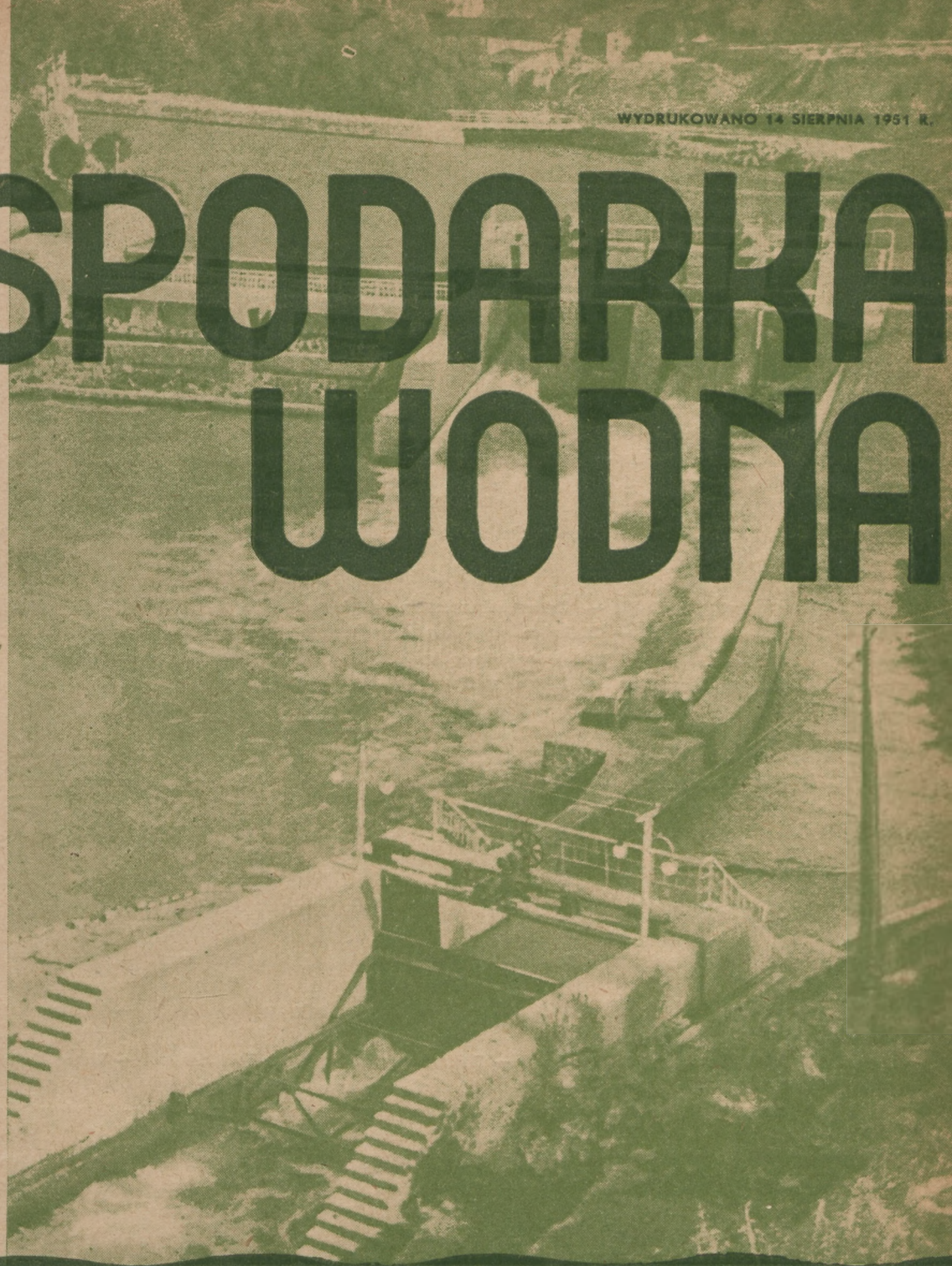


WYDRUKOWANO 14 SIERPNIA 1951 R.

GOSPODARKA WODNA



MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI
I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XI

WARSZAWA, CZERWIEC 1951 r.

Nr 6

WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ



TREŚĆ

DZIAŁ I — PLANOWANIE, ORGANIZACJA

Inż. Tadeusz Suszczewski i Inż. Kazimierz Puczyński — Z zagadnień gospodarki wodnej na Węgrzech	193
Dr Inż. Stefan Ziemnicki — Melioracje — czy walka z wodą?	197

DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

Inż. Walenty Jarocki — Filtracja wody w obrębie obiektów hydrotechnicznych	200
Inż. Antoni Błyskowski — Przepływ powierzchniowy jako funkcja intensywności opadów	205

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

Inż. Tadeusz Tillinger — Kanalizacja Wisły w rejonie Warszawy i wykorzystanie jej energii	209
---	-----

DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO

Inż. Stanisław Sławiński — Hydromechanizacja robót ziemnych	214
Inż. Zygmunt Mikucki — Niektóre problemy przy budowie betonowych przegród dolin	218
Inż. Władysław Ruta — Oszczędnościowy wykop w małych rowach melioracyjnych	222
Inż. Kazimierz Majewski — Akcja melioracyjna w 1951 roku	224

DZIAŁ V — EKSPLOATACJA

Inż. Jan Żmihorski — Nadzór techniczny nad ekonomiczną eksploatacją siłowni wodnych	225
Inż. Stefan Mataszewski — O metodach zagospodarowania trwałych użytków zielonych	231
Przegląd Wydawnictw	233
Kronika	240

СОДЕРЖАНИЕ

SOMMAIRE

CONTENTS

Проблемы водного хозяйства в Венгрии.
Мелиорация или борьба с водой? Фильтрация воды в пределах гидротехнических сооружений.
Поверхностный дебит как функция интенсивности атмосферных осадков.
Канализация реки Вислы и использование её энергии в районе Варшавы.
Гидромеханизация земляных работ. Вопросы возникающие при постройке бетонных плотин в долинах.
Экономическая траншея в небольших мелиорационных канавах. Технический надзор по экономической эксплуатации гидроэлектрических станций.
Методы благоустройства многолетних зеленых культур.
Обзор печати.
Мелиоративная акция в 1951 году.
Хроника.

— Problèmes d'aménagement des eaux en Hongrie,
— Hydraulique agricole ou lutte avec l'eau,
— Filtration de l'eau dans l'entourage des constructions hydrauliques,
— Débit à surface comme fonction de l'intensité des précipitations atmosphériques,
— Canalisation du fleuve Vistule dans la région de Varsovie et utilisation de l'énergie fluviale,
— Hydromecanisation des travaux de terrassement,
— Quelques problèmes surgissant lors de la construction des barrages en béton dans les vallées,
— Fouille économique dans les petits fossés d'hydraulique agricole,
— Action d'hydraulique agricole en 1951,
— Surveillance technique sur l'exploitation économique des centrales hydrauliques,
— Méthodes d'aménagement des terrains verts durables,
— Revue des publications.
— Chronique.

— Some questions of water management in Hungary,
— Water catchment or struggle with water,
— Water filtration within the limits of water constructions,
— Surface water flow as a function of the rain fall intensity,
— Canalisation of the river Vistula and its energy utilisation in the region of Warsaw,
— Hydromechanisation of earth moving works,
— Some problems in the building of concrete dams in the valleys,
— Economic digs in the small water catchment trenches,
— Water catchment action during 1951,
— Technical survey on the economical exploitation of water power plants,
— On methods of setting up the management of durable green areas.
— Review of publications.
— Chronicle.

GOSPODARKA WODNA

MIESIĘCZNIK

POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XI

WARSZAWA, CZERWIEC 1951 R.

Nr 6 (56)

DZIAŁ I – PLANOWANIE, ORGANIZACJA

Inż. TADEUSZ SUSZCZEWSKI i Inż. KAZIMIERZ PUCZYŃSKI

Z zagadnień gospodarki wodnej na Węgrzech

Węgry należą do tych krajów Demokracji Ludowych, które po wojnie szybko odnalazły właściwą organizację gospodarki wodnej i zabezpieczyły bazy wyjściowe dla planowej gospodarki ogólnonarodowej.

Powołanie dla kierowania sprawami gospodarki wodnej jednego urzędu¹⁾ oraz wczesne opracowanie planów

perspektywicznych²⁾ uczyniło gospodarkę wodną na Węgrzech odpowiednio przygotowaną do planowego udziału w stopniowym przechodzeniu do socjalistycznych form gospodarczych kraju.

* * *



Rys. 1.

¹⁾ Państwowy Urząd Gospodarki Wodnej.

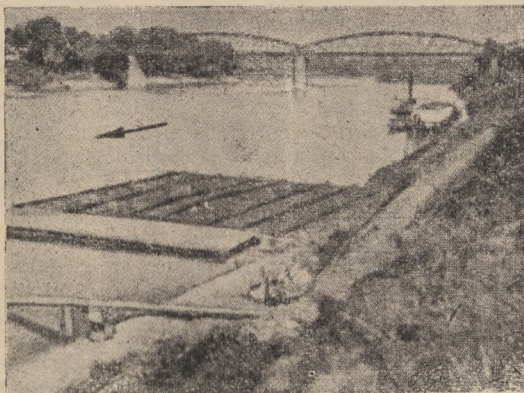
²⁾ Wczesne opracowanie planu perspektywicznego gospodarki wodnej było następstwem skupienia centralnego planowania w tym zakresie w jednej instytucji.

Do tego konieczna jest nowoczesna droga wodna, charakteryzująca się tanim transportem.

Program przewiduje kanalizację Cisy, która będzie wykorzystana dla nawodnienia doliny rzeki na wielką skalę. Dzięki małemu spadkowi (0,00002 — 0,00005) wystarczą na tym odcinku 4 stopnie.

Przed kanalizacją Cisy przewiduje się wykonanie regulacji rzeki na średnią wodę na odcinku 165 km, wymagającego umocnienia jego brzegów. Przewidziana jest budowa 4 portów i zimowisko w Csongrad.

Transport obecny na Cisie jest niewielki. Regulacja i kanalizacja same przez się nie zapewnią poprawy. Transporty rzeczne idące z Szolnok, centrum handlowego regionu, nie docierają do stolicy inaczej jak przez duże okrążenie (763 km) w dodatku przez terytorium jugosłowiańskie. Odległość między tymi miastami koleją wynosi tylko 101 km. Basen Cisy jest więc odizolowany od reszty kraju. Nasuwa się konieczność połączenia Cisy z Dunajem na terytorium Węgier.



Rys. 2. Z robót regulacyjnych na Cisie.

Kanał Dunaj — Cisa

Projekt ten istnieje od 150 lat. Realizacja jego była utrudniona na skutek rozbieżności poglądów na jego trasę oraz z powodu wojen. Obecnie przyjęto projekt kanału o długości 105 km, wychodzącego z Okecke na Cisie i łączącego się z Dunajem w okolicy stolicy oraz przechodzącego koło m. Kocsikemet.

Kanalizacja rzeki Sió

Skanalizowanie rzeki Sió stworzyłoby połączenie jeziora Balaton z Dunajem. Długość linii eksploatacyjnych na Balatonie wynosi 121 km. Wzdłuż brzegów północnych tego jeziora znajdują się kopalnie bazaltu i piaskowca, południowe zaś obfitują w produkty rolne i właśnie z tego powodu rozwinął się handel wymienny pomiędzy obu stronami jeziora. Na północ od jeziora znajdują się ponadto złoża boksytu najbogatsze w Europie i największa w kraju fabryka nawozów sztucznych. Droga wodna Balaton — Dunaj może w dużym stopniu przyczynić się do rozwoju eksploatacji wymienionych bogactw. Należy jeszcze wspomnieć, iż Balaton jest centrum wypoczynku i posiada aktywny i trwały ruch budowlany.

Droga wodna Tisza-Luk — Csongrad

W części wschodniej Węgier ma być utworzona jeszcze jedna ważna arteria wodna. Jeden element tej arterii stanowi rzeka Koros, użeglowniona przez budowę przegrody Bekezzentandrós w 1941 r. Łączy się ona z głównym kanałem irygacyjnym (105 km), dochodzącym do Cisy w Tiszaluk. Kanał ten jest w budowie (wykonano 20 km). Trasa jego przecina rejon nawodnień (150 000 ha).

Znaczenie tej drogi wodnej opiera się na eksporcie produktów rolnych i na zaopatrzeniu w materiały budowlane regionów pozbawionych budulca.



Rys. 3. Z robót regulacyjnych na Cisie.

Kanalizacja rzeki Sajó

Przewiduje się również kanalizację rzeki Sajó, prawego dopływu Cisy na odcinku od ujścia do Miskolc na długości 40 km. Prace te rozpoczęto w 1941 r., a w 1943 r. przerwano. Dorzecze tej rzeki obfituje w węgiel i jest centrum ciężkiego przemysłu. Ponadto istnieją możliwości transportu żwiru i piasku w kierunku wielkiej równiny węgierskiej oraz produktów rolnych i rud żelaznych pochodzenia bałkańskiego.

Regulacja Maros

Lewy dopływ Cisy o długości 22 km, z tego 21 km odcinka granicy, ma być uregulowany.

Zabudowanie Drawy

Należy jeszcze zanotować zabudowanie Drawy i granicznej rzeki Mura. Dolny odcinek Drawy przed I wojną światową zapewniał poważny transport, dzięki załadunkowi towarów w Barcs. Po wojnie port ten stracił na znaczeniu. Rzeka została przecięta granicą węgiersko-jugosłowiańską.

Inwestycje przewidziane w planie 30-letnim

Plan trzydziestoletni przewiduje:

- 270 milionów pengo na regulację ważnych rzek żeglownych i granicznych,
- 60 milionów pengo na budowę portów i na zakup sprzętu do robót (dragi, ekskawatery, holowniki etc.),
- 200 milionów pengo na budowę kanałów sztucznych.



Rys. 4. Z robót regulacyjnych na Cisie.

Po ukończeniu przewidzianych robót, długość sieci dróg wodnych zwiększy się z 1105 km do 1672 km.

