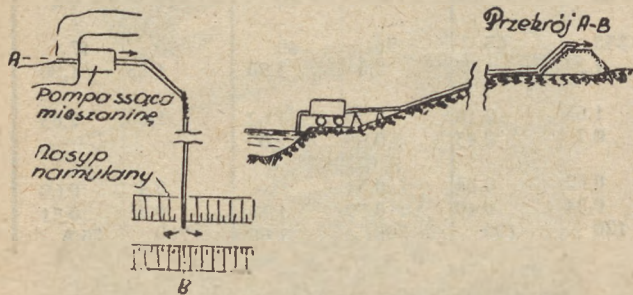
Rodzaj gruntu	Ciężar 1m ³ gruntu w stanie rodzimym w tonach	Potrzebne ciśnienie słupa wody do rozmycia H w m	Ilość wody do transportu gruntu 1m ³	Konieczne spadki terenu dla transportu rozmytego gruntu
Sypki piasek drobnoziarnisty	1,4 — 1,5	30 — 40	3 — 5	0,025 — 0,045
Piasek średnioziarnisty	1,5 — 1,6	30 — 50	4 — 8	0,03 — 0,05
„ gruboziarnisty	1,6 — 1,7	30 — 50	5 — 10	0,04 — 0,07
Ziemia piaszczysto-gliniasta	1,6 — 1,8	40 — 50	4 — 7	0,02 — 0,03
„ gliniasto-piaszczysta	1,6 — 1,7	60 — 80	6 — 7	0,015 — 0,02
Gлина lekka, rozpułchniona	1,7 — 2,0	60 — 80	7 — 8	0,015 — 0,02
„ ciężka, zleżała	1,8 — 2,0	120 — 150	12 — 15	0,015 — 0,02

Do zasilania hydromonitorów w wodę służą odpowiednio dobrane pompy odśrodkowe. Straty hydrauliczne w monitorze, w nasadce i w rurociągu doprowadzającym wodę do pompy wynoszą około 0,20 do 0,25 H .

Silna struga w procesie hydromechanizacji, wytryskująca pod ciśnieniem z dyszy, przemieszcza rozdrobioną część gruntu do miejsc ustalonych.

Trojakiego rodzaju są prace w zakresie hydromechanizacji, a mianowicie:

1) hydromonitor wsysa wodę z ziemią (bez uprzedniego rozmywania), a następnie za pomocą pompy tłocznej wyrzuca mieszaninę do miejsc wskazanych — jest to tzw. sposób refulerowy (rys. 4);

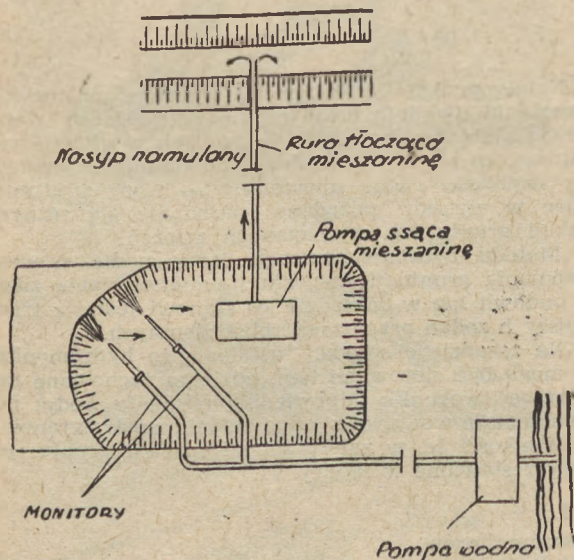


Rys. 4.

2) hydromonitor rozmywa grunt, a następnie rury ssące przy pomocy pomp tłocznych transportują mieszaninę; dwa te zespoły pracują samodzielnie (rys. 5);

3) hydromonitor i rury ssące stanowią jeden agregat roboczy i działanie tego zespołu synchronizuje pracę ssania i tłoczenia.

Przy sypaniu wału, celem zabezpieczenia od rozlewania się mieszaniny wody z ziemią wykonuje się uprzednio na sucho, z ziemi gliniastej wałki równoległe do si nasypu, przy skarpach wału, tworząc w ten sposób jak gdyby koryto, którego środek wypełnia się mieszaniną otrzymaną z hydromonitora.



Rys. 5

Szybkość wytryskującej wody z nasadki hydromonitora obliczana jest za pomocą wzoru empirycznego:

$$V = K \cdot \varphi \cdot \sqrt{2gH} \quad \text{w m/sek}$$

gdzie K — współczynnik straty ciśnienia w rurach, równający się 0,8—0,9,

φ — współczynnik szybkości w nasadce równy 0,93—0,94,

g — przyspieszenie ziemskie 9,81 m/sek²,

H — ciśnienie słupa wody w m,

Różchód wody obliczamy na zasadzie wzoru:

$$Q = V \cdot \omega = V \cdot \frac{\pi d^2}{4} = 0,785 \cdot V \cdot d^2 \quad \text{w m/sek}$$

gdzie V szybkość strugi wodnej z nasadki (m/sek),

d — średnica nasadki w m.

Niezależnie od hydromonitorów stosowane są w Zw. Radzieckim różne typy hydroelewatorów (pompy strumieniowe, inżektorowe).

Hydroelewatory służą do odpompowywania zanieczyszczonej wody z dołów fundamentowych, do pompowania mieszaniny wody z ziemią wraz z kamieniami (średnicy mniejszej od średnicy gardzieli). Hydroelewatory stosują się również do wyładunku ryb ze statków, co przyczyniło się do znacznego zmniejszenia uszkodzeń ryb — jak to miało miejsce przy stosowaniu pomp odśrodkowych w tego rodzaju pracach.

Przy zastosowaniu silosa zamiast rury ssącej (w postaci niezbyt dużego lejka), hydroelewator może być wykorzystany do hydrotransportu suchego urobku ziemi.

Stosunek objętości wymytej ziemi do wody roboczej wynosi w przybliżeniu:

przy gruntach piaszczystych	1:20
„ żwirach z drobnym szutrem	1:40
„ glinach	1:60.

Omówione szkieletowo maszyny hydromechaniczne nie wyczerpują tematu najnowszych urządzeń technicznych tego typu, podane zostały jedynie celem zobrazowania nowoczesnych metod przy robotach wodnych w Zw. Radzieckim.

Radzieccy uczeni z powodzeniem realizują zadania postawione przez Stalina: „nie tylko dopędzić lecz i prześcignąć w najbliższym czasie osiągnięcia nauki za granicami naszego kraju”. Realizując to zadanie wielkiego wodza, radzieccy uczeni budują nowe drogi rozwoju socjalistycznej techniki. Wiele tysięcy uczonych, wynalazców, inżynierów, techników, robotników-stachanowców, agronomów i przodowników pracy śmiało posuwa naprzód naukę i technikę, osiągając poważne zwiększenie wydajności pracy, obniżenie wydatków przedsiębiorstw, bardziej efektywne wykorzystanie urządzeń, maszyn, surowców i materiałów.

* * *

Przytoczone wyżej przykłady osiągnięć w dziedzinie postępu technicznego — budowy nowoczesnych maszyn w gospodarce Zw. Radzieckiego, szczególnie wydane w okresie powojennej pięcioletki, powinny obudzić twórczą inicjatywę wśród polskich inżynierów i techników. Powinno stać się kwestią naszej ambicji, by wzorować się na osiągnięciach swych radzieckich kolegów i towarzyszy. Przykłady te powinny zaplać twórczą myśl polskiego naukowca, inżyniera, technika i robotnika przy realizacji Planu 6-letniego. Powinny zmobilizować polski świat techniczny do jak najbardziej wydajnej pracy nad wykrywaniem i uruchomieniem tych olbrzymich rezerw produkcyjnych, jakie tkwią jeszcze w naszej gospodarce narodowej, aby przez realizację Planu 6-letniego budować fundamenty socjalizmu i wzmacniać siły obozu pokoju i postępu.

INŻ. FELIKS ROSIŃSKI

Wykonywanie robót melioracyjnych w trudnych warunkach gruntowych*)

Woda znajdująca się w gruncie jest zawsze elementem utrudniającym wykonawstwo robót melioracyjnych.

Zdarza się często, że dno wykopu leży poniżej poziomu wody gruntowej i jej obecność winna być brana pod uwagę zarówno przy projektowaniu (z uwagi na wyższe koszty), jak i wykonywaniu robót.

Poziomy wód gruntowych ulegają wahaniom w różnych porach roku i na przestrzeni lat suchych i mokrych. Najkorzystniejszym zatem byłoby wyczekiwanie poru i roku suchego, gdy poziom wody gruntowej będzie najniższy, bo wtedy koszty robót się obniżą. Okoliczność tę wykorzystuje się np. przy drenowaniu podmokłych sępów (wczesna jesień). Nie da się to jednak rozciągnąć na wszystkie rodzaje robót wodno-melioracyjnych z uwagi na to, że okresu suchego nie można dokładnie przewidzieć. Roboty planuje się i wykonuje od wiosny do jesieni. Część ich wypadnie w okresie suchszym. Okresy posuchy (dla robót na gruntach przesyconych wodą) zdarzają się u nas zarówno wiosną (maj — czerwiec), jak i jesienią (sierpień — wrzesień). Woda przesycająca grunt rzadko tylko jest wodą stojącą, zwykle podlega ona pewnemu ruchowi w kierunku spadku, tj. odpływu do rowu, strumienia lub rzeczki.

Woda będąca w ruchu może wywoływać pewne ciśnienie na te warstwy gruntu, w których wykonuje się roboty. Ciśnienie wody w gruncie skierowane ku górze nazywamy wyporem. Gdy wypór wody, działający na podnoże skarpy rowu lub na jego dno jest równy ciężarowi warstwy gruntu, występuje równowaga pomiędzy wyporem a ciężarem warstw górnych. Stan równowagi możemy określać wzorem $i = (1 - p) \cdot (\gamma - 1)$, gdzie i jest spadem ciśnienia $= \frac{h}{t}$, h jest wysokością parcia wody, t — głębokością wykopu, p — oznacza porowatość gruntu w procentach, a γ — ciężar właściwy ziaren gruntu (zależny od skał, ze zwietrzenia których powstał).