Należy zaznaczyć, że obecna sieć żeglowna nie tworzy całości organicznej i poważna jej część ma znaczenie drugorzędne. Droga wodna o długości 121 km na Bałatonie jest do tej chwili całkowicie odizolowana, podczas gdy sieć w dolinie Cisy o długości 431 km stanowi jeszcze wartość nieeksploatowaną.

Przewozy towarów wykonane przez żeglugę węgierską wynosiły w 1936 r. 2 400 000 ton, co stanowi 930 000 000 tonokilometrów. W tym samym roku przewozy kolejowe wynosiły 21 500 000 ton i 2 600 000 000 tonokilometrów.

Po wykonaniu programu rozbudowy sieci dróg wodnych i po dojściu warunków gospodarczych do stanu normal-

nego można spodziewać się, że przewozy na drogach wodnych wzrosną do 6 lub 8 milionów ton, co będzie stanowiło dla kraju poważną oszczędność.

* * *

Korzyści wypływające z rozbudowy dróg wodnych łącznie z korzyściami, które będą płynąć z realizacji programu perspektywicznego w zakresie ochrony przeciwpowodziowej, energetyki wodnej, melioracji, planowego zaopatrzenia w wodę, niewątpliwie przyczynić się będą do szybkiej zmiany oblicza gospodarczego kraju.

Po ludowo-demokratycznych przeobrażeniach na Węgrzech przed krajem tym otwierają się zatem szerokie perspektywy rozwoju gospodarczego, w którym gospodarka wodna zajmie poważne miejsce.

Dr Inż. STEFAN ZIEMNICKI

Melioracje — czy walka z wodą?

Rola wody w istnieniu życia jest doskonale znana. Bez wody zamiera najurodzajniejsza gleba, woda zamienia pustynie w kwitnące oazy. A jednak często meliorator-człowiek gospodarujący wodą w glebie i za tę gospodarkę odpowiedzialny — nie umie tej tezy obronić lub ulega sugestiom, które wywołuje bądź okresowy nadmiar wód w naszym klimacie, bądź też chęć wywołania efektów przez szybkie zdobycie nowych terenów. W rezultacie też zamiast właściwej gospodarki wodą w glebie, meliorator przykładą rękę do walki z wodą! Z wodą, która jest cennym surowcem nie tylko dla rolnictwa, ale która również warunkuje rozbudowę i rozwój przemysłu, komunikacji, wodociągów itd.

Przed tysiącami lat nasze ziemie pokrywały lasy, moczary, trzęsawiska. Człowiek po przejściu na osiadły tryb życia rozpoczął początkowo prymitywnymi sposobami, dalej coraz lepszymi, zdobywanie nowych terenów dla produkcji rolnej. Rozpoczęło się karczowanie lasów, prostowanie rzek, kopanie rowów. Głód ziemi ornej zmuszał do coraz intensywniejszego powiększania arealów ziem ornych, brano więc później pod pług i gleby mało lub zupełnie nieurodzajne tereny o wadliwych stosunkach wodnych i rzeźbie terenu, wykluczającej często racjonalną uprawę.

Przejście do coraz większych powierzchni upraw polowych, kosztem lasów czy nieużytków, postępowało u nas stosunkowo wolno. Przyroda otaczająca człowieka stała, ale stopniowo się zmieniała, została przystosowana do potrzeb człowieka, została — powiedzmy — ujarzmiona. Jest to jednak tylko pozorne ujarzmienie, czego przykładem są klimaty kontynentalne, gdzie procesy wywołane walką z wodą już przyniosły — jakże często — straszne rezultaty.

W Ameryce Północnej, we wnętrzu kontynentu, zdobywanie terenów dla rolnictwa odbyło się w „amerykańskim tempie”. Lasy wypalono, glebę eksploatowano rabunkową gospodarką rolną, po bezkresnych polach sunęły całe zespoły maszyn, powstawały fabryki zboża. I nagle — skończyło się życie gleby, przyszły susze, erozja w najostrzejszej postaci. Wczoraj urodzajna gleba — dziś pustynia. Człowiek ucieka z terenów tak niedawno a tak skutecznie, jak przypuszczał, ujarzmionych.

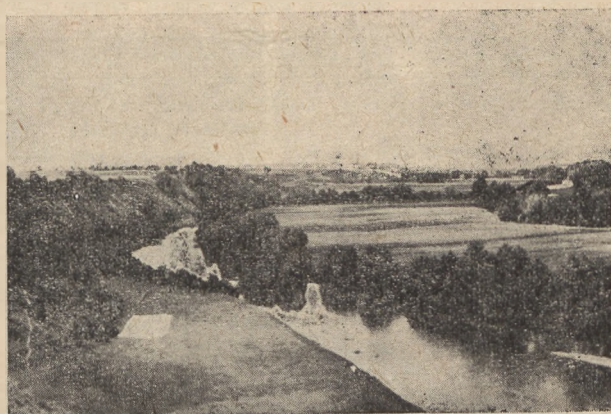
Na tym tle jakże imponująco przedstawia się walka o zapewnienie trwałych i pewnych urodzajów w ZSRR. Wielki stalinowski plan przeobrażenia przyrody — to właściwa droga do jej opanowania — ale nie drogą sprzeciwiania się prawom natury, ale drogą stworzenia najlepszych warunków rozwoju przyrody, drogą podparcia i usunięcia nie skutków a przyczyn. I wraca wprawdzie w zmodyfikowanej ale i słusznej dla potrzeb człowieka postaci las, jako zadrzewienia śródpolne, wracają zbiorniki wodne. Człowiek wprowadza tu tak potrzebne dla utrzymania struktury uprawy polo-

we traw i roślin motylkowych. Wprowadza się najróżniejszego typu zabiegi przeciwerozryjne. Ale nie na tym koniec. Dla całkowitego uniezależnienia się od ilości czy rozkładu opadów buduje się potężne zapory, które pozwolą na nawodnianie milionów hektarów pól.

Jakie miejsce zajmiemy wobec tych zjawisk? Czy pójdziemy po linii rabunkowej gospodarki Ameryki, czy po linii stalinowskiego planu przeobrażenia przyrody? Czy widmo klęski susz, które nawiedzały już nie tylko niektóre tereny ZSRR ale i Europę południową, nie dociera do naszej świadomości? Odpowiedź, że oczywiście: czerpiemy przykłady z ZSRR, ale to nie może wystarczyć. Tu potrzebne są czyny. A czyny te właśnie najczęściej mówią coś wręcz przeciwnego.

Oto jak w ogólnych zarysach wygląda nasza gospodarka wodna:

Rzeka nie jest — lub przeważnie nie jest — regulatorem wilgoci w dolinie. Duże rzeki stale się wcinają, obniżają się lustro wody. Wg opinii specjalistów dróg wodnych jest to nawet korzystne, gdyż ułatwi kanalizację takiej rzeki (wyższe piętrzenia, mniejsza ilość jazów). Oczywiście w takiej rzece łatwiej mieszczą się wielkie wody, odpada obawa wylewów, potrzeba budowy obwałowań. Fakt zmniejszania się ilości przepływającej wody w lecie już jest mniej przychylnie oceniany, ale wody tej po skanalizowaniu jeszcze prawdopodobnie na słuźowanie wystarczy. Takie zjawiska jak zamiana łąki w dolinie na pola orne (rys. 1), jak erozja denną dopływów, jak przesuszanie nie tylko doliny, ale i zlewni, zwykle nie są brane pod uwagę.



Rys. 1.

Rz. Wieprz, środkowy bieg. Łąki w dolinie zamienione zostały na pola orne.

A warto by zainteresować się tymi mniejszymi rzekami, dopływami np. Wisły. Rzeki te również cechuje silna erozja denną i brzegową. Dno się obniża, niegdyś odłożone żyzne mady rzeka rozmywa, drobne cząstki gleby unosi do morza, grubszym materiałem zapiaszcza wypukłe brzegi koryta. Wielkie wody mieszczą się już w korycie, zalewy użyźniające i nawodniające są coraz rzadsze, odpada retencja zarówno powierzchniowa doliny, jak i wgłębna gleb łąkowych. W lecie płynie coraz mniej wody, ginie życie wód, zmniejsza się ilość stawów. Łąki przechodzą w pola orne. Wpływ obniżania się lustra wody sięga dalej do rzeczek małych, gdzie niezależnie od istniejących jeszcze (nielicznych) jazów piętrzących wodę dla młynów i istniejącego spadku — skutki są różne (rys. 2).



Rys. 2.

Rz. Łabuńka, dolny bieg. Widoczne głęboko wcięte koryto, zabagnione i zarośnięte dno, wydrzewiona dolina, przesuszone łąki.

Zadziwiająca jest bierność, z jaką patrzymy na tę niszczycielską pracę rzeki, która pozbawia dolinę, a dalej i zlewnię, wody. Człowiek karczuje drzewa, które jeszcze rosną nad rzeką czy w dolinie i przechodzi na uprawy rolne. Woda przestaje być człowiekowi potrzebna — jeśli rzeka się głębiej wcina to lepiej, gdyż wielkie wody nie zaleją pól ornych, nie niszczą zasiewów.

Na rzekach, gdzie wpływ pogłębiania się odprowadzalników dociera zbyt wolno lub jeszcze nie dotarł wobec np. małych spadków, silnego zarośnięcia koryta — ingeruje człowiek.

Oczywiście nikt nie będzie spokojnie patrzył na dolinę zabagnioną, pokrytą bezwartościową roślinnością, zalewaną przez długie okresy wodą. Ale tutaj człowiek nie zadowala się poprawianiem istniejących warunków, człowiek je zdecydowanie a nie zawsze szczęśliwie zmie-

nia. Rzeka zostaje zamieniona na prosty, głęboki kanał czy rów. Dolinę tnie się rowami osuszającymi. Karczuje się drzewa, aby nie przeszkadzały przy robotach ziemnych lub przy uprawie łąk. Walka z wodą jest wygrana. Tam gdzie wczoraj nie było można wjechać wozem, dziś huczą traktory.

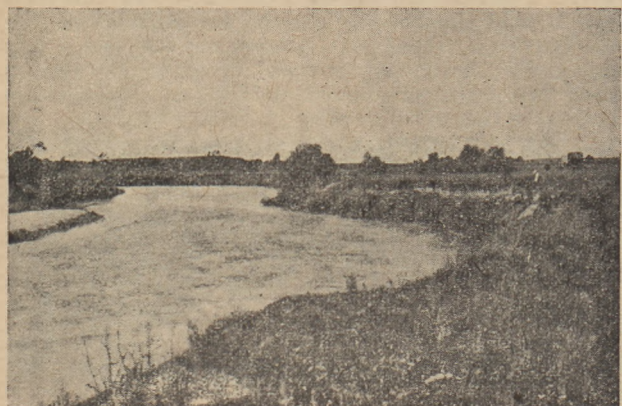
Rzeka uregulowana mieści w korycie wielkie wody, gdyż wskutek silnej erozji dennej (przy prostowaniu rzeki otrzymuje zwykle silne spadki) następuje samoczynne pogłębienie koryta i zwiększenie przekroju. Znikną zalewy wiosenne, a co za tym idzie i retencja. W lecie rzeka nie będzie zasilana wodami wgłębnymi, które niegdyś spływały z doliny (rys. 3).

Dzisiaj już każdy taki projekt jest teoretycznie uzupełniony możliwością nawodnienia. Ale na czym są oparte obliczenia ilości wody, jaką można w okresie wegetacji otrzymać? Albo na wzorach empirycznych, których wyniki zależą od mniej lub więcej szczęśliwego przyjęcia współczynników, albo (bardzo rzadko) na bezpośrednich pomiarach przepływu. Zwykle nawet przy tej ostatniej, stosunkowo pewnej, metodzie nie uwzględnia się czynników, które ten spływ po regulacji zmieniają: 1) brak lub spadek retencji i to nie tylko doliny, ale i dopływów, dalej nawet zlewni, 2) nadmierne obniżenie poziomu lustra wody i pozbawienie wilgoci gleby, co wywoła nieprzewidziane straty wody.

Dlatego też po regulacji nastąpi niespodzianka i okaże się, że nie ma przewidzianej ilości wody dla nawodnienia, a jeśli się uwzględni potrzebę zostawienia pewnej ilości wody w rzece, aby nie przesuszać niżej leżącej doliny i zapewnić życie wód (jeśli jeszcze jest), to czasem w okresie wegetacji będą tylko zastawki — ale wody nie będzie. I nawet na tak małym odcinku człowiek przekona się, że łatwo wodę zwalczyć, ale trudno ją zdobyć.

Znacznie niebezpieczniej wygląda zdobywanie nowych terenów na torfowiskach czy mokradłach wododziałowych. Williams zaleca wododziały zalesiać, u nas często projektuje się na wododziale łąki. Trudno oczywiście o większe nieporozumienie. Dlatego też takie tereny należałoby jak najszybciej przemianować z „nieużytków“ na „zbiorniki retencyjne“. Będą to zbiorniki płytkie, zwykle zalesiane. Jeśli nawet nie oddadzą one wody dla nawodnienia terenów niżej leżących, to zwiększą wilgotność powietrza i podwyższą poziom wód gruntowych niżej leżącej doliny. Podobne znaczenie posiadają stawy rybne, których ilość maleje wskutek zmniejszania się spływów letnich koniecznych dla uzupełnienia strat wody na parowanie i przesłak, dalej wskutek silnego zamulania, co powoduje zmniejszanie się głębokości zalewu.

Jeśli przy kulturach łąkowych uznaje się potrzebę nawodnienia, to pola orne zostawia się własnemu losowi. Są gleby, które mogą zamagazynować dostateczne ilości wody dla roślin, są nawet gleby, gdzie sztucznie drenażem obniża się poziom wód gruntowych i zale-



Rys. 3.

Rz. Wieprz, środkowy bieg. Erozja brzegowa i denną. Wydrzewione brzegi koryta i dolina. Przesuszone łąki.



Rys. 4.

Less. Okolice Lublina. Zjawiska erozyjne po spływie wód wiosennych.

ra w pewnych okresach nadmiar wód, ale są też gleby, które cierpią na brak wilgoci i to nie na skutek złej struktury czy małej pojemności wodnej, ale wskutek istnienia spływów powierzchniowych. Będą tu takie gleby, jak czarnoziemy, lessy, rędziny, a nawet i inne o grubszym uziarnieniu, położone na zboczach. Wody, zwłaszcza wiosenne z tających śniegów, nie wsiąkają a spływają po powierzchni, porywając glebę i pozabawiając pola wody (rys. 4 i 5). Erozja wodna przybiera na sile, zwłaszcza jeśli zsumuje się z niewłaściwą uprawą mechaniczną (zły kierunek orki).



Rys. 5.

Less. Okolice Lublina. Zjawiska erozyjne po spływie wód wiosennych

Erozja — to nie tylko skryty bicz rolnictwa, to również ukryta przyczyna zmartwień melioratora. Spływy powierzchniowe (zamiast wgłębnych) zwiększą spływy wiosenne a zmniejszą letnie. Materiał unoszony przez wodę i osadzony u podnóża zboczy tworzy gleby ciężkie, nieprzepuszczalne, nieprzewiewne, dalekie od struktury np. urodzajnej mady. Jeśli będą to zmywy z rędzin o dużej zawartości węglanu wapnia, to mogą powstać gleby torfowo-węglanowe o złej strukturze, które w stanie mokrym zasklepiają się i są nieprzepuszczalne, a po osuszeniu pękają, tracą strukturę i nie zatrzymują wody (rys. 6).



Rys. 6.

Dolina rz. Łabuńki. Przesuszone popękane gleby torfowo-węglanowe.

Erozja wietrzna czyni mniejsze szkody, ale również wobec wytrzebień lasów, niszczenia drzew rosnących wśród pól czy dolin i częstego braku pokrywy śnieżnej w zimie, będzie powodować coraz większe straty.

Las, który był stałym regulatorem wilgoci i spływów, właściwie już dawno przestał istnieć. Dzisiejsze hodowle drzew budulcowych czy przemysłowych mają szybko rosnąć i dostarczyć surowca. Dlatego bezpiecznie i pewnie będzie zamiast o lesie, mówić o zadrzewieniach. Jeśli zadrzewi się każdy kawałek ziemi nieprzydatny do uprawy, to osiągnie się ochronę przed wiatrem, silnym parowaniem — a nawet i erozją wodną. Na zadrzewienie czekają: drogi, osiedla, wawozy, zbocza dolin, brzegi wklęsłe rzek, piaski lotne, wymokliska śródpolne, wyerodowane zbocza, wzniesienia śróddolniny.

„Przykład ZSRR“ nie może być w gospodarce wodą jedynie pustym słowem, musi być naprawdę drogowskiem naszym gospodarki. Nie wolno patrzeć spokojnie i obojętnie na:

- wcinanie się rzek (lustro wody często spada 2 m niżej doliny),
- erozję brzegową rzek,
- wylesienie i wydrzewienie pól i dolin,
- zamianę łąk na pola orne,
- zanik stawów rybnych,
- zjawiska erozji gleb,

w rezultacie czego powstaje stałe obsychanie, powolna zamiana łąk na stepy, przesuszanie pól ornych (rys. 7).



Rys. 7.

Czarnoziem pow. Hrubieszowski. Jasne plamy na zboczach wskazują na brak próchnicy i wilgoci.

Czas skończyć z tym, że jeszcze dzisiaj na melioracji zna się każdy. Możliwe, że nowe zagadnienia, jakie staną przed melioratorem, będą trudniejsze niż osuszanie. Trudniej jest walczyć o wodę, zwłaszcza, że jest jej coraz mniej, niż walczyć z wodą. Ale czym wcześniej te zagadnienia — nie teoretycznie, ale już praktycznie — staną przed melioratorem, tym łatwiej będzie można wygrać walkę o wodę.

Dla wykonania zadań postawionych przed rolnictwem w Planie 6-letnim konieczna jest pomoc melioratora, pomoc która zwiększy plony łąk i pól. Współpraca z rolnikiem musi przynosić trwałe a nie błyskotliwe czy okresowe rezultaty.

Miliony hektarów pól najurodzajniejszych czekają na zabiegi przeciwoerozyjne, na drenaż, miliony hektarów łąk czeka na nawodnienie, ścieki miejskie na wykorzystanie, rzeki czekają na obronę przed erozją brzegową i denną, doliny i pola na zadrzewianie, tysiące stawów rybnych i zbiorników retencyjnych na renowację — pracy wystarczy — i będzie to praca naprawdę twórcza, która zapewni byłym przyszłym pokoleniom i usunie zbliżającą się groźbę suszy.

Przypominamy wszystkim naszym prenumeratorom o konieczności regulowania należności za prenumeratę na 10 dni przed rozpoczęciem następnego kwartału.

Nieregulowanie prenumeraty powoduje automatycznie wstrzymanie wysyłki czasopism i z tego względu należy pamiętać o obowiązujących terminach wpłat. Należność prosimy wpłacać na PKO na konto P.P.K. „Ruch“ nr I-19873/110.

ADMINISTRACJA

DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

Inż. WALENTY JAROCKI

Filtracja wody w obrębie obiektów hydrotechnicznych

Filtracja spowodowana jest najczęściej ruchem cząstek wody poruszających się w porach oraz szczelinach gruntu i wydierających na niego ciśnienie filtracyjne (hydrodynamiczne).

Ciśnienie to może wywołać ruch najdrobniejszych frakcji gruntu stopniowo wypływających wraz z wodą na zewnątrz i powodujących zwiększenie porów, po których będą następnie poruszać się w ten sam sposób cząsteczki większe. Zjawisko to nazywa się sufozją gruntu.

Niebezpieczny jest również obszar, gdzie woda wydostaje się na zewnątrz, ponieważ może tam wystąpić tak zwane wyparcie gruntu.

Sufozja może być również tego rodzaju, że pod wpływem poruszającej się wody cząsteczki gruntu rozpuszczają się i wydostają na zewnątrz w postaci płynnej. Sufozja ta jest bardzo niebezpieczna i powstaje najczęściej w gruntach posiadających składniki rozpuszczalne, jak gips, sól kamienna itp.

Ruch wody pod obiektem, wywołany przez spiętrzenie, powoduje też ciśnienie na dolną powierzchnię fundamentu i na cząsteczki gruntu pod budowlą. Wskutek ciśnienia wody wystąpić może pod fundamentem sufozja gruntu, powodująca osiadanie obiektu lub jego pęknięcie i zniszczenie. Tak np. sufozja była powodem zawalenia się przegrody pod Austin w Texasie. San Francis w pobliżu Los Angeles itp. W innych wypadkach sufozja gruntów może spowodować duże straty wody, jak np. na przegrodzie Camarasa w Hiszpanii, gdzie straty wynosiły około 11 m³/sek.

Wobec tak katastrofalnych następstw, zagadnienie filtracji wody poddano szczegółowemu studium w celu teoretycznego zbadania tego zjawiska i wynalezienia skutecznych środków do zabezpieczenia się od filtracji.

Filtracja w zbiornikach wodnych składa się: z bezpośredniego przesłania wody przez korpus przegrody, pod stopą jej fundamentu, z obu jej boków, przez dno i stoki obszaru zatopionego, a niekiedy również przez nieuszczelne zamknięcia. Orientacyjną, sumaryczną wielkość wszystkich wymienionych strat filtracyjnych wody w ciągu roku wyznaczyć można w procentach pojemności zbiornika, ocenianych w zależności od istniejących warunków hydrogeologicznych. Straty te według Potapowa wynoszą od 5% do 10% rocznej objętości wody w zbiorniku dla gruntów nieprzepuszczalnych, 20%—40% dla gruntów przepuszczalnych i 100% — 20% dla gruntów o średniej przepuszczalności.

Filtracja przez ciało przegrody ziemnej

Przybliżoną wartość przepływu na skutek filtracji przez korpus przegrody ziemnej obliczyć można wzorem inż. Szypienki:

$$Q = k \cdot B \frac{H^3}{2L}$$

gdzie Q — przepływ filtracyjny przez korpus przegrody w m³/sek.,

H — głębokość wody przed przegrodą w m,

B — długość przegrody w m,

L — $L_0 - 0,5 n \cdot H$, przy czym L_0 — szerokość podstawy przegrody w m, a n — pochylenie skarpy przegrody od strony wody (np. przy pochyleniu 1:4, n wyniesie 4),

k — współczynnik filtracji gruntu, z którego wykonana została przegroda (wyrażony w miarach prędkości: cm/sek., m/dobę itp.).

Współczynnik filtracji k określa się dla każdego gruntu drogą doświadczalną. Do obliczeń orientacyjnych współczynnik k przyjmować można z tablicy I, podanej przez prof. Zamarina.

TABLICA I

Współczynnik filtracji k dla gruntów jednorodnych

Nazwa gruntu	k m/dobę
Gruby piasek	100 i więcej
Średni piasek	10 — 60
Drobny piasek	20 — 6,0
B. drobny piasek	0,3 — 1,0
Grundy gliniaste	0,1 — 0,3
Less naturalny	0,3 — 0,15
Less gliniasty	0,004 — 0,02

Dla określenia współczynnika filtracji istnieje również szereg formuł, z których najprostsze podajemy poniżej.

Wzory do określenia współczynnika filtracji k

$$k = A \cdot c \cdot \tau \cdot d_e^2 \quad (1)$$

gdzie $A = 0,00116$,

c = współczynnik zależny od stopnia zanieczyszczenia gruntu: dla czystego piasku $C = 700 - 1000$, dla zanieczyszczonego piasku $c = 500 - 700$,

τ = poprawka temperatury równa $0,70 + 0,03 t$, gdzie t temperatura w stopniach Celsjusza,

d_e = średnica efektywna, określona metodą Hazena.

$$k = 0,5 \frac{d_e^2}{\mu} \quad (2)$$

gdzie d_e = średnica efektywna określana wzorem Krüger-Zunkera: $d_e = \frac{100}{\sum \frac{\Delta g_i}{d_i}}$, w którym Δg_i

jest to wagowa ilość frakcji w ogólnym ciężarze jednostki objętości gruntu,

d_i = średnia średnica frakcji, obliczana jako średnia arytmetyczna skrajnych średnic d'_1 i d''_1 tej frakcji,

μ = dynamiczny współczynnik lepkości cieczy.

$$k = c^3 \cdot \frac{d_e^2}{\mu} \text{ dla wody} \quad (3)$$

gdzie $k = 75 \cdot c \cdot d_e^2 (0,7 + 0,03 t)$

d_e = średnica efektywna określana metodą Hazena.

$c = 0,8$ dla bardzo zbitego piasku,

$c = 1,55$ dla piasku o średniej porowatości,

$c = 2,00$ dla piasku o ziarenkach zaokrąglonych i prawie jednakowej średnicy,

t = temperatura w stopniach Celsjusza.

We wzorach tych spotykamy się z pojęciem średnicy efektywnej oznaczonej przez d_e . Dane o składzie gruntu otrzymujemy na podstawie jego analizy mechanicznej, polegającej na przesiewaniu pewnej wagowej ilości gruntu (np. 1 kg) przez szereg sit posiadających różne wielkości otworów. Odkładając na osi odciętych wielkości średnic sit w porządku wzrastającym, a na osi

rzędnych odpowiadające im sumy procentowe wagowej ilości poszczególnych frakcji, otrzymujemy krzywą przesiewu. Posługując się tą krzywą, szereg autorów (Hazen, Krüger-Zunker, Kozeny, Zamarin) opracowało metody dla określenia średnicy efektywnej d_e . Hazen proponuje przyjmować jako efektywną, średnicę takiego ziarenka, dla którego suma wszystkich frakcji, zaczynając od zera i kończąc na tej średnicy, wynosi 10% wagowej ilości próbki gruntu. Jednocześnie musi być zachowany warunek, aby stosunek $\frac{d_o}{d_e} \leq 5$, gdzie d_o — średnica, przy której suma wszystkich frakcji zaczynając od zera i kończąc na tej średnicy wynosi 60% wagowej ilości próbki.

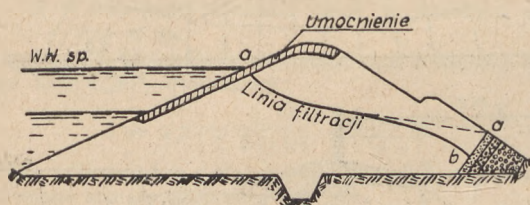
Dla określenia wielkości występującego we wzorze (2) dynamicznego współczynnika lepkości cieczy μ , zależnego od jej temperatury, istnieje kilka wzorów empirycznych. Wielkości tego współczynnika dla wody, obliczone przy pomocy jednego z tych wzorów w zależności od wysokości temperatury, podane zostały w tablicy II.

TABLICA II

Zależność dynamicznego współczynnika lepkości wody μ od temperatury

t°C	-9,3°	-4,7°	0°	10°	20°	30°	40°
μ	0,02549	0,02121	0,01788	0,01306	0,01004	0,00801	0,00656

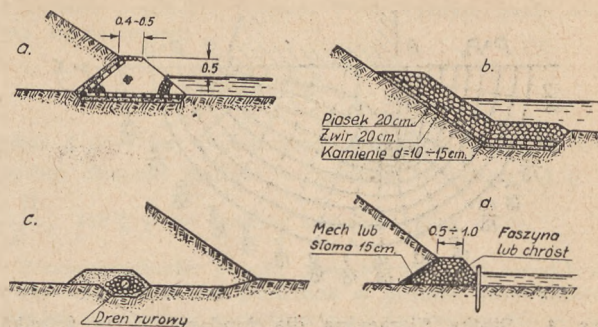
Wskutek piętrzenia woda przenika do gruntu. Im niżej podstawy przegrody, tym bardziej grunt, z którego została ona wybudowana, jest przesiąknięty wodą.



Rys. 1. Filtracja wody przez przegrodę ziemną
a — a — bez drenowania,
a — b — z drenowaniem.