Dla $\gamma = 2.6$ porowatości około 35% (a więc $p = 0.35$) spadek ciśnienia $i = 1 - 0.35 \cdot (2.6 - 1.0) \approx 1$ czyli równy tangensowi kąta 45° . Gdy wielkość wyporu będzie większa niż to odpowiada spadkowi 45° , zostanie zachwiany stan równowagi, a grunt (w danym wypadku piasek) przechodzi w stan płynny, określany przez melioratorów kurzawką.

Im drobniejsze są ziarna piasku i gładzsza ich powierzchnia, tym powstanie kurzawki jest prawdopodobniejsze. Należy nadmienić, że nie tylko drobny piasek, ale każdy grunt, a nawet gruby żwir, można doprowadzić do stanu kurzawki, dając mu odpowiednio duże wielkości wyporu.

A jakie siły przeciwdziałają, żeby utrzymać skarpy względnie dno naszego wykopu w stanie równowagi, o ile na nie działa parcie boczne lub wypór? Siłami tymi są: opór tarcia pomiędzy cząsteczkami (ziarnami) gleby i przyczepność.

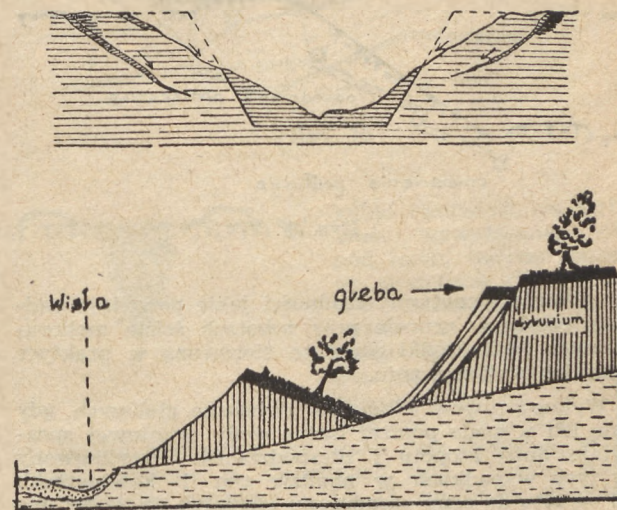
Opór tarcia pomiędzy cząsteczkami określamy i mierzymy tzw. kątem tarcia; przyczepność gruntu nazywamy kohezją.

Żwiru i piaski nie posiadają kohezji, a kąt tarcia wewnętrzznego wynosi dla nich $\varphi = 30^\circ$ do 40° (tj. $\text{tg } \varphi = 0.57$ do 0.65). Gliny i ły posiadają oprócz tarcia wewnętrznego $\varphi = 20^\circ$ do 40° , kohezję o wartości 0.03 do 0.06 kg/cm^2 . Największą kohezję (0.06 do 0.12 kg/cm^2) posiadają gliny zawierające wapno (margle).

*) Wg referatu wygłoszonego w ramach akcji szkoleniowo - odczytowej Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Wodno-Melioracyjnych w Warszawie.

Wykop czy nasyp, wykonany ze ścianami pionowymi w piasku, na skutek sił ścinających zesunie i ułoży się wg skarpy, mającej nachylenie równe kątowi tarcia.

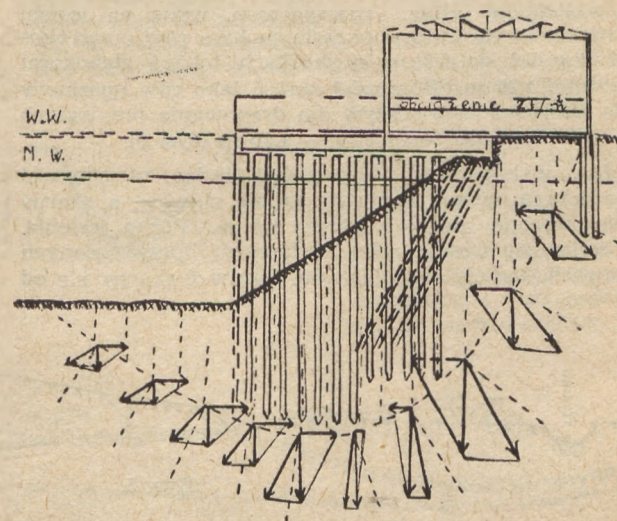
W gruntach gliniasto-piaszczystych, gliniastych i ilastych powierzchnia zesuwu nie będzie płaską lecz krzywą, wynikającą z łącznego oporu tarcia i kohezji. (Por. rys. 1 i 2).



Rys. 1 i 2

W tych wypadkach winien być brany pod uwagę odłamek krzywy (zbliżony do łukowego), a nie wzdłuż powierzchni płaskiej przy obliczeniach statystycznych murów oporowych, bulwarów nad rzekami itd., jeśli są one fundowane na gruncie ilastym lub gliniastym.

Krzywa odłamu może wtedy podejść pod zbyt płytko założony fundament i spowodować jego przesunięcie (ześlizg) (rys. 3). Środkiem zaradczym będzie przeciwdziałanie sile zsuwającej przez zabicie pali lub założenie fundamentu poniżej linii przypuszczalnego zesuwu.



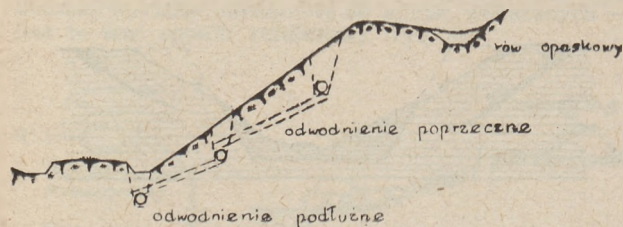
Rys. 3

Podobne zjawisko osuwania się skarp występuje przy głębokich wykopach drogowych lub kolejowych.

Radykalnym środkiem zapobiegawczym jest wykonanie rowu opaskowego na górze stoku chwyatającego

wody opadowe i wydrenowanie poprzeczne stoku dla uchwycenia wód wgłębnych, spływających w kierunku wykopu. Wody uchwyczone drenami poprzecznymi ujmują się w jeden rurociąg i odprowadza w kierunku podłużnym poza wykop (rys. 4).

Zamiast drenowania można z równym powodzeniem wykonać rowy kryte, wypełnione materiałem filtrującym (żwir — drobne kamienie). Warunkiem udania się tego rodzaju przychwycenia wód jest założenie sączków lub rowów chwytnych poniżej głębokości zamierzania gruntu.



Rys. 4

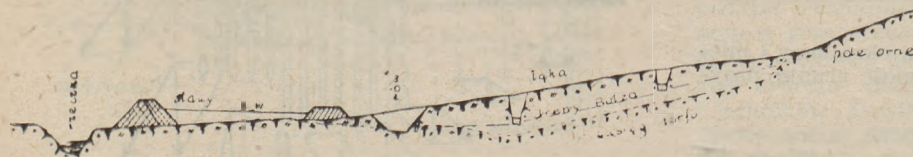
A teraz rozpatrzmy trudności jakie powoduje nadmiar wody w gruncie przy robotach ściśle melioracyjnych oraz środki zaradcze stosowane w praktyce przy ich wykonywaniu.

Wykopy rowów i kanałów zwłaszcza głębszych, gdy dno ich wypada poniżej lustra wody gruntowej sprawiają dużo kłopotu i niespodzianek. Przyjmowany w tych wypadkach w analizie cen i kosztorysach 20 — 25% do ceny zasadniczej „dodatek na wodę” nie zawsze pokrywa nieprzewidziane utrudnienia w czasie robót i potrzebę dodatkowych, a często i drogie ubezpieczeń jak płotki, kieszki faszynowe itp. Zdarza się przy tym bardzo często, że kopanie rowu czy jego odarniowanie jest utrudnione tylko w czasie roboty; po wykopaniu rowu do pełnej głębokości i odpłynięciu nadmiaru wody, ustalają się w gruncie nowe warunki równowagi (obniżenie krzywej depresji), przy których wykonane ubezpieczenia (np. płotki, czy kieszki faszynowe) okazały się zbędne.

Wypadek taki zdarzył się przy melioracji większego obiektu w m. Worniany (stawy, melioracje łąk i drenowanie torfów systemem Butza oraz normalne rurkowe).

Na granicy łąk i stawów w torfie na piasku z wkładkami gliny, przesyconym wodą na jesieni i wiosną, wykopano w okresie suchym rów o szerokości dna 0,6 do 0,8 m, o skarpach 1:1,5 i głębokości średniej 1,25 m. Rów miał służyć jako rów opaskowy dla stawów i jako odpływ dla drenowania przyległych łąk o miąższości torfu 0,80 — 1,50 m (rys. 5).

Rów wykopany w porze suchej (jesień) utrzymywał się dobrze, wykop użyto na groble stawów, a skarpy ubezpieczono darnią pasem 0,6 m. Późną jesienią, a zwłaszcza wiosną roku następnego, przy zalanych stawach, zaczęły się miejscami obsuwać skarpy nie od

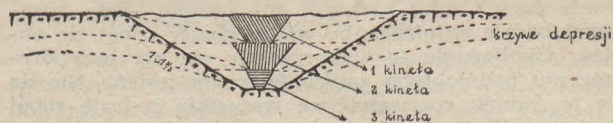


Rys. 5.

strony wody, lecz od strony mokrych łąk torfowych po drugiej stronie rowu. Większe usuwiska usunięto, zakładając miejscami płotki z rozpórkami w dnie. Po każdym większym deszczu osuwanie się skarpy powtarzało się i występowało w nowych miejscach. W tym czasie przystąpiono do drenowania łąk przyległych do rowu. Już po wykopaniu zbieraczy w odległości 15

do 20 m równoległe do rowu — zjawisko usuwania się skarpy znikło, rów poprawiono, skarpy wyłożono darnią na wysokość 0,6. Projektowane płotkowanie rowu na całej długości około 1 km okazało się zbędne.

Na innym rowie w gruncie przesyconym wodą uniknięto osuwania się skarpy przez wykopanie kinety 0,30 do 0,40 m głębokiej i dopiero po obesznięciu tej warstwy gruntu wykonano wykop wg profilu rowu; w tym wykopie powtórnie wykopano kinetę i znowu po osączeniu się wody wykonano wykop boczny i skarpy na pełną głębokość rowu. Z początku robotnicy niechętnie przyjęli ten sposób kopania, twierdząc, że im to zajmuje dużo czasu, jednak po kilku dniach przekonali się, że daje on oszczędności w pracy i powszechnie go stosowali (rys. 6).



Rys. 6

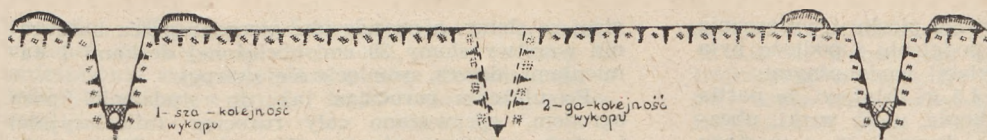
Szczególnie kłopotliwe jest wykonywanie drenowania w gruntach przesyconych wodą, co zdarza się zwykle wczesną wiosną i późną jesienią, i to nie tylko na gruntach słabszych (sapowate szczyrki) lecz i piaszczysto-gliniastych. Nawet w glinach dość zwiezłych trafiają się żyły wodonośnego piasku i lokalne źródła. Grunty takie z reguły zaleca się drenować w porze suchej (koniec lata — początek jesieni), gdy poziom wody gruntowej na tyle się obniży, że nie stanowi przeszkody w wykonywaniu drenowania normalnym sposobem.

Zdarzają się jednak wypadki, że nawet w najsuchszej porze roku występują lokalne miejsca przesycone wodą (żyły wodonośne, źródła itp.) podczas wykonywania robót drenarskich. Nadmiar wody powoduje takie rozluźnienie się cząstek gruntu, że przechodzi on często w stan półpłynny nazywany kurzawką. W rowach wykopanych w takich gruntach obrywają się skarpy, często i dno się podnosi, a układane rurociągi drenowe krzywią się we wszystkie strony. Niestarannie lub niefachowo wydrenowane takie miejsca bywają przyczyną uszkodzeń i zamulen części rurociągów, co w następstwie pociąga za sobą zepsucie się drenowania na części lub całym dziale drenarskim.

W m. Opypy pow. błońskiego wydrenowano w latach 1928 — 1930 grunty o podglebiu z drobnym piaskiem przesyconym wodą. Ponadto gleba i podglebie zawierały znaczne ilości żelaza. Po kilku latach nastąpiły zamulenia drobnym piaskiem i żelazem. Część tych gruntów musiano wydrenować na nowo, gdyż nadmiar wody nie pozwalał na normalną renowację polegającą na odkopaniu rurek, wyjęciu ich, oczyszczeniu z osadów i ponownym ułożeniu. Poza tym pole omawiane przeznaczone było pod sad, zwiększono więc głębokość, rozstaw i średnicę rurek. Z powodu dość obfitej w opady pory roku, robót nie można było wykonać jesienią. Wiosną dość suchą wykop w rowkach nie utrzymywał się nawet w skarpach 1:0,5 do 1:1. Dla

zaoszczędzenia robocizny i kosztów zastosowano kopanie na części pola rowków drenarskich co drugi lub trzeci sączek o skarpach łagodnych (1:0,5 a nawet 1:1), układano rurki prowizoryczne dla zapewnienia odpływu, a dopiero po okresie 5—10 dni

i po obniżeniu się poziomu wody wykonano pozostałe sączki w wykopie prawie normalnym, dostosowanym do różnej jakości podglebia i głębokości dren. Sączki o $\varnothing$ 5 do 8 cm układano na cienkiej warstwie mocno ubitego żużla i przykryta również warstwą żużlu 10—15 cm dla ochrony przed zarastaniem korzeniami drzew i przedostawaniem się b. drobnego piasku i że-



Rys. 7

laza do rurek drenowych. Na innej części tegoż pola kopano jednocześnie płytkie rowki dla odprowadzania wody i stopniowo je pogłębiano w miarę obsychania gruntu i obniżania się poziomu wody gruntowej. Rurki układano z początku prowizorycznie, a na stałe dopiero wtedy, gdy dna rowków nie wykazywały ani zapływania, ani też podnoszenia się do góry (rys. 7 i 8).

Roboty te oglądane 10 lat później wykazały całkowicie dobre działanie drenowania.

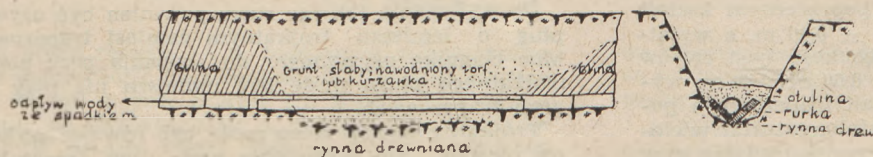


Rys. 8

W glebach podobnych do opisanych powyżej, a więc z kurzawką, b. drobnoziarnistych (gleby pyłowe, piaszki, lessy przeławicone itp.) należy okrywać rurki warstwą otuliny o grubości 10—15 cm, ze ściółki leśnej, drobnego wrzosu, torfu włóknistego, sieczki ze słomy, żwiru (ewentualnie okładać styki paskami papy lub innego materiału filtrującego wodę). Zadaniem otuliny — ściółki jest zatrzymanie najdrobniejszych cząstek gleby, któreby mogły dostać się do rurek drenowych przez ich styki i spowodować zamulenie rurociągów.

Na krótkich odcinkach rowków drenowych o niestętym dnie (np. podnoszącym się w kurzawkach) oraz w torfach o słabym dnie zaleca się układać sączki na warstwie 8—15 cm tłuczni z dren zepsutych, żwiru lub leszu, dobrze ze spadkiem ubitego. Dla uniknięcia zapadania się pojedynczych rurek, można je też układać w rynnach drewnianych zbitych z leszek, co najczęściej stosuje się w orfach (rys. 9).

Jeżeli gleba jest b. drobnoziarnista, to należy stosować otulinę wyżej opisaną.

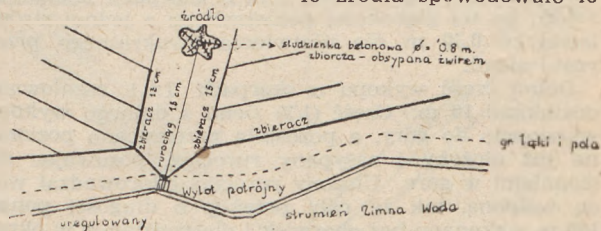


Rys. 9

Źródła występujące na polach drenowanych nie należy łączyć do zbieraczy drenowych. Przepływająca wtedy stale zbieraczami woda powoduje często ich zarastanie korzeniami roślin w okresach posuchy. Najlepiej ujmować źródła oddzielnymi rurociągami, odpowiednio ubezpieczonymi i doprowadzać bezpośrednio do rowu odpływowego, jak to podaje rys. 10.

Źródło pokazane na rys. 10 znajdowało się prawie na środku pola o powierzchni kilkunastu ha, z czego

obszar kilku ha przyległy do niego był podtopiony, a ze źródła prowadziło wodę kilka rowów utrudniających uprawę mechaniczną (orkę traktorem itp.) Zabagnienie naokoło źródła spowodowało lo-



Rys. 10

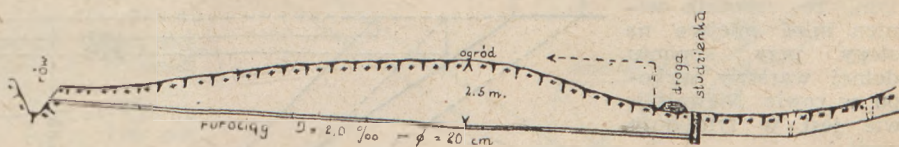
kalne tworzenie się torfowisk wywyższonego ponad teren, tworząc sztuczny wododział dla 3 działów drenarskich. Ujęcie źródła i odprowadzenie wody wprost do strumienia na tyle odводniło przyległe tereny, że drenowanie wykonano bez

trudności normalnym sposobem (bez oberwisk, szalowania wykopu w zbieraczach itp.). Ujęcie źródła w oddzielny rurociąg o $\varnothing$ 13 cm (stały przepływ 5—6 l/sek.) pozwoliło na skasowanie szeregu rowów o łącznej długości około 300 m, oraz znacznie ułatwiło i obniżyło koszty drenowania na pow. około 15 ha.

W glebach drobnoziarnistych należy stosować spadki minimalne, większe niż dla gruntów zwięzłych, a to dla uzyskania większej szybkości wody z rurociągach (co najmniej 0,3 — 0,4 m/sek), która pozwoli na wypłukanie drobnych cząstek, gdyby takowe pomimo zalecanych środków ochrony dostały się do środka rurociągów. Poza tym na glebach drobnoziarnistych nie należy wykonywać bardzo długich sączków i zbieraczy oraz projektować małych działów drenarskich, kilkhektarowych.

Duże trudności sprawiają przy wykonywaniu drenowania głębsze przekopy (ponad 1,5 m). Wprowadzie przekopów należy unikać, dostosowując układ sieci drenarskiej do konfiguracji poziomej i pionowej terenu, to jednak zdarzają się wypadki, że krótki przekop jest tańszy aniżeli okólny długi rurociąg obwo-

dowy. Dla bezpieczeństwa pracy rurociągi takie wykonuje się w wykopie oszalowanym i rozpartym, co pociąga za sobą znaczne zużycie drewna. Przytoczę tu wypadek przekopu o długości ponad 150 m i głębokości 2,5 m, przy minimalnym uciążdruze do szalowania (rys. 11).