W przegrodzie przedstawionej na rys. 1, zbudowanej z jednorodnego gruntu, bez drenowania, granicą filtracji będzie linia a-a, która nazywa się krzywą depresji. Poniżej tej linii wszystkie pory wypełnią się poruszającą wodą gruntową, a powyżej znajdować się będzie woda tak zwana kapilarna, która wypełni jedynie drobne pory gruntu na wysokości do 0,5 m w piasku i do 1,0 m w gruntach gliniastych.

Pochylenie krzywej depresji zależne jest od przepuszczalności gruntu i dokładności wykonania nasypu, przy czym w gruncie bardziej ubitym krzywa depresji będzie bardziej stroma. Jeżeli krzywa ta przetnie dolną skarpe, to wówczas woda będzie wymywać cząsteczki gruntu, co doprowadzić może do zniszczenia skarpy lub całego nasypu. Ponadto woda kapitarna w ziemie może zamarznąć, powodując powstanie szczelin, niebezpiecznych dla stateczności przegrody. Dlatego też skarpe dolną należy projektować o takim pochyleniu, żeby krzywa depresji nie przecinała jej. Obniżenie krzywej depresji uzyskać również można przez zastosowanie drenowania, które jednocześnie chroni przegrodę od wymycia cząstek gruntu oraz zabezpiecza odprowadzenie wody filtracyjnej poniżej przegrody przez jej korpus i podstawę. Jeżeli dolna część przegrody wykonana została z drobnoziarnistego materiału (gliny, piasek), to wówczas urządzenie drenowania jest konieczne. Wybór rodzaju drenowania i miejsca umieszczenia drenów zależą od rodzaju przegrody, występowania lub



Rys. 2. Rodzaje drenowania.

braku wody poniżej przegrody, a także od warunków geologicznych i hydrogeologicznych.

Rozróżnia się następujące typy drenowania:

- Narzut kamienny, umieszczony u podstawy skarpy dolnej i nieco w niej wgłębiony. Stosuje się przy przegrodach nie posiadających jądra (rys. 2a). Wysokość narzutu projektuje się większą od 0,8 — 1,0 m oraz nie mniejszą od $0,2H$, gdzie H jest wielkością maksymalnego spiętrzenia.
- Narzut kamienny w postaci ławeczki dotykającej skarpy dolnej stosuje się wówczas, gdy przegroda posiada jądro (rys. 2b).
- Drenowanie rurowe, stosowane wówczas, jeżeli poniżej przegrody nie ma wody (rys. 2c).
- Drenowanie z faszyny lub chrustu (rys. 2d), również często stosowane ze względu na mały koszt.

Filtracja pod podstawą przegrody

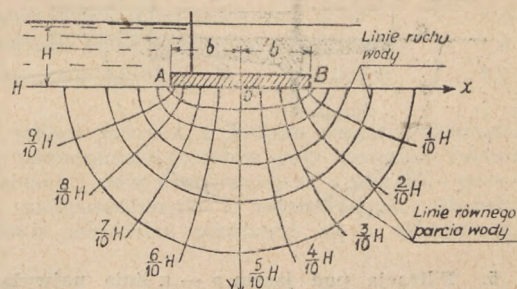
Ruch wód gruntowych odbywa się zgodnie z zasadniczym prawem ujętym przez Darcy w postaci równania:

$$Q = k \cdot w \cdot I = k \cdot w \cdot \frac{H}{L}$$

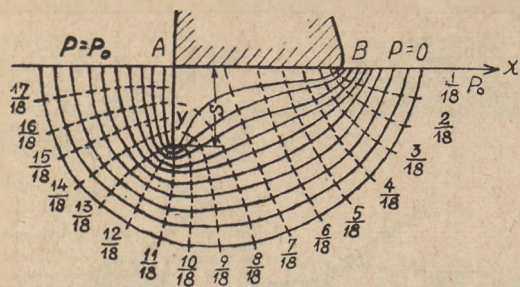
gdzie Q = przepływ wody w m^3/s ,
 w = powierzchnia przekroju poprzecznego w m^2 ,
 I = spadek krzywej depresji zwany spadkiem piezometrycznym czy gradientem hydraulicznym,
 k = współczynnik filtracji,
 H = różnica spiętrzenia w dwóch punktach w m,
 L = długość drogi filtracyjnej między tymi punktami w m.

Inż. Nifantow twierdził, że obliczenie sumarycznej przybliżonej wielkości przepływu filtracyjnego pod podstawą przegrody i z obu jej boków wykonać można po służąc się tym wzorem przy zastosowaniu innego znaczenia w i L , niż to podaje Darcy.

Zgodnie z inż. Nifantowem należy przyjąć, że w jest to powierzchnia zwierciadła zbiornika w m^2 , L — odległość w m od środka ciężkości zwierciadła zbiornika do krawędzi podstawy przegrody (lub ewentualnie jej przedłużenia), inne oznaczenia jak poprzednio.



Rys. 3. Siatka filtracyjna.



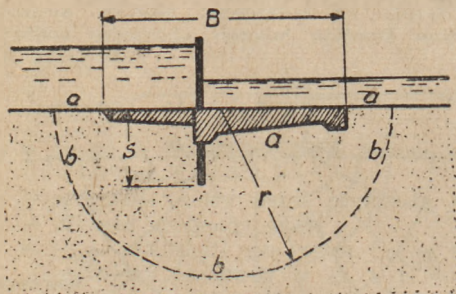
Rys. 4. Siatka filtracyjna dla fundamentu ze ścianką szczelną.

Dokładniejsze obliczenie filtracji wody pod obiektem wykonać można przy pomocy tzw. siatki filtracyjnej, która przy fundamencie nie posiadającym ścianek szczelnych, składa się z hyperbolicznych linii równego parcia, czyli równych potencjałów i eliptycznych krzywych ruchu cząstek wody, zezwalających na określenie kierunku prędkości tych cząstek w każdym punkcie (rys. 3). Oba rodzaje krzywych są prostokątne do siebie w punktach styczności. Kształt siatki filtracyjnej dla fundamentu posiadającego ściankę szczelną (rys. 4) wykazuje, że zniekształcenie linii ruchu cząstek cieczy, spowodowane ścianką szczelną prawie całkiem zanika na głębokości $2S$ (gdzie S oznacza długość zabicia ścianki).

Teoretyczne badania ruchu wody pod budowlami hydrotechnicznymi wykonane zostały dla nielicznych wypadków, występujących w praktyce. Badaniami tymi zajmował się profesor Pawłowski, Forchheimer i inni. Przyjmowali oni dla uproszczenia, że grunt pod fundamentem jest jednorodny, ruch wody jednostajny, prędkości wody i spadki znajdują się w zależności liniowej itp.

Wykreślenie siatek filtracyjnych wykonać można przy pomocy równań linii jednakowego parcia i krzywych ruchu cząstek wody. Metoda ta jest dokładna, jednak z powodu wielkich różnic w kształcie poszczególnych podziemnych zarysów fundamentów brak jest teoretycznych rozwiązań dla wszystkich wypadków.

Dlatego też dla wykreślenia siatek filtracyjnych stosuje się inne metody, mniej ścisłe, jednak zupełnie wystarczające dla celów praktycznych. Przybliżony doświadczalny sposób konstrukcji siatek filtracyjnych polega na analogii istniejącej pomiędzy ruchem potencjalnym wód gruntowych, a innymi rodzajami ruchu potencjalnego. Bardzo wygodna w tym wypadku jest metoda porównania z prądem elektrycznym, podana przez prof. Pawłowskiego, zwana metodą elektrohydrodynamicznych analogii. Konstrukcję siatek filtracyjnych metodą analogii opisuje Inż. Sochoń w artykule pt. „Określenie rozmiarów budowli piętrzących ze względu na przesiekanie wody pod fundamentami” („Gospodarka Wodna”, 1947. Zeszyt 4).

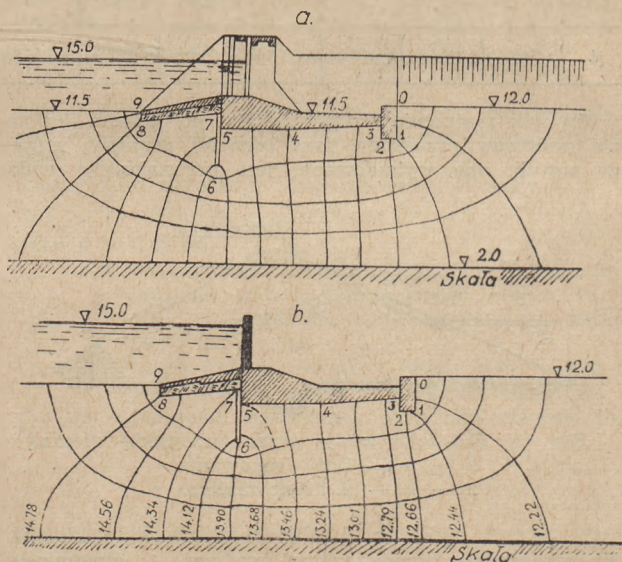


Rys. 5. Filtracja pod jazem a — a linia najwyższa
b — b „, najniższa

Istnieje również kilka sposobów konstruowania siatek filtracyjnych metodą graficzną. W tym wypadku przyjmuje się podziemny zarys obiektu za pierwszą (najwyższą) linię ruchu cząstek wody, natomiast najniższą linią ruchu jest poziom warstwy nieprzepuszczalnej gruntu, jeżeli znajduje się ona na niewielkiej głębokości pod budowlą. Jeżeli natomiast grubość warstwy przepuszczalnej pod fundamentem jest znaczna, to cały obszar działania ogranicza się półkolem, zakreślonym ze środka podziemnego zarysu obiektu, o promieniu równym np. $r = 2,5 \cdot B$ lub $r = 5S$ (rys. 5).

Graficzne wykreślenie siatek filtracyjnych oparte jest na zależności, zachodzącej między liniami równego ciśnienia a liniami ruchu, polegającej na tym, że krzywe te w gruntach jednorodnych muszą się przecinać pod kątem prostym i tworzyć krzywoliniowe prostokąty, w których wysokości i szerokości w środku są w przybliżeniu jednakowe.

W wyżej wspomnianym artykule Inż. Sochoń opisany jest graficzny sposób wykreślenia siatek filtracyjnych metodą Forchheimera, w niniejszym artykule podaje się natomiast drugi sposób graficzny, oparty na tej właściwości siatki, że w pobliżu środka podłoża dolnego krzywolinijne prostokąty siatki zbliżają się do prostokątów prostoliniowych (rys. 6).



Rys. 6. Konstrukcja siatki filtracyjnej.

Obszar między najniższą i najwyższą linią siatki filtracyjnej dzielimy na kilka pasów, w tym wypadku na 4. Następnie z punktu 4, znajdującego się w przybliżeniu w środku długości podłoża dolnego, wyprowadzamy linię, zbliżoną do pionowej, której dolny koniec jest nieco przesunięty w kierunku wody dolnej. Z obu stron tej linii kreślimy następnie kilka rzędów kwadratów, które w pobliżu tej linii podobne są do prostoliniowych, a w miarę oddalania się od niej coraz więcej wykrzywają się. Otrzymane w ten sposób pierwsze przybliżenie siatki filtracyjnej jest jeszcze niedokładne i posiada z obu stron prostokąty, zamiast kwadratów. Ponadto linie ruchu wody z lewej strony są zbyt podwyższone, a z prawej — obniżone (rys. 6a). Kreśląc więc dokładniejszą siatkę filtracyjną (rys. 6b), staramy się poprawić zauważone niedokładności, zniżając linie ruchu na początku siatki (z lewej strony), a podwyższając w części końcowej. Jednocześnie przyjmujemy pełne rzędy kwadratów po obu końcach siatki, a pozostałą powierzchnię prostokątną umieszczamy w pobliżu środka podłoża, ponieważ w tym miejscu kwadraty siatki filtracyjnej zbliżone są do kwadratów normalnych i z tego powodu istnieje możliwość dokładniejszego wyznaczenia stosunku szerokości prostokątów do ich wysokości.

W rozpatrywanym przykładzie stosunek ten wynosi około 0,6, a ponieważ pełnych rzędów kwadratów w siatce poprawionej jest 13, więc wszystkich rzędów jest 13,6. Dzieląc k przez ilość pasków $P = 4$, otrzymuje się wielkość modułu siatki $M = 13,6 : 4 = 3,4$.

Obliczenia wykonywane przy pomocy siatki filtracyjnej

Posiadając skonstruowaną siatkę filtracyjną można obliczyć w dowolnym punkcie wysokość ciśnienia piezometrycznego, prędkość filtracji wody, objętość przepływu i gradient hydrauliczny.

Wysokość ciśnienia wody w poszczególnych punktach konieczna jest do określenia grubości podłoża. Woda gruntowa poruszając się pod zarysem obiektu, po przejściu każdego rzędu siatki filtracyjnej traci jednakową część ciśnienia określaną ze wzoru $\Delta H = \frac{H}{K}$, gdzie

H — różnica wysokości stanów wody górnej i dolnej,
 K — ilość rzędów siatki filtracyjnej.

Dla przykładu podanego na rys. 6 otrzymamy $\Delta H =$

$$\frac{H}{K} = \frac{15,0 - 12,0}{13,6} = 0,22 \text{ m.}$$

Jeżeli więc ostatniej linii ciśnienia odpowiada rzędna 12,0 m, to każda z poprzednich musi być zwiększona o 0,22 m. Otrzymane w ten sposób wysokości ciśnienia wody zaznaczone zostały na rys. 6 na liniach równych potencjałów.

Grubość podłoża dolnego t oblicza się ze wzoru:

$$t = n \frac{h}{\gamma - 1,0},$$

gdzie n = współczynnik zapasu równy 1,1,

γ = ciężar właściwy materiału podłoża w t/m^3 ,

h = wysokość ciśnienia wody w badanym punkcie w m.

Przyjmując, że podłoże wykonane jest z betonu o ciężarze 2200 kg/m^3 , otrzymamy:

$$t = 1,1 \frac{h}{2,2 - 1,0} = 0,917 h$$

Wyniki obliczeń h i t dla przykładu podanego na rys. 6 zestawione zostały w tablicy IV.