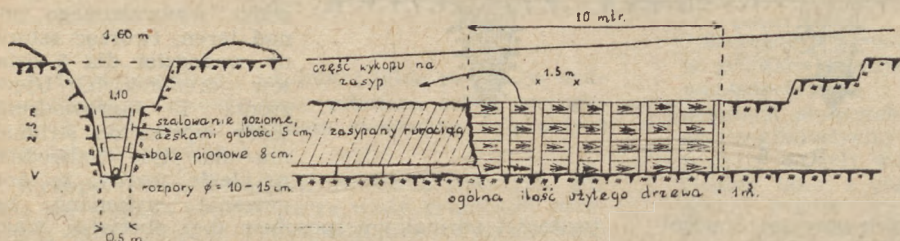
Rys. 11

Wykop rozpoczęto od rowu odpływowego, przy czym do głębokości 1,5 m rozkopywano tylko taką długość, jaką tegoż dnia zdołano ułożyć i przykryć do połowy wysokości. Rurki przykrywano otuliną ze ściółki

z uwagi na istnienie żył drobnego piasku i wysączenia się wody z dna i skarp. W podglebiu i podłożu była chuda glina piaszczysta z żyłami wodonośnymi.

Przy wejściu na głębokość 1,5 m ustalono, że partia 5 robotników i układacz wykopie, ułoży rurki, ubezpieczy je otuliną i zasypie na długości 10 m w ciągu jednego dnia. Przekrój poprzeczny rowka wybrano dwudzielny, do głębokości 1 m o skarpach łagodnych 1:0,25; na tej głębokości pozostawiono z jednej strony ławeczkę 0,30 m dla ułatwienia dwukrotnego przetrzutu ziemi.

Dolną część wykopu o skarpach 1:0,1 oszalowano odcinkami 10 m. Część (1/3) ziemi z dolnego wykopu wyrzucano do góry, a pozostałą przerzucano poziomo na już ułożony i zasypywany rurociąg, posuwając się stopniami w górę. Ułożony rurociąg odprowadzał wodę wgłębną, tak że cały przekop o długości ponad 150 m wykonano bez oberwisk i niespodzianek w okresie dwutygodniowym. W opisany sposób uniknięto wykonania rurociągu obwodowego naokoło sadu o długości ponad 400 m, uzyskując oszczędność 40%. Szczegóły organizacji robót podaje rys. 12.



Rys. 12

Rurki drenowe układano ręcznie, okrywano ściółką grubości 10–15 cm i przykrywano ziemią urodzajną. Ostatnią rurkę ułożonego rurociągu zatykano wiech-

ciem ze słomy, a na noc ubezpieczano przez narzucenie warstwy słomy 30 cm, obciążonej deskami i kamieniami (deszcz, osunięcie się skarpy).

Po ułożeniu rurociągu aż do studzienki poza ogrodem, sprawdzano cały rurociąg (niwelacyjnie) i wtedy zasypywano górną część wykopu. Zastrzec się w tym miejscu należy, że roboty tego rodzaju wymagają organizacji zapewniającej 100% bezpieczeństwa pracy; dlatego — poza zachowaniem wszystkich ostrożności technicznych — winny one być wykonywane przez przeszkolonych robotników i wysoko kwalifikowany personel nadzorujący.

* * *

Przytoczone tu z praktyki przykłady wykonywania robót melioracyjnych w trudnych warunkach gruntowych nie wyczerpują wszystkich przypadków, z jakimi meliorator może się spotkać. Opisanie ich ma na celu podkreślenie, że tego rodzaju prace stają się łatwe, o ile dokładnie poznamy warunki glebowe na każdej robocie i przewidzimy trudności, jakie przy robotach melioracyjnych nastąpi nadmiar wody w glebie.

Dokładna znajomość tych zagadnień tak teoretyczna, jak i praktyczna pozwoli na wnikliwą i ścisłą analizę kosztów robót, zoptymalizuje czasem duże ilości robocizny, materiału i sprzętu (buty gumowe, pompy do usuwania wody, materiały ubezpie-

czające itp.). Od organizacji robót zależą wyższe lub niższe koszty wykonania, a właśnie m. in. obniżenie kosztów winno być dewizą każdego melioratora.

INŻ. ZYGMUNT SOCHON

Biuro Projektów
Wodno - Melioracyjnych

Rowy o trójkątnym przekroju poprzecznym

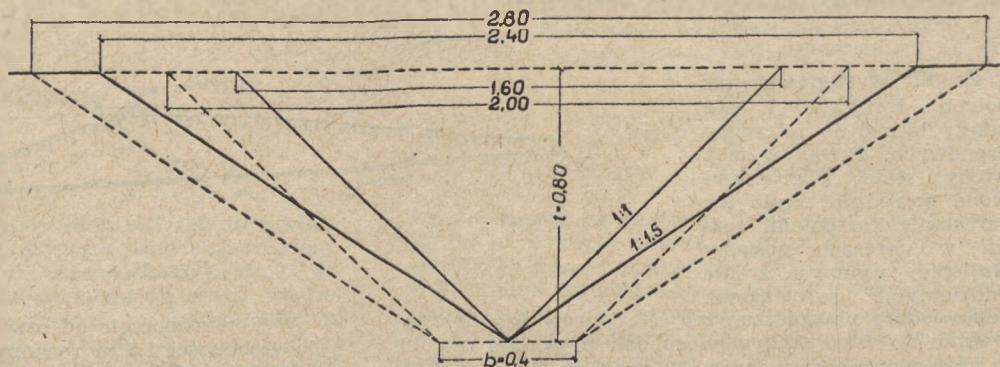
Podstawowym elementem urządzeń wodno - melioracyjnych jest rów otwarty, służący dla odwodnienia i ewentualnie dla nawodnienia. Rowy małe o lokalnym, nieznacznym zasięgu działania (tzw. trzeciorzędne) nie prowadzą większej ilości wód i dlatego wielkość ich poprzecznego przekroju nie odgrywa większej roli, jedynie zależy nam na ich odpowiedniej głębokości. Mają one w przekroju poprzecznym kształt trapezowy o szerokości w dnie $b = 0,40$ m, a wyjątkowo dopuszcza się 0,30 m. Głębokość tych rowów waha się najczęściej w granicach 0,50 do 0,80 m, wyjątkowo dochodzi do 1,0 m. Kształt trapezowy o podanej wyżej szerokości w dnie ustalony został wielowiekowym doświadczeniem i ma swoją tradycję przy zastosowaniu pracy rąk ludzkich do robót ziemnych. Uzasadnia się to tym, że robotnik winien mieć miejsce na stopy przy kopaniu dolnej warstwy wykopu w rowie. Niewątpliwie jest w tym dużo racji.

Wobec tego, że przy kopaniu małych rowów coraz szersze zastosowanie ma pług ciągniony przez traktor, lokomobilę lub specjalnie do tego celu przystosowany ciągnik — pro-

ponuję zastosowanie trójkątnego przekroju poprzecznego rowu, z nachyleniem skarp dotychczas stosowanym, w wypadkach, kiedy rów ma lokalne znaczenie (trzeciorzędne) dla odsączania wody z gruntu i ewentualnie dla nawodnienia oraz praktycznie biorąc nie ma zlewni, a więc nie prowadzi większych ilości wody.

Do wykonania takiego rowu powinien być używany pług o lemieszu trójkątnym zamiast trapezowego. Moc ciągnika używanego do kopania przy pomocy trójkątnego pługa może być mniejsza niż przy pługach trapezowych.

Trójkątny wykop rowu może być również wykonany ręcznie; nie przewiduję przy tym specjalnych



Rys 1

trudności. W pierwszej fazie kopania wykop należy wykonać do niepełnej głębokości, pozwalającej na umieszczenie stóp robotnika, a więc do szerokości u dołu 0,40 m, a w drugiej fazie — do pełnej głębokości.

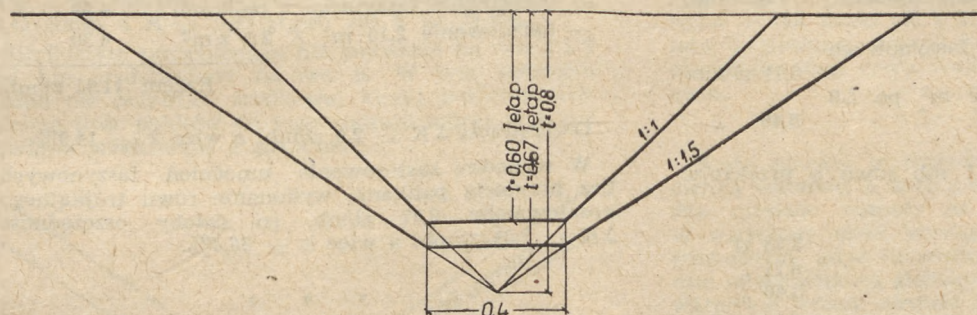
Rozpatrzmy po kolei wypadki, w których możemy stosować trójkątne przekroje poprzeczne rowów i uzyskiwane oszczędności w porównaniu z trapezowymi o szerokości w dnie $b = 0,40$ m, przy założeniu że głębokość rowu jest równa $t = 0,80$ m.