Tablica IV

Nr punktu	Ilość rzędów	Parcie wody h_m	Grubość podłoża t_m
1	2,0	0,44	—
2	3,2	0,70	—
3	3,3	0,73	0,67
4	5,6	1,24	1,14
5	7,2	1,59	1,46
6	8,6	1,90	—
7	10,6	2,34	—
8	12,6	2,78	—
9	13,6	3,00	—

Filtracyjną objętość przepływu wody gruntowej pod obiektem oblicza się ze wzoru:

$$Q = \frac{\alpha BPH}{k},$$

gdzie Q = objętość przepływu w $m^3/\text{dobę}$,

α = współczynnik filtracji gruntu pod obiektem $m/\text{dobę}$,

B = szerokość podłoża w m,

k = ilość rzędów kwadratów w siatce filtracyjnej,

P = ilość pasków,

H = różnica stanów wody górnej i dolnej w m.

Średnie prędkości filtracji V w każdym pasie oblicza się ze wzoru:

$$V = \frac{\Delta q}{\Delta s},$$

gdzie Δq — jest to przepływ w jednym pasie na jednostkę długości podłoża w $m^3/\text{dobę}$, wynoszący $\Delta q = \frac{\alpha H}{K}$, zaś Δs = średnia szerokość pasa w m.

Przepuszczalność gruntu jest to zdolność przepływu wody między dwoma punktami w gruncie, przy różnicy ciśnień w punkcie początkowym i końcowym $H_1 - H_2$. Prędkość v ruchu wody w gruncie jest wprost proporcjonalna do różnicy ciśnień $H_1 - H_2$ i odwrotnie proporcjonalna do drogi l , na której płynąca woda musi przewyciężyć opór cząstek gruntu.

Opierając się na tych zależnościach, możemy ułożyć równanie na prędkość ruchu wody:

$$v = \frac{H_1 - H_2}{l} \alpha.$$

Stosunek strat energii na pewnym odcinku do długości tego odcinka, czyli $\frac{H_1 - H_2}{l}$ nazywa się gradientem

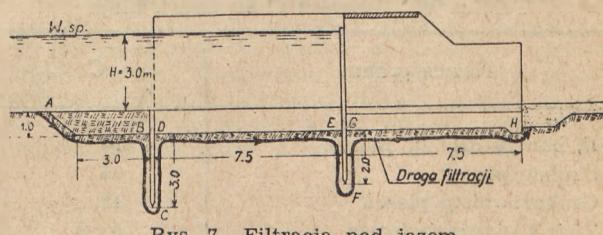
hydraulicznym I . Możemy więc równanie na prędkość napisać w innej formie: $v = I \alpha$, a po przekształceniu:

$$I = \frac{v}{\alpha}$$

Występujący w tym równaniu współczynnik filtracji α znany nam już z poprzednich rozważań, zależny jest od rodzaju gruntu. Przy gradiencie równym jedności współczynnik ten wyraża prędkość filtracji.

Obliczenie długości podziemnego zarysu obiektu

Przy projektowaniu obiektów hydrotechnicznych wpraw się zakłada wszystkie długości ich podziemnego zarysu, a następnie wykonuje się sprawdzenie przyjętych wymiarów. Najracjonalniej jest zaprojektować te długości o wymiarach podanych w tablicy I) V, które są uzależnione od istniejącego spiętrzenia H (rys. 7).



Rys. 7. Filtracja pod jazem.

Tablica V

Element zarysu	Długość zarysu	
	A	B
Umocnienie górne	0,5 H	1,0 H
Podłoże górne	0	2,5 H
Podłoże dolne	2,0 H	3,0 H
Umocnienie dolne	3,0 H	5,0 H

W tablicy tej, pod A podano długości elementów zarysu podziemnego obiektów przy gruntach mało przepuszczalnych i słabo rozmywalnych, a pod B — przy gruntach przepuszczalnych i rozmywalnych. Długości dla gruntów pośrednich przyjmuje się z interpolacji.

1) Kuzniecowa, Złatkowski. Sielskochoziajstwiennyye gidroelektrostantsii. 1948.

Dla zmniejszenia filtracyjnego działania wody pod obiektem wielkie znaczenie mają ścianki szczelne. Tak na przykład przy zastosowaniu jednej ścianki, ciśnienie na fundament zmniejsza się od 1,2 do 2,5 razy. Poza tym przednia ścianka szczelna wywołuje większy efekt, niż ścianka tylna, a wszystkie pionowe występy podziemnego zarysu obiektu w większej mierze wstrzymują wodę, niż części poziome o tej samej długości. Stwierdzono również, że działanie ścianek szczelnych zbliżonych do siebie jest mniejsze od działania ścianek rozsuniętych, przy tej samej długości podziemnego zarysu.

Przy projektowaniu podziemnego zarysu należy mieć na uwadze następujące wytyczne:

- sprowadzona łączna długość części pionowych powinna być większa od połowy długości części poziomych;
- w gruntach piaszczystych i żwirowych długość pionowych części zarysu należy przyjmować od 1,0 H do 4,0 H, przy czym 1,0 do 2,0 H na główną ściankę szczelną, a resztę na inne, jeżeli fundament posiada więcej niż jedną ściankę szczelną;
- przy jednakowej długości sąsiednich ścianek s, odległość ich przyjmuje się nie mniejsza od 2s, a tylko w wypadku różnicy w długościach ścianek odległość między nimi może być zmniejszona;
- umocnienie górne projektuje się najczęściej z materiału nieprzepuszczalnego, natomiast umocnienie dolne z materiałów przepuszczalnych plastycznych, aby podczas ewentualnych deformacji dna umocnienie nie ulegało zniszczeniu i przybierało zmieniony kształt dna.

Do sprawdzenia przyjętych wymiarów podziemnego zarysu obiektu najczęściej używa się wzorów Blaja (Bligh) i Lena (Lane).

Na podstawie obserwacji obiektów hydrotechnicznych w Indiach opracował Blaj wzór do określenia długości podziemnego zarysu, potrzebnej do przeciwstawienia się niszczącemu działaniu filtracji:

$$L \geq C_s H$$

gdzie H = spiętrzenie,

C = współczynnik zależny od rodzaju gruntu,

L = długość podziemnego zarysu obiektu, liczona jak suma wszystkich odcinków poziomych, pionowych i pochyłych.

Tablica VI. Wartości C do wzoru Blaja

Nazwa gruntu	C
II, bardzo drobny piasek	18
Drobny piasek	15
Gruboziarnisty piasek	12
Żwir i piasek żwirowy	5-9
Less, grunty gliniaste	6-9
Łłucznie	4-6

Blaj przyjmuje, że spadek ciśnienia na drodze filtracji, liczonej po rozwiniętej długości podziemnego zarysu (na rys. 7 ABCDEFGH), odbywa się po linii prostej czyli przyjmuje, że efektywność poziomych i pionowych części zarysu jest taka sama.

Przyjęcie to nie jest słuszne, ponieważ studia wykazały znaczne odchyłki rzeczywistych ciśnień od określanych po linii prostej, dochodzące do 40%, a w pojedynczych wypadkach nawet do 80%. Jedynie przy fundamencie bez ścianek szczelnych, w wypadku występowania warstwy nieprzepuszczalnej na nieznacznej głębokości, przyjęcie to zbliża się do rzeczywistości i wówczas metoda Blaja nie daje dużego błędu, natomiast w innych wypadkach obliczone wzorem Blaja długości zarysu obiektu wypadają za duże²⁾.

Należy przy tym zaznaczyć, że obliczenia obiektu wykonane metodą Blaja nie zawsze gwarantują bezpieczeństwo. Tak na przykład przegroda Kalli-Baj-Uosz (Kulli-Bye-Wash), ufundowana na drobnym piasku, uległa zniszczeniu, jakkolwiek miała $C = 15$, a przegroda Dloha przy takim samym gruncie runęła przy $C = 17$. Istnieje również szereg przegród, które bez szwanku spełniają swe zadania, jakkolwiek posiadają mniejszy współczynnik C, niż to wypada z obliczeń metodą Blaja, jak na przykład przegroda Wisconsin, która ma $C = 3$, chociaż wzniesiona jest na średnioziarnistym piasku.

Przy opracowaniu swojego wzoru Len wyszedł z założenia, że efektywność odcinków pionowych zarysu jest trzykrotnie większa od odcinków poziomych. Okazało się, że przyjęcie to również nie zawsze jest słuszne, ponieważ stosunek efektywności części pionowych do poziomych nie jest stały, a waha się w granicach od 1,4 do 4,0, w zależności od odległości ścianek i ich zagłębienia.

Dlatego też przy dokładnych obliczeniach należy każdorazowo wyznaczać ten stosunek doświadczalnie. Kształt wzoru Lena nie różni się od wzoru, podanego przez Blaja: $L \geq CH$, stosuje on jednak inne wielkości współczynnika C, podane w tablicy VII.

Tablica VII. Wartości współczynnika C według Lena

Rodzaj gruntu pod fundamentem	Wartość C
Bardzo drobny piasek, il	8,5
Drobny piasek	7,0
Piasek średniej grubości	6,0
Piasek gruboziarnisty	5,0
Drobny żwir	4,0
Żwir średniej wielkości	3,5
Gruby żwir z drobnymi otoczkami	3,0
Miękka glina	3,0
Duże i małe otoczki wraz ze żwirem	2,5
Gлина średnio zbita	2,0
Gлина zbita	1,8
Bardzo zbita glina	1,6

Jeżeli wysokość spiętrzenia wynosi 3,0 m, a obiekt jest wybudowany na warstwie gruboziarnistego piasku, dla którego $C = 5,0$, to wówczas wymagana jest następująca długość podziemnego zarysu obiektu:

$$L \geq CH \geq 5 \cdot 3,0 = 15,0$$

Stosując metodę Lena do sprawdzenia wymiarów zarysu obiektu przedstawionego na rys. 7, oznaczamy tak zwaną długość sprowadzoną $L_s = L_1 + \frac{1}{3} L_2$, która nie może być mniejsza od poprzednio obliczonej, wynoszącej 15,0 m. We wzorze tym L_1 jest drogą dookoła ścianek szczelnych i pionowych występow fundamencie, a L_2 — długością wszystkich poziomych odcinków podziemnego zarysu. Zaznacza się, że krawędzie zarysu o pochyleniu do poziomu większym od 45° zalicza się do pionowych, a przy pochyleniu mniejszym od 45° — do poziomych.

Po wstawieniu poszczególnych wartości otrzymamy następującą długość sprowadzoną:

$$L_s = 1,0 + \frac{3,0}{3} + 3,0 + 3,0 + \frac{7,5}{3} + 2,0 + 2,0 + \frac{7,5}{3} + 1,0 = 18,0 > 15,0.$$

Wynika z tego, że przyjęte wymiary podziemnego zarysu są wystarczające.

Jeżeli na nieznacznej głębokości pod fundamentem (około 5,0 m) znajduje się gruba warstwa gruntu nieprzepuszczalnego (głina, skała), to do przeciwstawienia się filtracji wody stosujemy ścianki szczelne lub występy w fundamencie, które przecinają grunt przepuszczalny i dochodzą do gruntu nieprzepuszczalnego, w którym powinny być zagłębione przynajmniej na 0,5 m.

²⁾ Griszin. Gidrotechničeskie sooruzhenia, I, 1947.

Jeżeli z powodu znacznej grubości warstwy przepuszczalnej koniecznym jest stosowanie stalowej ścianki szczelnej, to rozwiązanie takie jest racjonalne, jeżeli grubość tej warstwy nie przekracza 15,0 m i jednocześnie nie jest większa od 1,0 — 1,5 H, gdzie H jest to wysokość spiętrzenia. Jeżeli warstwa nieprzepuszczalna znajduje się na większej głębokości, to również możemy zastosować ścianki szczelne, lub wykonać pod fundament pionowe wiszące zasłony o wysokości około 1,0 H, które nie dochodzą do gruntu nieprzepuszczalnego. Zabezpieczenia takie nie wstrzymują filtracji, a jedynie przedłużają drogę ruchu wody.

Oprócz obliczeń filtracji pod obiektem, należy również sprawdzić zaprojektowaną długość przyczółków z uwagi na filtrację z boków obiektu. Długość bocznego zarzysu obiektu potrzebną, aby nie nastąpiło wymycie gruntu przyjmuje się w przybliżeniu na podstawie wzoru:

$$L_b = C_0 H,$$

gdzie C_0 = współczynnik równy 0,75 C.

H = spiętrzenie w m.

W zależności od otrzymanych wielkości obiera się odpowiednią długość i kształt przyczółków brzegowych.

Filtracja przez dno zbiornika

Podane wyżej metody i wzory zezwalają na obliczenie wielkości filtracji wody przez korpus przegrody oraz pod jej fundamentem i za przyczółkami. Dla zmniejszenia strat filtracyjnych zastosować można szereg efektywnych środków zabezpieczających, w zależności od charakteru i wielkości filtracji. Trudniejsze jest jednak określenie wielkości strat wody przez dno zbiornika, ponieważ w tym wypadku różne są filtracyjne właściwości gruntów i nieznane drogi przesiąkania wody.

Wielkość filtracji przez dno i brzegi zbiornika zależna jest przede wszystkim od przepuszczalności gruntu i dlatego należy starać się projektować zbiornik na gruntach nieprzepuszczalnych, jak dobra niepopękana skała lub zbita gлина. Umieszczenie zbiorników na gruncie przepuszczalnym lub na skale posiadającej szczeliny doprowadza do znacznych strat wody, jednak najbardziej niebezpieczne są wapienie zawierające gips lub sole, łatwo rozpuszczalne w wodzie. Straty na takich gruntach mogą dojść do tak znacznych rozmiarów, że często projektowanie zbiorników w takich warunkach staje się niecelowe.

Jednak w praktyce zachodzi niekiedy konieczność budowy zbiorników na gruntach przepuszczalnych. Należy wówczas zastosować specjalne środki zabezpieczające, z których najlepszym i najczęściej używanym jest sposób sztucznej kolmatacji, polegającej na wprowadze-

niu do wody drobnych gliniastych lub ilastych cząstek, które po dostaniu się do porów gruntu wytworzą nieprzepuszczalną skorupę na dnie i brzegach, zmniejszając w ten sposób zdolności filtracyjne gruntu. Sposób ten będzie efektywnym, jeżeli mamy do dyspozycji grunt o różnorodnym składzie granulometrycznym, a dno nie posiada dużych szpar. Stosuje się również przykrycie dna i stoków warstwą gliny, której powierzchnia powinna być zabezpieczona od rozmycia przez przysypanie piaskiem lub żwirem. Dobre wyniki daje wprowadzenie do gruntu soli (np. NaCl), w ilości około 5 kg na 1 m² powierzchni. Silikatowanie gruntu, polegające na wciśnięciu rzadkiego szkła wodnego i chlorku wapna, również zmniejsza zdolności filtracyjne gruntu. Jednak silikatowanie jest mało odporne na opady atmosferyczne, a koszt wykonania jest znaczny i dlatego sposób ten nie posiada dużego praktycznego znaczenia. W Polsce ostatnio stosuje się jako uszczelnienie i wzmocnienie gruntu nową metodę, zwaną „Cebertyzacją”. Stosowano również polewanie dna i stoków zbiornika podgrzany resztkami z produkcji ropy naftowej, jednak uszczelnienie to okazało się nietrwałe i musiało być co kilka lat ponawiane. Ostatnio przeprowadza się próby zmniejszenia przepuszczalności zbiornika przez mieszanie gruntu z bitumami lub cementem i pokrycie dna i brzegów zbiornika warstwą tej mieszaniny o grubości około 15 cm. Jednak efektywność tego sposobu może być stwierdzona dopiero po kilku latach eksploatacji.

Należy zaznaczyć, że nawet bez zastosowania specjalnych środków straty filtracyjne z biegiem czasu zmniejszają się na skutek naturalnej kolmatacji w zbiorniku a także z powodu stopniowego nasiąkania gruntów wodą i podnoszenia się w związku z tym poziomu wód gruntowych, zmniejszającego filtracyjne ciśnienie. Tak na przykład filtracyjne straty w zbiorniku Deer Flat (USA) w pierwszym roku po napełnieniu zbiornika wynosiły około 75% jego rocznej pojemności, a po 10 latach eksploatacji ośmiokrotnie się zmniejszyły.

Odnośnie strat wody na skutek nieuszczelnienia zamknięć zaznaczyć należy, że wielkość tych strat zależna jest od typu zamknięcia i od zastosowanego rodzaju uszczelnienia. Należy więc unikać budowy zamknięć przepuszczających znaczne ilości wody, a także zwracać wielką uwagę na dokładne i racjonalne urządzenie uszczelnień.

*

* * *

Widzimy więc, że w rezultacie badań i studiów wykonanych w ostatnich czasach posiadamy obecnie więcej lub mniej dokładne metody do obliczania wielkości filtracji wody. Opracowane również zostały sposoby walki z filtracją i jakkolwiek niektóre z nich są bardzo kosztowne, to jednak winny być stosowane dla zabezpieczenia się przed niszczącym działaniem filtraacji.

Inż. ANTONI BŁYSKOWSKI

Przepływ powierzchniowy jako funkcja intensywności opadów

Autor wyprowadza wzór $Q_s = \alpha \cdot A \cdot i^2$, uzasadniając zależność pojemności fali wezbraniowej w prostym stosunku od drugiej potęgi intensywności deszczu.

Wobec braku obszerniejszego materiału sprawdzającego wyniki nowego wzoru dla innych dorzeczy, a ze względu na przydatność jego przy układaniu prognoz napełniania zbiorników i wyznaczania pojemności fal wezbraniowych drukujemy niniejszą pracę jako artykuł dyskusyjny.

Redakcja

Praca niniejsza jest wynikiem kilkuletnich badań w dziedzinie obliczeń przepływu na podstawie opadów atmosferycznych. Istnieje wielka ilość empirycznych wzorów dla ustalenia przepływu bez bezpośrednich pomiarów, ale te dają jedynie mniej lub więcej przybliżone wyniki. Możliwość sprawdzenia otrzymanych danych jest często minimalna. Niżej podany wzór daje szeroką możliwość sprawdzenia otrzymanych wartości przepływu.

Nowa metoda do obliczeń bezpośredniego przepływu powierzchniowego (który obejmuje również odpływ wody gruntowej krótkookresowej)¹⁾ w rzekach i potokach w wyniku opadów atmosferycznych oparta jest na pod-

¹⁾ Zobacz referat prof. K. Dębskiego „Kształtowanie gospodarki wodnej w małym dorzeczu”. „Gospodarka Wodna” Nr 1—2, 1950, str. 17.

stawie szczegółowej analizy różnych czynników przepływu.

Ogólny wzór dający ilość przepływu powierzchniowego w zależności od opadów jest następujący:

$$Q_s = c \cdot i \cdot A \quad (1)$$

gdzie Q_s — przepływ w m^3 na jednostkę czasu,

c — współczynnik przepływu,

i — wysokość opadu na jednostkę czasu (intensywność opadu),

A — powierzchnia zlewni w km^2 .

Współczynnik c , innymi słowy procent przepływu powierzchniowego, zmienia się w bardzo szerokich granicach, nie tylko dla różnych rzek lub potoków, ale również zmienia się znacznie dla jednej i tej samej rzeki i tego samego miejsca przepływu, w zależności od różnych co do wielkości i intensywności opadów atmosferycznych.

Już z wyżej wymienionych przyczyn oczywiste jest, że bliższe określenie współczynnika c napotyka na znaczne trudności, a zastosowanie go z tych samych przyczyn daje możliwość popełniania błędów.

Wielkość współczynnika c zależna jest od topografii, formy i struktury geologicznej zlewni, jej roślinności itp. Dotychczas przypuszczano również zależność tego współczynnika od intensywności opadów, zależność ta nie została jednak bliżej określona.

Na podstawie licznych badań opadów i odpowiednich przepływów doszedłem do przekonania, że głównym czynnikiem wielkości przepływu jest intensywność deszczu i co więcej, że wielkość bezpośredniego przepływu jest wprost proporcjonalna do tejże intensywności.

Dlatego więc dla bliższego określenia zależności bezpośredniego przepływu od czynnika intensywności opadu, należy go oddzielić od pozostałych czynników.

Na podstawie powyższych wywodów wielkość współczynnika c można wyrazić równaniem:

$$c = \alpha \cdot i \quad (2)$$

Po wstawieniu $\alpha \cdot i$ w miejsce c w równaniu (1) otrzymamy:

$$Q_s = \alpha \cdot i^2 \cdot A \quad (3)$$

Stąd nowy współczynnik równa się:

$$\alpha = \frac{Q_s}{i^2 \cdot A} \quad (4)$$

Przez eliminację głównego czynnika, jakim jest intensywność opadu, współczynnik α określa nam głównie charakterystykę powierzchni zlewni. Zanim przystąpię do bliższego określenia tego współczynnika, dla sprawdzenia powyższego założenia przyjmijmy wypadek, w którym powierzchnia zlewni jest nieprzepuszczalna, pomijając przy tym straty spowodowane przez parowanie, otrzymujemy

$$c = \alpha \cdot i = 1$$

a w równaniu (3) otrzymamy:

$$Q_s = \frac{1}{i} \cdot i^2 \cdot A = i \cdot A$$

Przepływ równałby się w takim wypadku całości opadu.

Czynniki wpływające na zmniejszenie bezpośredniego przepływu, a tym samym określające wartość współczynnika α są następujące:

- topografia, forma i roślinność powierzchni zlewni,
- parowanie i wsiąkanie (straty na powierzchni lub inacej wody absorbcyjne),
- struktura geologiczna zlewni,
- przerwy między opadami atmosferycznymi.

Czynniki te odnoszą się przeważnie do istniejących warunków zlewni, które nie mają żadnego wpływu na zmienność intensywności deszczu, a będąc podstawowymi czynnikami przepływu, oddzielone są w równaniu (3) w przeciwieństwie do dotychczas używanego obok innych wzorów empirycznych równania (1), co ułatwia ich obliczenie. Eliminacja czynnika intensywności od czynników wyżej wymienionych zbliża nas znacznie do

dokładnego określenia przepływu na podstawie danych meteorologicznych i daje możliwość bliższego poznania charakterystyki zlewni.

Z analizy tych czynników zobaczymy, że współczynnik α zmienia się w ciasnych granicach, co specjalnie powiększa wartość jego użycia w praktyce. Jakież to są czynniki?

- 1) Topografia, forma i roślinność powierzchni zlewni — to czynniki bezwzględnie stałe, jak długo nie zachodzą radykalne zmiany w sposobie użycia ziemi. Warunki topograficzne rzek górskich powodują znacznie większy stosunkowo przepływ powierzchniowy, niż to ma miejsce u rzek nizinnych. Dla ilustracji wystarczy porównać wykres stanów wody wodowskazów Dunajca, Sanu, górnego biegu Wisły z wykresem Bugu lub Narwi (zob. „Gospodarka Wodna” 1950, Nr 3, str. 81).
- 2) Na podstawie dotychczasowych badań wiadomym jest, że straty spowodowane przez parowanie i wsiąkanie są stałymi na jednostkę czasu w zależności od rodzaju powierzchni, klimatu i pory roku. Ta okoliczność umożliwia ich dokładne obliczenie. Parowanie i wsiąkanie na powierzchni znajduje się w granicach 0,5 — 1,5 mm na godzinę. Można to ustalić przy pomocy bezpośrednich pomiarów lub laboratoryjnie bez trudności. (Już w tym miejscu można powiedzieć, że deszcz o intensywności 0,5 — 1,5 mm na godzinę nie spowoduje żadnego przepływu).

Dlatego straty te (w procentach) w stosunku do opadów stają się również stałymi, począwszy już od względnie niewielkiej intensywności deszczu. Ta okoliczność umożliwia ustalenie procesu tych strat w stosunku do opadu.

- 3) Struktura geologiczna zlewni jest czynnikiem zmniejszającym bezpośredni przepływ powierzchniowy z powodu filtracji wód deszczowych przez glebę lub szczeliny między warstwami, które stanowią tzw. wody gruntowe. Te wody zaś po przejściu dłuższej drogi wydostają się na powierzchnię w postaci źródeł i płyną mniej więcej równomiernie w cieku lub są eksploatowane bezpośrednio (studnie).

I tutaj podkreślić trzeba, że podczas gdy przepływ zwiększa się w zależności od ilości i intensywności deszczu, to ilość wody spływającej do podziemia zależy w pierwszym rzędzie od przepuszczalności danej powierzchni zlewni lub od pojemności zbiorników podziemnych, a nie zależną jest od intensywności deszczu. Stąd wynika, podobnie jak w p. 2, że już począwszy od względnie niewielkiej intensywności deszczu ilość wody spływającej (filtrującej) do podziemia jest niemal stała, co umożliwia jej bliższe określenie.

Rodzaj struktury geologicznej zlewni jest głównym czynnikiem wpływającym na wielkość przepływu powierzchniowego i tym samym na wielkość współczynnika α , co odwrotnie upoważnia nas do twierdzenia, że współczynnik α dla danej zlewni kwalifikuje również rodzaj struktury geologicznej danej zlewni. W miarę, jak rośnie zdolność infiltracji danej zlewni maleje wartość α i odwrotnie. Opierając się na wartości współczynnika α , określić możemy ilość wody spływającej do podziemia (wody gruntowej), co służyć może jako wskaźnik w eksploatacji tych wód.

- 4) Długie przerwy w opadach atmosferycznych powodują zmiany wilgoci warstwy zewnętrznej powierzchni zlewni, które zwiększając zdolność absorpcji wody powodują w pewnej mierze wahanie wartości współczynnika α .

Z powyższej analizy, jak i z przeprowadzonych badań wynika, że współczynnik α jako funkcja prawie stałych czynników pozostaje na ogół bez zmian lub waha w stosunkowo ciasnych granicach dla określonej zlewni i określonego punktu biegu rzeki przy większych opadach. Dlatego nazwać można współczynnik α współczynnikiem charakterystycznym zlewni.

Powyższą analizę przedstawić można w następującym wzorze:

$$Q_s = i \cdot A - Q_g - L \quad (5)$$

gdzie Q_s — przepływ powierzchniowy w cieku na jednostkę czasu,

$i \cdot A$ — ilość deszczu na jednostkę czasu,

Q_g — filtracja do podziemia na jednostkę czasu,

L — straty na powierzchni (parowanie i wsiąkanie) na jednostkę czasu.

Po wstawieniu wzoru (3) otrzymamy:

$$Q_s = \alpha \cdot i^2 \cdot A = i \cdot A - Q_g - L \quad (6)$$

Stąd, gdy $i \cdot A \leq (Q_g + L)$ — nie zjawia się bezpośredni przepływ powierzchniowy w cieku spowodowany opadem o intensywności i ; wtedy więc

$$\alpha = 0; \quad Q_s = 0$$

A jeżeli $i \cdot A > (Q_g + L)$ — zjawia się w tym wypadku przepływ powierzchniowy w cieku spowodowany danym opadem.

W wyniku tych rozważań należałoby podzielić opady na efektywne, tj. powodujące przepływ powierzchniowy i nieefektywne, zasilające jedynie powierzchnię zlewni lub zbiorniki podziemne.

Powyższe rozumowanie jasno wykazuje zależność przepływu powierzchniowego rzeki od intensywności opadów. Dla potwierdzenia tego założenia wystarczy porównać wykres ombrograficzny (w odpowiedniej podziale) z odpowiednim wykresem stanów wody na wodowskazie.

Mając do dyspozycji wykresy ombrograficzne i kilka danych o przepływie, możemy z łatwością określić wielkość współczynnika α , który następnie z wielką dokładnością umożliwi nam może obliczenia przepływu powierzchniowego jedynie na podstawie danych meteorologicznych bez bezpośrednich pomiarów lub umożliwić może obliczenie wielkości przepływu jedynie na podstawie danych o opadach.