I. Rów trójkątny bez darniowania skarp (ewent. tylko obsiew) i bez umocnienia dna (rys. 1).

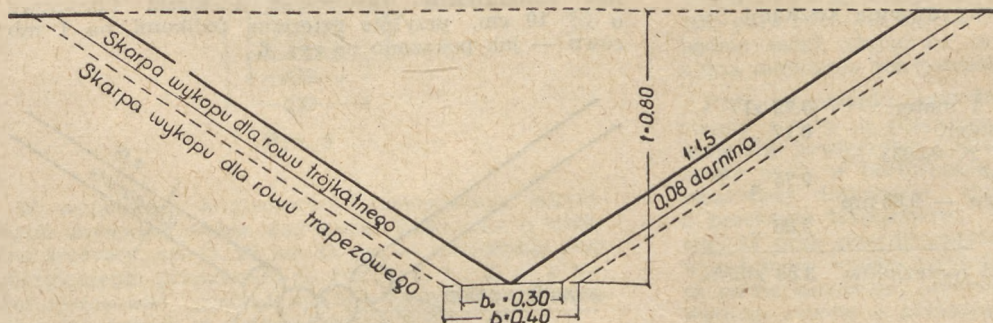
1. Skarpa 1:1,5. Powierzchnia przekroju wykopu $P_1 = 0,96$ m². Powierzchnia przekroju rowu trapezowego o szerokości w dnie 0,40 m wynosi $P_2 = 1,28$ m². Różnica $\Delta P = P_2 - P_1 = 1,28 - 0,96 = 0,32$ m². Oszczędność wyniesie $r = 25\%$. Zmniejsza się przy tym zajęta powierzchnię gruntu pod rów o $p = 14,3\%$

2. Skarpa 1:1. Otrzymamy odpowiednio $P_1 = 0,64$ m². $P_2 = 0,96$ m², $\Delta P = 0,32$ m², $r = 33,3\%$, $p = 20\%$.

W obu wypadkach zmniejsza się zajęta powierzchnię gruntu o 0,4 m² na 1 mb rowu.



Rys. 2



Rys. 3

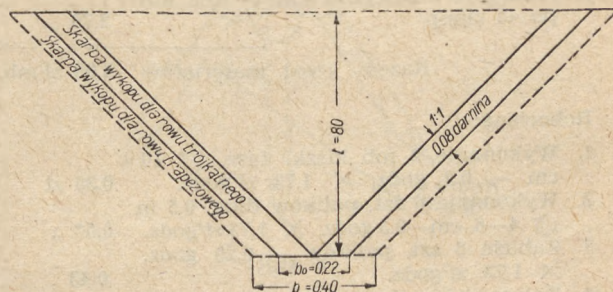
Przy pracy ręcznej — w pierwszym etapie można wykop doprowadzić do głębokości 0,67 m przy skarpie 1:1,5 i do 0,60 m przy skarpie 1:1, w którym to etapie uzyskuje się szerokość 0,40 m dogodną dla robotnika (rys. 2). W drugim etapie zostanie wykonany wykop z dolnej trójkątnej części przekroju przez ścięcie łopata wzdłuż powierzchni skarp.

III. Rów trójkątny z darniowaniem skarp bez umocnienia dna.

1. Skarpa 1:1,5 (rys. 3). Dla uzyskania głębokości $t = 0,80$ m w rowie po ułożeniu darni o grubości 8 cm, musimy wykonać wykop szerszy niż podany w p. I—1, trapezowy — o szerokości dna $b_0 = 0,30$ m. Powierzchnia tego wykopu wyniesie $P_1 = 1,20$ m². Przy $P_2 = 1,28$ m² uzyskuje się różnicę $\Delta P = 0,08$ m², co da oszczędność na wykopie $r = 6,25\%$.

Przyjmijmy, że w średnich warunkach na wykopanie 1 m³ ziemi potrzeba zużyć 1,5 robotniko-godziny płatnej po 1,73 zł/godz. Wykop będzie kosztował 2,60 zł/m³. Wobec tego w wypadku trójkątnego rowu wykop na 1 mb będzie kosztował $1,20 \times 2,60 = 3,12$ zł, zaś przy rowie trapezowym $1,28 \times 2,60 = 3,33$ zł. Przyjmując koszt darniowania po 2,0 zł/m², otrzymamy z obu wy-

padkach koszt darniowania na 1 mb rowu $2 \times 2,90 = 5,80$ zł. Wobec tego koszt wykonania 1 mb rowu trójkątnego wyniesie $K_1 = 3,12 + 5,80 = 8,92$ zł, zaś przy rowie trapezowym $K_2 = 3,33 + 5,80 = 9,13$ zł. Różnica $\Delta K = 9,13 - 8,92 = 0,21$ zł/mb. Oszczędność w tym wypadku będzie niewielka, bo zaledwie $k = 2,3\%$.



Rys. 4

2. Skarpa 1:1 (rys. 4). W tym wypadku musimy wykonać wykop z szerokości dna $b_0 = 0,22$ m. $P_1 = 0,816$, $P_2 = 0,96$ m², $\Delta P = 0,144$ m². Oszczędność na wykopie wyniesie $r = 15\%$. Obliczając jak poprzednio, otrzymamy $K_1 = 6,72$ zł/mb, $K_2 = 7,10$ zł/mb, $\Delta K = 0,38$ zł/mb, a więc całkowita oszczędność wyniesie $k = 5,35\%$.

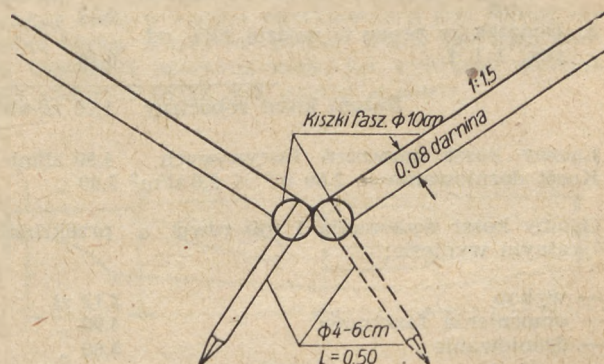
III. Rów trójkątny z darniowaniem i umocnieniem dna.

W wypadku istnienia możliwości rozmycia dna można zastosować dwie kieszki faszynowe o $\varnothing 10$ cm u dołu skarp, ewentualnie przybite ukośnymi palikami o $\varnothing 4$ cm, długości 0,50 m w ilości 3 sztuk na 1 mb rowu, zabijającymi naprzemiennie.

1. Skarpa 1:1,5 (rys. 5). Wykop będzie jak w p. I poz. 1. Otrzymaliśmy oszczędność na wykopie $3,33 - 3,12 = 0,21$ zł/mb.

Dla obliczenia możliwości do uzyskania oszczędności na ubezpieczeniu faszynowym, przeprowadzimy analizę kosztów 1 mb umocnień w rowie o przekroju trapezowym i trójkątnym.

A. Rów trapezowy, umocniony kieszką faszynową o $\varnothing 10$ cm za palikami z obu stron dna.



Rys. 5

Materiały:

1. Faszyna $2 \times 0,02 \text{ mp} = 0,04 \text{ mp}$ po 18 zł/mp	0,72 zł
2. Drut 0,07 kg po 2,4 zł/kg	0,17 „
3. Drzewo na 6 palików $6 \times 0,0033 = 0,020 \text{ m}^3$ po 75 zł/m ³	1,50 „
4. Transport z odległ. 5 km — 0,06 mp po 45 zł/mp	2,70 „

Razem koszt materiałów 5,09 zł/mb.

Robocizna:

1. Wykonanie 2 mb kieszki fasz. $\varnothing 10 \text{ cm}$ — 0,2 godz. $\times 1,73 \text{ zł/godz.}$	0,35 zł
2. Wykonanie 6 szt. palików dług. 0,5 m $\varnothing 4-6 \text{ cm}$ — 0,3 godz. $\times 1,73 \text{ zł/godz.}$	0,52 „
3. Zabicie 6 szt. palików — 0,25 godz. $\times 1,73 \text{ zł/godz.}$	0,43 „
4. Założenie kieszek — $2 \times 0,05 = 0,10 \text{ godz.}$ po 1,73 zł/godz.	0,17 „
5. Dodatek za pracę w wodzie 25% od poz. 3 i 4	0,15 „

Razem koszt robocizny 1,62 zł/mb.

Łączny koszt umocnień faszynowych $5,09 + 1,62 = 6,71 \text{ zł/mb.}$ Koszt darniowania — $2,70 \text{ m}^2$ po 2,0 zł/m² = 5,40 „

Ogólny koszt wykonania 1 mb rowu o przekroju trapezowym wyniesie:

— wykop	3,33 zł
— umocnienia faszynowe	6,71 „
— darniowanie	5,40 „

Ogółem 15,44 zł/mb.

B Rów trójkątny umocniony dwiema kieszkami faszynowymi o $\varnothing 10 \text{ cm}$.

Materiały:

1. Faszyna jak pod A. p. 1 mater.	0,72 zł
2. Drut jak pod A p. 2 mater.	0,17 „
3. Drzewo na paliki — $3 \times 0,0033 = 0,010 \text{ m}^3$ po 75 zł/m ³	0,75 „
4. Transport z odległ. 5 km — 0,05 mp po 45 zł/mp	2,25 „

Razem koszt materiałów 3,89 zł/mb.

Robocizna:

1. Wykonanie 2 mb kieszki faszyn. — jak pod A p. 1 — rob.	0,35 zł
2. Wykonanie 3 szt. palików dług. 0,50 m $\varnothing 4-6 \text{ cm}$ — 0,15 godz. $\times 1,73 \text{ zł/godz.}$	0,26 „
3. Zabicie 3 szt. palików — 0,125 godz. $\times 1,73 \text{ zł/godz.}$	0,22 „
4. Założenie kieszek — jak pod A p. 4 — rob	0,17 „
5. Dodatek za pracę w wodzie 25% od poz. 3 i 4	0,10 „

Razem koszt robocizny 1,10 zł/mb

Łączny koszt umocnień faszynowych 4,99 zł/mb
Koszt darniowania — $2,80 \text{ m}^2 \times 2,0 \text{ zł/m}^2$ 5,60 „

Ogólny koszt wykonania 1 mb rowu o przekroju trójkątnym wyniesie:

— wykop	3,12 zł
— umocnienia faszynowe	4,99 „
— darniowanie	5,60 „

Ogółem 13,71 zł/mb.