Znalezienie zależności określonych wzorem $Q_s = \alpha i^2 A$ ma doniosłe znaczenie dla projektowania siłowni wodnych, a przez możliwość osiągnięcia dokładniejszej prognozy oraz wcześniejszej, aniżeli na podstawie wyłącznie stanów wody, wzór ten ułatwić może dyspozycję mocy dla istniejących siłowni wodnych, umożliwiając przygotowanie systemu energetycznego do przyjęcia danej ilości energii. Ponadto prognoza tego rodzaju umożliwiłaby dyspozycję zmniejszającą szkody wskutek powodzi.

Jasne jest, że im bardziej dokładne będą dane o opadach, tym dokładniejsze będą wyniki obliczeń przepływu. Najlepsze byłyby godzinowe sprawozdania o opadach, wtedy moglibyśmy przyjąć wysokość opadu na godzinę, jako intensywność i , a dla całej zlewni średnią poszczególnych godzinowych wysokości opadu.

Niestety rzadko jesteśmy w posiadaniu tak szczegółowych danych. W praktyce spotykamy się najczęściej z dobowymi wysokościami opadów. Dla umożliwienia jak najszerszego zastosowania tej metody, możemy przyjmując dobową wysokość opadu jako intensywność dobową I .

Jak potwierdzają doświadczenia, metoda ta daje zadowalające wyniki nawet przy użyciu tych ostatnich danych. Przybliżenie to dlatego jest możliwe, że chodzi nam w pierwszym rzędzie o wielkie opady i również dlatego, że możemy przyjąć ten sam stosunek trwania opadu do doby dla wszystkich opadów. Jedynie w wyjątkowych wypadkach narażamy się na poważniejszy błąd. Druga możliwość błędu przy użyciu dobowej wysokości opadu jako jego intensywności powstaje również wtedy, gdy odczytanie wysokości opadu odbywa się podczas trwania opadu, wskutek czego obniża się w obliczeniach realna wartość intensywności danego opadu. Możemy jednak przyjąć to uogólnienie z uwagi na to, że rozpatrujemy i opieramy się w obliczeniach przepływu na każdym opadzie oddzielnie. Metody obliczania np. średniego przepływu na podstawie sumy rocznych opadów dają nam rezultaty często bardzo odległe od rzeczywistości.

Na podstawie powyższego założenia możemy więc przyjąć dobową wysokość opadu, tj. dzienne dane meteorologiczne o opadach jako intensywność dobową opadów. To założenie umożliwi nam badania przepływu w rzekach i potokach, gdzie nie ma danych hydrologicznych, jedynie na podstawie danych meteorologicznych. Zbyteczne jest podkreślać, jak ważne jest znaczenie tego w badaniach i eksploatacji obszarów, gdzie w ogóle nie ma danych o przepływie lub gdzie te dane są niewystarczające.

Reasumując, przyjmujemy dobową ilość deszczu jako intensywność I , a dla całej zlewni średnią tych wartości. Po wstawieniu do wzoru (3) otrzymamy dobową objętość przepływu spowodowaną danym deszczem:

$$\int_0^1 Q \cdot dt = \alpha \cdot I^2 \cdot A = \alpha \cdot I \cdot P \quad (7)$$

gdzie: $P_1 = A \cdot I$ — dobową ilość deszczu dla badanej zlewni.

Z równania (7) widoczne jest, że ilość przepływu w cieku jest funkcją intensywności i ilości deszczu.

Określenie średniej wielkości I dla całej zlewni nie nastrocza żadnych trudności. Większe opady, jak wynika z obserwacji, obejmują zwykle całą zlewnię, w innym wypadku zaś trzeba dane o wysokości opadu odnieść tylko do tej części zlewni, na której się zjawiały, a tym samym zredukować w obliczeniach powierzchnię zlewni w zależności od wypadku.

Dla otrzymania całkowitego przepływu wskutek serii deszczów oznaczamy ilość opadu serii poszczególnych deszczów:

$$A \int_0^n I dt = P = \sum_0^n I \cdot A$$

gdzie: I oznacza wysokość opadu na dobę,

n — ilość dni opadu;

odpowiednią objętość przepływu powierzchniowego w cieku:

$$\int_0^n Q dt = R = \alpha \sum_0^n I^2 \cdot A$$

zaś stosunek między powyższymi, stanowiący procent przepływu powierzchniowego, wyniesie:

$$\frac{R}{P} = \frac{\alpha \sum_0^n I^2}{\sum_0^n I} \quad (8)$$

stąd ogólny wzór dla całkowitego przepływu powierzchniowego w cieku (bez przepływu wody gruntowej długookresowej):

$$R = \alpha \frac{\sum_0^n I^2}{\sum_0^n I} P \quad (9)$$

I tutaj widzimy, że objętość przepływu powierzchniowego jest określoną funkcją sumy intensywności i ilości poszczególnych opadów.

Po obliczeniu lub ustaleniu współczynnika α dla danej zlewni można bez trudności otrzymać przy pomocy wzoru (9) objętość przepływu powierzchniowego z taką dokładnością, iż bez zastrzeżeń może służyć on za podstawę do opracowywania projektów wykorzystania energii wodnej.

Tablica I zestawia dane liczbowe do wykresów od 1 do 3. Kolumny (1, 2, 3, 4) zawierają wyniki pomiarów, pozostałe zaś przedstawiają analizy 26 opadów na podstawie omawianego wzoru.

Brak jest dokładniejszych danych o intensywności zestawionych opadów, gdyż różny czas trwania tych opadów o rozpiętości od 2 do 32 godzin (patrz kol. 4) powoduje pewne niedokładności obliczeń. W analizie powyższej przyjęto więc z tego powodu średnią intensywność powyższych danych, czym tłumaczyć można pewne nieznaczne rozproszenie punktów w wykresach 1 — 3.

Pewnym uzupełnieniem braku dokładniejszych danych o intensywności jest wyeliminowanie strat powierzchniowych (L — parowanie i wsiąkanie na powierzchni). Straty te (jak widać z kol. 7) pomimo istniejących niedokładności w pomiarach hydrometrycznych znajdują się w bardzo ciasnych granicach i to od 0,7 do 2,9 mm/godzinę. Z wyżej wymienionych powodów również współczynnik α (kol. 11) wykazuje pewna wahania.

kładzie intensywności opadów, tj. danych ombrograficznych, lub sprawozdań godzinowych czy dobowych, lecz ogólny czas trwania opadu, który dla poszczególnych opadów wynosił od 2 godzin do 32 godzin. Tym tłumaczy się pewne rozproszenie punktów wykresu, gdyż intensywność nie była wystarczająco określona.

Otrzymane rezultaty graficznie ilustrują powyższe wywody w załączonych wykresach (rys. 1, 2, 3).

TABLICA I

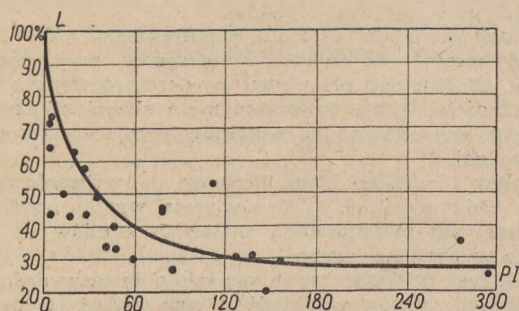
Data opadu	Opad I mm	Przepływ pow. Q_s mm	Odpływ podziemny Q_g	Czas trwania opadu godz.	Straty			$I-L$ mm	Intensywność $\frac{I-L}{t}$ mm/godz.	$PI = i^2$	$\alpha = \frac{Q_g}{i^2}$
					L mm	%	na godz.				
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
9. II. 1935	24	1,3	5,1	8	17,6	74	2,2	6,4	0,8	5,1	0,25
13. II. "	72	12,9	24,1	4	15,9	53	2,9	37,0	3,0	113,0	0,114
14. II. "	30	3,5	11,7	8	19,1	45	2,1	15,2	2,2	33,4	0,104
25. II. "	30	2,3	14,7	7	14,8	49	2,6	17,0	3,4	17,7	—
5. III. "	25	5,3	11,4	6	8,3	33	1,4	16,7	2,8	46,8	0,11
10. III. "	20	0,8	4,8	8	14,4	72	1,8	5,6	0,7	3,9	0,20
12. III. "	61	23,8	18,5	13	18,7	31	1,4	42,3	3,3	140,0	0,17
2. I. 1936	80	25,9	17,8	24	36,3	45	1,5	43,7	1,8	78,7	—
4. I. "	29	8,1	10,9	9	10,0	34	1,1	19,0	2,1	39,9	0,28
6. I. "	31	10,9	10,9	8	9,2	30	1,1	21,8	2,7	58,8	0,18
8. I. "	46	20,9	11,2	8	13,9	30	1,7	32,1	4,0	128,4	0,12
9. I. "	18	3,1	8,1	2	4,8	27	2,4	13,2	6,6	87,2	—
15. I. "	17	0,25	0,5	8	16,3	96	2,0	0,7	0,1	—	—
18. I. "	112	49,0	35,0	24	28,0	25	1,2	84,0	3,5	294,0	0,16
17. II. "	27	3,0	11,7	8	12,0	44	1,3	15,0	1,9	28,5	0,12
1 IV. "	109	43,4	31,5	20	34,1	35	1,7	74,9	3,7	276,5	0,16
5 IV. "	99	38,0	35,0	32	28,0	28	0,9	71,0	2,2	156,2	—
9 IV. "	37	2,3	17,7	10	17,0	46	1,7	20,0	2,0	40,0	0,145
6 XII. "	49	3,6	14,5	16	30,9	63	1,9	18,1	1,1	19,9	0,16
18 XII. "	56	5,6	18,5	21	32,9	58	1,6	23,1	1,2	27,7	0,19
1. I. 1937	85	33,0	12,7	27	39,3	46	1,5	45,7	1,7	77,8	—
5. I. "	14	0,8	4,0	8	9,2	65	1,1	4,8	0,6	2,9	0,160
6. I. "	8	0,2	4,3	5	3,5	44	0,7	4,5	0,9	4,0	—
6. II. "	34	4,8	12,2	20	17,0	50	0,8	17,0	0,8	13,6	0,135
9. II. "	48	16,7	21,8	10	9,5	20	0,9	9,5	3,8	146,0	—

W tablicy podano wartości: I , Q_s , Q_g i L przeliczone w mm celem wzajemnego porównania

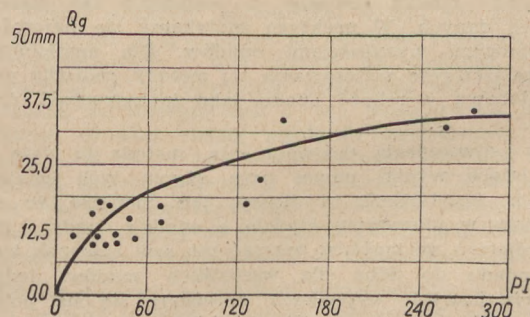
Powyższe wzory przy użyciu godzinowych danych o opadach, dają znacznie dokładniejsze wyniki. W zależności od przeznaczenia obliczeń i od dysponowanego materiału będziemy mogli posługiwać się godzinowymi czy dobowymi jednostkami.

Dla przykładu opracowałem wg powyższych wzorów dane o opadach i przepływie w Valley River²⁾. Posłużyłem się tym przykładem dlatego, iż podano tam nie tylko dane o opadach i przepływie powierzchniowym, ale również odpowiednie stany wód gruntowych, co okazało się bardzo użyteczne dla tej analizy. Badana zlewnia (około 724 km²), posiadająca wiele szczelin geologicznych, powoduje pokaźne zmiany stanów wód gruntowych wskutek opadów. Nie podano natomiast w przy-

Rys. 1 przedstawia w procentach straty spowodowane przez parowanie i wsiąkanie (L) na powierzchni zlewni (wody absorbcyjne), jako funkcja ilości i intensywności deszczu. Tutaj widzimy wyraźnie, że już od względnie niewielkiej intensywności ilości wody straconej pozostaje stała w granicach 25 — 30% ogólnej ilości opadu.



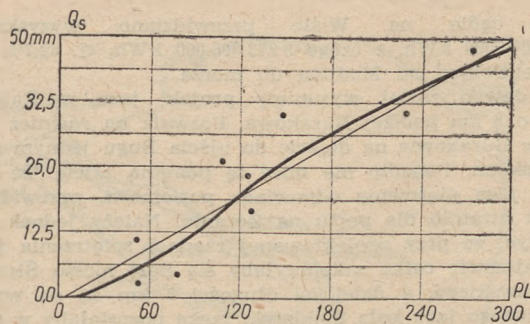
Rys. 1. Krzywa strat powierzchniowych (wody absorbcyjne)



Rys. 2. Krzywa splywu podziemnego

Rys. 2 daje nam krzywą splywu podziemnego (Q_g) jako funkcję ilości i intensywności deszczu. I tutaj widzimy, że już od względnie niewielkiej intensywności opadu splyw wody gruntowej spowodowanej danym opadem pozostaje mniej więcej wielkością stałą, równą zdolności filtracji danej powierzchni zlewni.

²⁾ „Engin Proceedings“, October 1942, str. 829.



Rys. 3. Krzywa przepływu powierzchniowego

Rys. 3 przedstawia krzywą przepływu powierzchniowego, również jako funkcję ilości i intensywności deszczu. Krzywa zbliża się do linii prostej, co jest dowodem, że współczynnik α w przybliżeniu jest liczbą stałą, a ilość tego przepływu proporcjonalna do I. P.

Rozpatrywana metoda, jak widoczne jest z powyższej analizy, daje możliwość racjonalnego badania przepływu w ogólności i badania charakterystyki różnych obszarów zlewni. Dla celów eksploatacji energii wodnej należałoby dla poszczególnych siłowni — po wstępnych obliczeniach współczynnika α , sporządzić odpowiednie wykresy, które umożliwiłyby szybką manipulację.