Oszczędność na 1 mb przy zastosowaniu rowu o przekroju trójkątnym wyniesie:

 $\Delta K = 15,44 - 13,71 = 1,73 \text{ zł/mb}$, to jest 1730 zł/kmb, co stanowi $k = 11,2\%$ w porównaniu z kosztem dotychczas stosowanego rowu o przekroju trapezowym.Gdybyśmy w rowie trójkątnym nie przybijali kieszek faszynowych palikami, to wykonanie tego rowu kosztowałoby 11,97 zł/mb, co dałoby oszczędność $\Delta K = 3,47 \text{ zł/mb}$, a więc $k = 22,4\%$.

2. Skarpa 1:1. Przy tym samym umocnieniu jak poprzednio otrzymamy na 1 mb:

A. przy rowie trapezowym

— wykop $0,96 \text{ m}^3 \times 2,60 \text{ zł/m}^3$	2,50 zł
— umocnienia faszynowe	6,71 „
— darniowanie $2,10 \text{ m}^2 \times 2,0 \text{ zł/m}^2$	4,20 „

Razem 13,41 zł/mb.

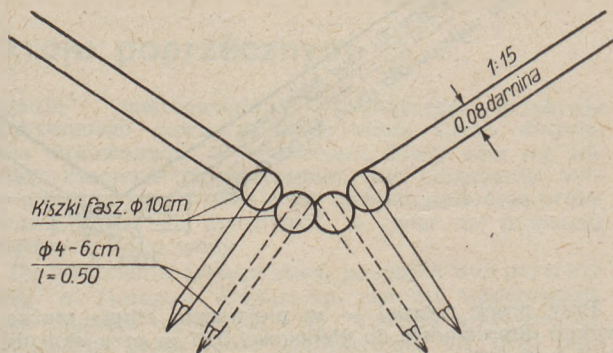
B przy rowie trójkątnym

— wykop $0,816 \text{ m}^3 \times 2,60 \text{ zł/m}^3$	2,12 zł
— umocnienia faszynowe z palikami	4,99 „
— darniowanie $2,15 \text{ m}^2 \times 2,0 \text{ zł/m}^2$	4,30 „

Razem 11,41 zł/mb.

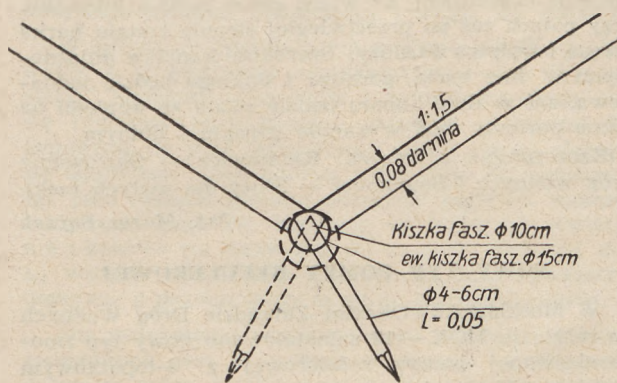
Oszczędność $\Delta K = 2,0 \text{ zł/mb}$, a więc $k = 14,9\%$.W wypadku zastosowania umocnień faszynowych bez przybicia palikami, wykonanie rowu trójkątnego kosztowałoby 9,87 zł/mb, co dałoby oszczędność $\Delta K = 3,54 \text{ zł/mb}$, a więc $k = 26,4\%$.

* * *

W wypadkach, kiedy należy dać silniejsze umocnienie, moglibyśmy zastosować 4 kieszki faszynowe o $\varnothing 10 \text{ cm}$, przybite czterema palikami na 1 mb rowu — jak pokazano na rys. 6.

Rys. 6

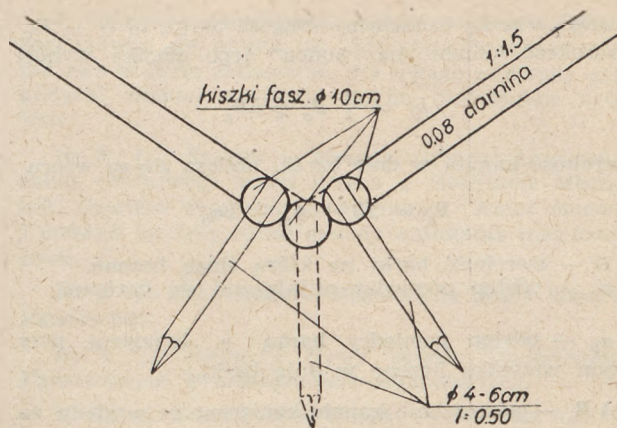
Wtedy przy skarpie 1:1,5 otrzymamy koszt $K_1 = 17,12 \text{ zł/mb}$, co w porównaniu z kosztem wykonania rowu trapezowego (2 razy po 2 kieszki $\varnothing 10$ i po 6 palików na 1 mb), który wynosi $K_2 = 18,69 \text{ zł/mb}$, daje oszczędność $\Delta K = 1,57 \text{ zł/mb}$, a więc $k = 8,4\%$.Przy skarpie 1:1 otrzymamy: dla rowu trójkątnego $K_1 = 15,12 \text{ zł/mb}$, za dla rowu trapezowego $K_2 = 16,86 \text{ zł/mb}$. Oszczędność wynosi $\Delta K = 1,74 \text{ zł/mb}$, co stanowi $k = 10,3\%$.Przy zwięźlejszych gruntach, dla ochrony jedynie przed możliwością pogłębienia się rowu trójkątnego, moglibyśmy dać zamiast dwóch kieszek faszynowych — jedną o $\varnothing 10 \text{ cm}$, przybitą palikami o $\varnothing 4-6 \text{ cm}$ długości 0,50 m, w ilości 2 szt. na 1 mb (rys. 7).



Rys. 7

Wtedy koszt wykonania rowu trójkątnego wyniesie przy skarpie 1:1,5 — $K_1 = 11,74$ zł/mb, co w stosunku do kosztu rowu trapezowego $K_2 = 15,44$ zł/mb da oszczędność $\Delta K = 3,70$ zł/mb, co stanowi $k = 24\%$. Przy skarpie 1:1 będzie $K_1 = 9,54$ zł/mb, $K_2 = 13,41$ zł/mb. $\Delta K = 3,87$ zł/mb, zaś $k = 28,9\%$.

Silniejszym umocnieniem niż pokazane na rys. 5 i 7 jest typ przedstawiony na rys. 8. W tym wypadku można nie przybijać środkowej kieszki palikami. Potrzebna ilość palików do tego rodzaju umocnienia nie powinna przekraczać 4 sztuk/mb.



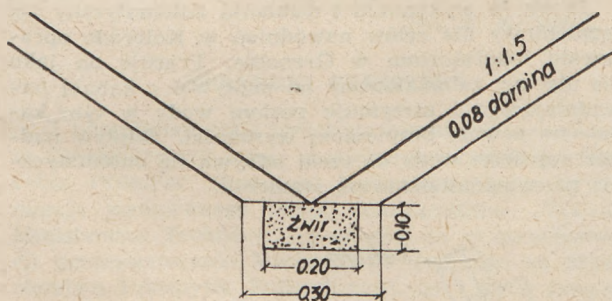
Rys. 8

Jeślibyśmy mieli pod dostatkiem w sąsiedztwie grubego żwiru i bardziej by się to kalkułowalo niż zastosowanie umocnień faszynowych, moglibyśmy dać np. do głębokości 10—20 cm pod dnem rowu warstwę żwiru na szerokości 20—30 cm (rys. 9). Wkładka żwirowa — tak samo jak i kieszki faszynowe — spełniałaby do pewnego stopnia funkcję drenu a jednocześnie chroniłaby dno rowu trójkątnego przed ew. rozmyciem.

* * *

Woda płynąca w rowach o przekroju trapezowym cienką warstwą, a więc z małą prędkością, łatwo osadza niesione namuły na dnie rowu. To zjawisko w mniejszej skali wystąpi w rowach o przekroju trójkątnym, gdyż niewielka ilość płynącej wody będzie miała większą głębokość i większą prędkość. Niewątpliwie jednak nieduża ilość niesionego przez wodę materiału może spowodować pewne zamulenie i spływanie rowu, większe niż przy rowie trapezowym. Jednakże konserwacja rowu trójkątnego jest łatwiejsza, gdyż robotnik łopatą z długim ok. 2 m styliskiem będzie mógł, stojąc na brzegu rowu, łatwo usunąć z dna zamulenia bez potrzeby schodzenia na dno rowu.

Przy stosowaniu nawodnień podsiąkowych w systemie rowów o przekroju trójkątnym uzyskuje się mniejszą powierzchnię parowania, a więc i mniejsze straty wody w porównaniu do wielkości tego rodzaju strat przy dotychczas stosowanym systemie rowów o przekroju trapezowym. Prócz tego należy podkreślić, że przy nawodnieniach mniej potrzeba wody do wypełnienia rowów trójkątnych niż trapezowych. Ma to swoje znaczenie, przemawiające również za stosowaniem rowów o przekroju trójkątnym.



Rys. 9

W wypadkach konieczności zastosowania silniejszych umocnień można dać kieszki faszynowe o większej średnicy, np. 15, 20 lub 25 cm, — szczególnie przy ubezpieczeniu pokazanym na rys. 5, 6, 7 i 8, — a nawet zastosować prefabrykowane elementy z drewna, gliny lub betonu w formie korytek kątowych.

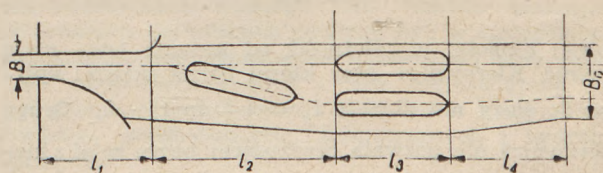
PRZEGLĄD WYDAWNICTW

RACJONALNE ROZWIĄZANIE KANAŁÓW DOJAZDOWYCH DO ŚLUŻY

Dla ciągłości żeglugi i szybkości prześluzowania ma duże znaczenie wprowadzenie barek przy śluzie na potrzebny kierunek, unika się przez to niepotrzebnego balansowania barki w poszukiwaniu właściwego toru. Specjaliści radzieccy określili ściśle długość odcinka, na którym barka musi przejść z kierunku osi śluzy na kierunek swojej dalszej drogi w kanale. Długość tę podzielono na cztery różne odcinki, które nazwano l_1, l_2, l_3, l_4 . Długości te są zależne od położenia jakie ma zająć barka na tym odcinku.

Wychodząca ze śluzy barka, tak długo porusza się po prostej będącej przedłużeniem osi śluzy, dopóki tył barki nie minie zewnętrznej krawędzi głowy śluzy; od tego miejsca powinno zacząć się poszerzenie kanału, umożliwiające wykręcenie się barki. Długość

pierwszego odcinka l_1 przyjmuje się równą długości barki, na jaką liczona jest śluza. Taką samą długość odcinka l_1 możemy zastosować w wypadku, gdy będziemy brali w swoich rozwiązaniach pod uwagę nie jedną barkę, a cały ich pociąg. Wtedy pierwsza barka względnie holownik może już wykręcać, podczas gdy następna barka jest jeszcze w śluzie.



Rys. 1

Jeśli prze L_c oznaczymy długość barki, to $l_1 = L_c$. Szerokość kanału na końcu tego odcinka wynosi

$$b_1 = \frac{1}{2} B_0 + \Delta B_0$$

szerokość kanału w dnie barek, oblicza się ze wzoru

$$B_0 = 2B + a_c + 2a_b$$

B — szerokość barki na którą służę liczoną,

a_c — odstęp pomiędzy mijającymi się barkami,

a_b — odstęp pomiędzy barką a brzegiem, przy czym wszystko liczone w dnie barki,

ΔB_0 — poszerzenie kanału konieczne ze względu na zwroty barek,

$$\Delta B_0 - m \cdot f = \left(1 + \frac{3}{K}\right) \frac{L_c}{8K},$$

R — promień łuku zaokrąglającego,

$K = \frac{R}{L_c}$ przy czym Semianow doradza przyjmować $R = 3L_c$ wobec tego $K = 3$.

Długość następnego odcinka, na którym następuje zwrot barek wynosi:

$$l_2 = \sqrt{L_c^2 + c(4R - c)}$$

przy czym

$$c = \frac{1}{2} (a_c + B + \Delta B_0).$$

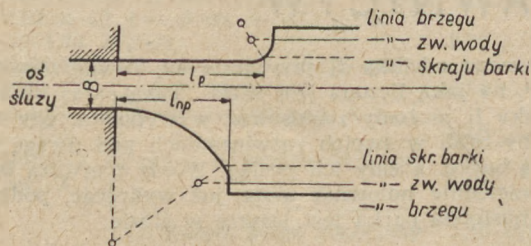
Szerokość kanału na końcu tego odcinka wynosi $b_2 = B_0 + \Delta B_0$. Długość części trzeciej, powinna być równa długości barki, gdyż na tym odcinku barka przechodzi w swoje normalne położenie.

Szerokość kanału na końcu tego odcinka $b_3 = B_0 + \Delta B_0$.

Kanał, mający na trzecim odcinku szerokość $B_0 + \Delta B_0$ ma teraz przejść w kanał o normalnej szerokości B_0 . Rolę tej prostej przejściowej spełnia odcinek $l_4 = 20 \Delta B_0$. Szerokość kanału na końcu tego odcinka wynosi $b_4 = B_0$.

Wyprowadzenie wzorów na poszerzenie kanału dojazdowego ΔB_0 i na długości poszczególnych odcinków l_1, l_2, l_3 i l_4 nie podaje, wyprowadzenia te mogą zainteresowani znaleźć i sprawdzić w książce Semianowa „Służa dla małych rzek”.

Dla jak najłagodniejszego wprowadzania barki z kanału w służę stosowane są pale kierujące, o układzie w rzucie poziomym jak na rys. 2. Kierownice są



Rys. 2

różnej długości w zależności od zadania jakie mają spełnić. Kierownica, przy której barka skręca i wpływa do służy ma długość $l_p = \left(\frac{3}{4} \text{ do } 1\right) \cdot L_c$. Druga kierownica nie pozwala oczekującej barce zejść z kierunku, ma ona długość $l_{mp} \left(\frac{1}{2} \text{ do } \frac{3}{4}\right) \cdot L_c$.

Pale kierujące po stronie poszerzonej kanału nie pozwolą oczekującej na wjazd barce zejść z kierunku, przy palach zaś po przeciwległej stronie kanału barka skręca i wpływa do służy. Szerokość kanałów dojazdowych w dnie barki, górnego i dolnego będzie jednakoowa, zaś w dnie kanału będzie różna ze względu na różne poziomy wód w kanale górnym i dolnym.

(Zaczerpnięte z książki: Kalinowicz — Służowanie dróg wodnych i Semianow — Służa dla małych rzek).

Inż. Maria Bączek

NOWY TYP POMPY REFULEROWEJ

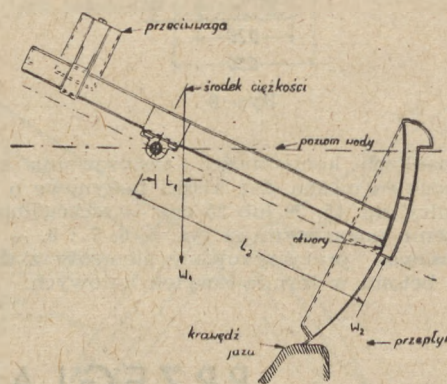
W Moskiewsko-Okskim Zarządzie Dróg Wodnych na refulerze MOK — 13 zainstalowano nowy typ zmodernizowanej pompy refulerowej z 4-łopatkowym śmigłem. Modernizacja ta jest pomysłu inż. W. J. Pacuła. Nowa pompa w porównaniu z pompami starych konstrukcji jest bardziej wydajna od krajowych i zagranicznych pomp tego rodzaju. Wyniki badań i eksploatacja próbna pompy zmodernizowanej na refulerze MOK — 13 pozwoliły zaprojektować pompę zunifikowaną dla zamiany przestarzałej pompy na parowych refulerach o mocy maszyn 100 do 500 KM oraz wydajności od 100 do 500 m³ gruntu na godzinę.

(„Riechnoj Transport“ Nr 2/51),

TRS

NOWY TYP AUTOMATYCZNEGO JAZU SEGMENTOWEGO

Prosty w wykonaniu i działaniu automatyczny jaz segmentowy dla celów nawodnień w Kolorado opracowało laboratorium w Grenoble. Pracuje on jako jaz ulgowy, zainstalowany na odpływie z kanału nawodniającego i utrzymuje poziom wody w tym kanale na pewnej bezpiecznej wysokości. Odpływ nadmiernej ilości wody do rzeki odbywa się automatycznie przez podniesienie się segmentu.



Rys. 1.

Szczegóły konstrukcyjne wyjaśnia rysunek.

Po ustaleniu normalnego zwierciadła wody w kanale należy jaz zrównoważyć przez odpowiednie przesunięcie przeciwwagi, za pomocą specjalnych rygli.

Na konstrukcję działać teraz będą następujące siły i ramiona sił:

W_1 — siła ciężkości,

L_1 — ramię siły ciężkości,

W_2 — wypór wody,

L_2 — ramię siły wyporu.

Przy podnoszeniu się poziomu wody w kanale siła W_2 działająca na zatopioną część kłapy wzrasta, przez co moment otwierania $W_2 L_2$ staje się większy od momentu zamykania $W_1 L_1$ i jaz się otwiera.

Odwrotnie, gdy poziom wody dąży do obniżenia jako wynik otwartych wrót, moment zamykający pokonywa moment otwierający i kłapa się opuszcza.

W momencie otwierającym zmienną jest W_2 (L_2 jest stałe), a w momencie zamykającym — L_1 (W_1 jest stałe). Momenty otwierania i zamykania mogą stać się równymi przy każdym punkcie, ponieważ W_2 zmniejsza się przy podnoszeniu zasuwy a L_1 również się zmniejsza. Gdy poziom wody dąży do obniżenia, np. jako rezultat zanadto wielkiego dopływu, moment zamykania staje się większym od momentu otwierania i zasuwa się zmiza, zaś W_2 zaczyna wzrastać, gdy L_1 wzrasta i momenty się równają przy mniejszym dopływie a poziom wody w gorze pozostaje stałym.

Dla zwiększenia bezpieczeństwa górna część kłapy zaopatrzona jest w występ (widoczny na rysunku), osiagając który woda zwiększa wydajnie siłę wyporu. Normalnie występ ten jest ponad poziomem wody, lecz w wypadku pewnego zacięcia się kłapy zostaje on zatopiony i zwiększa wypór powodując podniesienie się kłapy.

Kłapa zaopatrzona jest w amortyzatory hydrauliczne dla stumienia działania wahan powierzchni wody, spowodowanych wiatrem lub innymi przyczynami.

Opisana wyżej konstrukcja, to nowy odrębny typ jazu automatycznego, których projektowanie zaczyna się coraz bardziej rozpowszechniać. Przykładem tego są opisane przez nas niedawno jazy prof. Jermarza¹⁾ („Engineering New -Record“, 10 sierpień 1950).

Inż. Z. Mikulski

„STAVEBNI PRUMYSŁ“

Z początkiem roku bieżącego zaczęło ukazywać się w Czechosłowacji nowe czasopismo techniczne „Stavebni Prumysl“ (Przemysł Budowlany) jako kontynuacja wydawanego dotąd dwutygodnika „Vestnik Ministerstva Techniky“. Nastąpiło to w konsekwencji przemianowania Ministerstwa Techniki na Ministerstwo Przemysłu Budowlanego, co z kolei podyktowane zostało koniecznością zwiększenia tempa prac dla wykonania zadań 5LP (pięciolatki).

W przedmowie do numeru pierwszego, pt. „Do trzeciego roku pięciolatki“ czytamy m. in. następujące słowa min. Slechty: „...Ministerstwo Techniki zostało przemianowane na Ministerstwo Przemysłu Budowlanego, abyśmy mogli pełnić swe zadania jeszcze lepiej. Musimy przy tym zdać sobie sprawę z tego, żeśmy tym samym zwiększyli ilość pracy, a szczególnie staliśmy się odpowiedzialnymi za większą część przemysłu materiałów budowlanych, który przechodzi do naszej kompetencji, także wzięliśmy na siebie i zobowiązaliśmy się przyspieszyć mechanizację budownictwa tak, aby mogło pełnić daleko większe zadanie niż dotąd. Dotychczasowa czynność szczególnie w dziedzinie gospodarki wodnej będzie zachowana i będą jej przydzielone większe zadania...“

Wydatną pomoc w spełnianiu tych zadań ma dać nowy tygodnik „Przemysł Budowlany“, jako organ Ministerstwa Przemysłu Budowlanego i Czechosłowackich Zakładów Budowlanych. Nowe czasopismo dawać będzie sprawozdania z wykonania planów w dziedzinie budownictwa oraz zaznajamiać czytelników z zadaniami stojącymi przed budownictwem a wynikającymi z 5LP. Poszczególne numery mają być poświęcane specjalnym problemom, jak: zagadnienie cen, mechanizacja budownictwa, planowanie itp.

Z kilkunastu wydanych dotąd numerów pisma zorientować się można, iż „Stavebni Prumysl“ spełnia swe zadania całkowicie. Na uwagę ze strony gospodarki wodnej zasługują m. in. następujące artykuły:

Nr 2. Inż. Skopek — Metody używane do rozwiązania równowagi skarp (Praca z Instytucji Mechaniki Gruntów Politechniki w Pradze). Autor omawia i poddaje krytyce różne metody obliczania mas ziemnych.

Nr 3. Dr inż. Drlik — Planowanie pracy koparek łopatowych.

Nr 4. Dr Kejla — Nowy sposób finansowania Państwowych Przedsiębiorstw Budowlanych.

Nr 6. Inż. Brazdil i inż. Kaspar — Studium o urządzeniu placu budowy i o sprzęcie budowlanym.

Nr 9. Dr inż. Drlik — Bagrowanie w wodzie. Autor podaje schematy pracy kilku typów bagrownic.

Nr 10. Dr inż. Dworak — Wpływ układu warstw geologicznych na przygotowanie prac budowlanych. Kilka przykładów z praktyki, świadczących o konieczności dokonywania dokładnych badań geologicznych przed przystąpieniem do budowy oraz o potrzebie współpracy inżyniera z geologiem.

Inż. Safarik — Prace przygotowawcze do wielkiego dzieła wodnego, przegrody betonowej. Autor podkreśla wielkie znaczenie prac przygotowawczych, jakie należy wykonać przed przystąpieniem do budowy dużych obiektów hydrotechnicznych.

Niemal w każdym numerze znajdujemy tłumaczenia lub obszerne streszczenia artykułów z prasy technicznej radzieckiej oraz przegląd najnowszej literatury radzieckiej i innej.

Dodatek do pisma stanowi „Biuletyn Ministerstwa Przemysłu Budowlanego“, gdzie zamieszczane są wszelkie rozporządzenia urzędowe dotyczące budownictwa.

PROF. DR K. SECOMSKI „INWESTYCJE W PLANIE 6-LETNIM“, Warszawa 1951 r.

Broszura omawia podstawowe założenia 6-letniego planu inwestycyjnego. Materiał podany w formie zwięzłej pozwala na zapoznanie inżynierów, techników, majstrów i robotników wykwalifikowanych z założeniami, zadaniami i celami poszczególnych odcinków planu. Praca ta jest tym cenniejsza, że zawiera między innymi dużo ciekawego materiału pozwalającego na określenie profilu gospodarczego Polski jaki będzie miał miejsce w wyniku realizacji 6-letniego Planu. Podane wskaźniki mogą być wykorzystane przy rozpatrywaniu zagadnień perspektywy gospodarki wodnej w Polsce, tworząc aktualną bazę wyjściową dla jej długofalowego planu.

W rozdziale siódmym autor omawia plan wielkiego budownictwa socjalistycznego. Zawarty w tym rozdziale materiał pozwala na zapoznanie się z głównymi zadaniami i założeniami produkcji budowlano-montażowej w Planie 6-letnim. Autor zwraca przy tym uwagę na szereg czynników i założeń, które muszą być dochowane dla planowej realizacji zadań w budownictwie w ogóle. Wydaje się wskazane na bazie tego materiału przeanalizowanie między innymi zagadnienia budownictwa wodnego. Na kanwie podanych w broszurze wytycznych powinno być w szczególności przeanalizowane zagadnienie sezonowości przy robotach wodno-inżynierskich i inne nierozwiązane dotąd problemy wykonawstwa wodnego w naszych warunkach geograficznych, klimatycznych i hydrologicznych.

Do innych ciekawych materiałów należy zaliczyć charakterystykę poszczególnych okręgów w Polsce

¹⁾ Hydrostatyczne jazy wahadłowe. „Gospodarka Wodna“, nr 6—12/49

z podaniem zapoczątkowanej budowy zupełnie nowych okręgów przemysłowych jak:

- Kujawskiego Okręgu Przemysłowego,
- Starouolskiego Okręgu Przemysłowego,
- Białostockiego Okręgu Przemysłowego,
- Lubelskiego Okręgu Przemysłowego,
- Nadnoteckiego Okręgu Przemysłowego.

Praca zawiera wiele cennych wskaźników inwestycyjnych, produkcyjnych i gospodarczych oraz porównanie ich z odpowiednimi wskaźnikami zagranicznymi, a w szczególności ZSRR.

K. P.

S. W. BASZYŃSKI „USTALENIE WZORCÓW TECHNICZNYCH I NORM W BUDOWNICTWIE”.
Warszawa, 1950 r. Państwowe Wydawnictwa Techniczne (przekład z rosyjskiego).

Książka podaje podstawy teorii normowania technicznego w budownictwie, metody badania procesów budowlanych przy pomocy obserwacji chronometrycznych, normowanie ręcznych i zmechanizowanych procesów, właściwości normowania robót zimowych oraz robót związanych z odbudową obiektów, jak również normowanie zużycia materiałów budowlanych.

W szczególności zwięźle i w niezbędnym zakresie podaje inż. Baszyński metody technicznego normowania procesów budowlanych, oparte na szeregu przykładów, ułatwiających poznanie poszczególnych rozdziałów.

Podana książka po raz pierwszy ujmuje w sposób przejrzysty uproszczone metody normowania ogólnego, jak również metody normowania robót w warunkach zimowych oraz kapitalnych remontów. Praca ta jest tym cenniejsza, że w literaturze technicznej brak było dotychczas odpowiednich opracowań dotyczących metod technicznego normowania procesów budowlanych.

Jak wiemy procesy budowlane w budownictwie wodnym nie zawsze są oparte na zasadach nowoczesnego uaktualnionego normowania. Mamy tu często do czynienia z normami wyjątkowo przestarzałymi i dostosowanymi do dawnych metod pracy.

Tymczasem, jak podaje dr Babiński w słowie wstępnym „doświadczenie własne i porównanie naszych norm z normami radzieckimi uczy nas, że w warun-

kach budownictwa socjalistycznego normy techniczne wymagają stałej aktualizacji, gdyż w miarę postępu technicznego i doskonalenia metod pracy stają się one przestarzałe i zaczynają wywierać działalność wsteczną, hamując postęp techniczny i produkcję; szczególnie zachodzi to w okresie, gdy masowo zmieniają się formy i zasady organizacji pracy i procesu produkcji... Jest oczywiste, że w takim wypadku wymaga generalnej rewizji cały system dotychczasowych norm dopasowanych do starych metod i zasad pracy. Uogólniając wynika, że w zakresie norm technicznych nie obowiązuje żadna zasada praw nabytych. Wskaźniki norm technicznych zależą od zmiany organizacji pracy, zmiany narzędzi produkcji, stopnia mechanizacji, zmiany materiałów, rodzaju produkcji, organizacji miejsca roboczego i wielu tym podobnych czynników dających charakterystykę procesów produkcji. By normy były czynnikiem postępu, muszą one zmiany te trafnie uchwycić. W tym celu trzeba dążyć do przejścia z metody wyznaczania norm w oparciu o materiał statystyczny i stare, zarejestrowane wskaźniki ich wykonania w ubiegłym okresie — na twórcze normowanie, które stanowiłoby czynnik inicjowania postępu... By normowanie techniczne spełniło jednak swoją rolę, aparat normowania musi żyć dzień w dzień sygnałami z terenu, gdyż nigdzie biurokracja nie jest tak szkodliwa, jak w aparacie normującym. Książka Baczyńskiego, wydana w roku 1946, zawiera nowe zdobycze Związku Radzieckiego w dziedzinie normowania pracy zarówno ręcznej, jak i zmechanizowanej, obejmuje zespołowe i brygadowe metody pracy. Powinna ona służyć specjalistom normowania jak kalkulatorom pracy i płacy, pracownikom stacji norm, chronometrażystom, referentom modernizacji itd. jako podstawowy podręcznik prawidłowego wykonywania swoich prac a także naszym inżynierom i naukowcom, jako zasady, poznanie których wzbogaci naszą wiedzę w dziedzinie normowania procesów budownictwa...”

Czynniki przystępujące do normowania technicznego w zakresie procesów budowlanych - wodnych znajdują tu niewątpliwie dużo cennego materiału pozwalającego na skrócenie drogi do osiągnięcia na tym polu pożądaných wyników.

K.P.

Wydawca: NACZELNA ORGANIZACJA TECHNICZNA

REDAGUJE KOMITET:

REDAKTOR NACZELNY — Inż. M. CHUDZYŃSKI

REDAKTORZY DZIAŁOWI: Inż. Z. MIKULSKI, Inż. K. PUCZYŃSKI, Inż. A. RIEDEL

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

REDAKTOR TECHNICZNY: JÓZEF IŻYCKI

Redakcja: Warszawa, ul. Mickiewicza 18. Tel. 10-62-26.

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

Konto PKO I-19873/110

Cena numeru 7,50 zł