*
* *

Dla przykładu (tabl. II) obliczono wartości współczynnika dla przepływów powierzchniowych w korycie

Wisła
Wod. Przewóz

TABLICA II

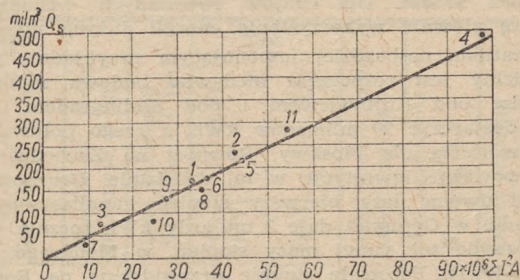
A = 8020 km²

L. p.	Data opadu	Σi mm	Σi^3	$\Sigma i^2 \cdot A$	$\Sigma Q \cdot t$ m ³	α
1.	4 — 8. VI. 1906	92,5	4.197	33.600.000	166.500.000	4,95
2.	6 — 4. VII. 1906	147,3	5.300	42.500.000	230.000.000	5,40
3.	27. VII. — 6. VIII. 1920	93,0	1.761	14.150.000	74.000.000	5,22
4.	28. VI. — 8. VII. 1925	218,8	12.230	98.000.000	490.000.000	5,00
5.	1 — 3. VIII. 1925	103,8	5.540	44.500.000	216.000.000	4,85
6.	26 — 30. VIII. 1925	111,5	4.375	35.200.000	171.400.000	4,87
7.	8 — 9. V. 1928	48,2	1.204	9.620.000	30.934.000	3,21
8.	8 — 16. VIII. 1930	127,4	4.267	34.200.000	150.000.000	4,39
9.	25 — 28. VIII. 1931	85,6	3.360	27.000.000	131.350.000	4,86
10.	2 — 8. VIII. 1932	131,0	2.962	23.800.000	82.180.000	3,46
11.	15 — 18. VII. 1984	122,0	6.612	53.200.000	282.650.000	5,27

Wisły przy wodowskaziu w Przewozie. Średnie natężenie dobowe opadów obliczono z następujących czterech stacji opadowych: Skoczów, Mikuszowice, Straconka i Porąbka oraz zastępczo: Goczałkowice, Rycerka, Wisła-Łabajów lub Zadziele. Map izohietowych nie opracowano. Średnie wysokości dobowe opadów dla całej zlewni (jako wartości porównawcze) obliczono, przyjmując średnią z danych czterech wymienionych stacji opadowych.

Wartości α otrzymano na podstawie wzoru:

$$\alpha = \frac{\Sigma Q_s \cdot t}{\Sigma P \cdot A}$$

Rys. 4. Wykres funkcji $Q_s = \alpha \cdot i^2 \cdot A$ dla Wisły w Przewozie.

Średnio dla wyżej wymienionych stacji opadowych, dla Przewozu przyjąć można $\alpha = 4,87$.

Tablica II obejmuje w poz. $\Sigma Q \cdot t$ przepływy powierzchniowe bez wód gruntowych krótko i długookresowych.

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

Inż. TADEUSZ TILLINGER

Kanalizacja Wisły w rejonie Warszawy i wykorzystanie jej energii

Koncepcja Autora wykorzystania energetycznego Wisły w rejonie Warszawy idzie w kierunku uzyskania możliwie dużych spadów przy możliwie małej ilości stopni.

Zagadnienie gospodarki wodnej na obszarze Warszawskiego Zespołu Miejskiego nie znalazło dotychczas integralnego rozwiązania, niewątpliwie ze szkodą dla poszczególnych poczynań inwestycyjnych w rejonie Warszawy. Dlatego też poniższa koncepcja, łącznie z innymi, z których większość była opublikowana w naszym czasopiśmie, powinna przyczynić się do powstania planugospodarki wodnej Warszawskiego Zespołu Miejskiego, w możliwie najkrótszym czasie, przy uwzględnieniu nie tylko problemów energetycznych i żeglugowych, ale i rolniczych, zaopatrzenia w wodę, odprowadzenia i oczyszczenia ścieków, sportowo-wypoczynkowych i innych.

Redakcja

Sprawa należytego zagospodarowania i wykorzystania Wisły w rejonie Warszawy nie została dotąd ostatecznie rozwiązana. Mimo, że projekt rozbudowy miasta i jego rejonu został dość szczegółowo opracowany, mimo że roboty regulacyjne na Wiśle posuwają się naprzód,

dotychczas ustalone zostało jedynie, że Wisła w granicach Warszawy winna być skanalizowana. Jednakże ani sytuacja jazu, ani rzędna jego piętrzenia nie zostały sprecyzowane. I sprawa ta nadal pozostaje otwarta. Związane zaś ściśle z projektem kanalizacji rzeki wy-

korzystanie jej energii wodnej znajduje się wciąż jeszcze w stadium początkowym, a wysuwane dotychczas projekty wzbudzają poważne zastrzeżenia.

Zbytecznym jest podkreślać znaczenie tej sprawy dla miasta.

Jeszcze w 1926 r. na międzynarodowym kongresie energetycznym w Bazylei omawiano niebezpieczeństwo, w jakim znajdują się wielkie miasta opierające niezbędne im zapotrzebowanie prądu na jednym źródle energii. Smutne doświadczenie następnego ćwierćwiecza aż nadto uzasadniło konieczność asekurowania dostawy prądu przez pobieranie go z kilku wzajemnie od siebie niezależnych źródeł. Dla krajów równinnych wchodzi tu w grę głównie wykorzystanie energii dużych rzek.

Ostatnim, najbardziej imponującym przykładem z tej dziedziny jest rozpoczęta niedawno budowa zapór na Woldze pod Kujbyszewem i pod Stalingradem. Mają one dostarczyć 20 miliardów kWh, z czego połowa jest przeznaczona dla Moskwy. Również na Zachodzie wiadać poważne inwestycje w tej dziedzinie. Uruchomiony przed dwoma laty pierwszy stopień kanalizacyjny na Rodanie w Gënissiat daje 2 miliardy kWh rocznie. Drugi, prawie tej samej mocy stopień, w Mondragon jest w budowie. Pozostałe stopnie przewidziane na Rodanie mają dać jeszcze 10 miliardów kWh.

Nasze możliwości w tej dziedzinie są skromniejsze. Tym staranniej winniśmy je wykorzystać, aby otrzymać maksimum wyniku użytecznego i uniknąć marnowania cennego dobra, jakim jest woda, przez niewłaściwe rozwiązania.

* * *

Przy rozwiązywaniu zagadnienia kanalizacji Wisły w rejonie Warszawy należy brać pod uwagę następujące warunki:

- Wszystkie stopnie powinny być dostosowane do ogólnego projektu kanalizacji Wisły na całej jej długości, umożliwiając stopniową realizację racjonalnej całości;
- Stanowisko Wisły spiętrzone jazem położonym poniżej Warszawy, powinno mieć taki poziom zwierciadła wody, aby piętrzenie sięgało aż do najbliższego wyżej położonego jazu, zapewniając na całym odcinku rzeki pomiędzy jazami dostateczną dla żeglugi głębokość; jaz ten nie może jednak być usytuowany w obrębie miasta, wobec tego można go ulokować dopiero koło Siekierok.

Pomysł wykorzystania sił wodnych Wisły w celu elektryfikacji Warszawy datuje się jeszcze od 1919 r., kiedy w związku z pierwszym projektem portu na Żeraniu został wysunięty projekt budowy stopnia kanalizacyjnego na Wiśle pod Bielaniem. W 1938 r. został opracowany przez profesorów: Pomianowskiego, Herbicha i Zmigrodzkiego projekt wstępny jazu pod Bielaniem z siłownią i śluzami¹⁾. Na podstawie obliczeń hydrologicznych za 12 lat (1921 — 1932) ustalono spad maksymalny na 4,72 m, średni na 3,67 m. Moc maksymalna obliczono na 20.000 kW, średnią na 13.789 kW, produkcję roczną na 120.819.000 kWh. Przewidziana rzędna piętrzenia tego jazu jest odpowiednia dla zapewnienia na stanowisku rzeki w obrębie Warszawy dostatecznej dla żeglugi głębokości. Jednakże usytuowanie jazu pod Bielaniem nie jest korzystne ze względu na całokształt projektu kanalizacji Wisły, wymagałoby bowiem dla skanalizowania odcinka rzeki do ujścia Bugu budowy jeszcze dwóch jazów.

W 1945 r. w Nr 6 „Przeglądu Komunikacyjnego“ w artykule „Kanalizacja Wisły“ podałem rozstawę stopni kanalizacyjnych dla całej Wisły, przy czym jaz poniżej Warszawy przesunięty został z Bielania o 5 km dalej do Burakowa, co lepiej odpowiada całości projektu, gdyż wtedy następne stanowisko może dojść aż do ujścia Bugu. Średnią roczną produkcję energii obliczono na 121.000.000 kWh.

¹⁾ Opis tego projektu został podany w Nr 3 „Gospodarki Wodnej“ z 1938 r.

W ogóle na Wiśle przewidziano wyzyskanie 5.220.000.000 kWh, z czego 3.273.000.000 kWh, tj. 62,7% na Wiśle Dolnej, od Modlina do morza.

Niedawno został wysunięty projekt jazu w Rajszewie, o 8 km poniżej Burakowa. Pozwala on również jak jaz w Burakowie na dojście do ujścia Bugu jednym stanowiskiem. Ponadto ma mieć tę ponętną zaletę, że poziom jego piętrzenia odpowiada poziomowi, przewidzianemu ostatnio dla portu na Żeraniu. Należy jednak zauważyć, że przy projektowanej rzędnej spiętrzenia jazu w Rajszewie cofka zakończyłaby się koło mostu Śląsko-Dąbrowskiego, a dalej na długości 8 km aż do wyżej położonego jazu koło Siekierok, rzeka pozostałaby w stanie dzisiejszym. Projektowany poziom piętrzenia przechodzi o 1,6 m poniżej najniższego poziomu wody w przekroju tego jazu, gdy powinien by przechodzić przynajmniej o 1 m powyżej. Autor projektu liczy na silną erozję dna koryta rzeki. Jest ona w pewnych granicach możliwa i pożądana, lecz jest bardzo wątpliwym, czy nawet przy zastosowaniu intensywnych robót pogłębiarskich uda się osiągnąć pogłębienie koryta więcej niż o 1 m.

Wobec tego należy uważać, że przyjęty w tym projekcie poziom piętrzenia wydaje się o ok. 1,5 m za niski. Podwyższenia go ze względu na niskie brzegi nie da się prawdopodobnie przeprowadzić.

Wszystkie wyżej wymienione projekty mają tę wspólną cechę, którą można uważać za wadę, że pod względem energetycznym przedstawiają rozwiązania zupełnie niekorzystne. Przewidziane siłownie wodne są położone na stopniach o małym spadzie (ok. 4,5 m), z wahałym się poziomem wody dolnej. Gdy w miarę wzrostu przepływu spadek na stopniu zmniejszy się do połowy spadku przyjętego dla turbin, praca ich ustaje. Wobec powyższego należy się liczyć nie tylko z silnym wahaniami mocy, ale nawet z kilkodniową przerwą pracy w roku średnim, a paratygodniową w latach mokrych. Siłownia nie mogłaby gwarantować odbiorcom ani stałej mocy, ani stałej dostawy prądu. Wyprodukowana energia nie byłaby wysokowartościową.

Pewne wyrównanie przepływów Wisły za pomocą projektowanych zbiorników sprawy przerw produkcji siłowni o małych spadach nie tylko nie poprawi, ale nawet ją może pogorszyć. Ponieważ o pełnym wyrównaniu przepływu Wisły do średniego rocznego (591 m³/sek pod Warszawą) nie może być mowy, gdyż dla roku średniego wymagałoby to już objętości zbiorników co najmniej 10 miliardów m³, więc należy się liczyć tylko z wyrównaniem częściowym, dostatecznym dla zabezpieczenia od powodzi. Wyrównanie takie podniesie co prawda wydajność siłowni w okresie niskich przepływów, lecz jednocześnie spłaszczy falę powodziową. Fala taka, wynosząca 3.000 — 6.000 m³/sek i trwająca około tygodnia, zmniejszy się do objętości nieszkodliwej 1.500 — 3.000 m³/sek, ale jednocześnie odpowiednio przedłuży się czas jej trwania. W rezultacie siłownie o małym spadzie zamiast być nieczynne w ciągu tygodnia dla przepuszczenia fali powodziowej będą stały nieczynne przez znacznie dłuższy okres czasu dla przepuszczenia powoli spływającej fali spłaszczonej.

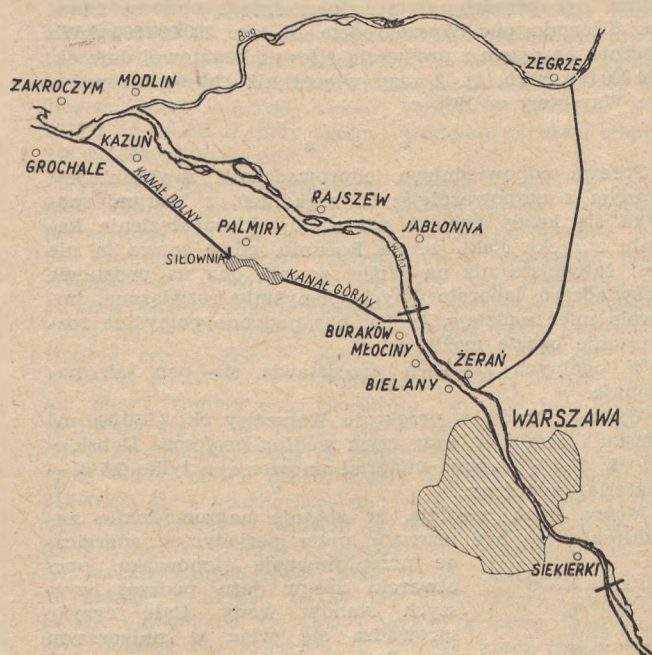
Energia otrzymywana z tak dużymi przerwami była by małowartościowa.

Jednakże okoliczność ta nie powinna zniechęcać nas do wykorzystania energii Wisły. Należy jednak starać się o znalezienie korzystniejszych rozwiązań.

* * *

Ostatnio wysunięta została koncepcja budowy boczno-go kanału roboczego, odgaleziającego się od Wisły powyżej jazu w Burakowie i wchodzącego z powrotem do koryta rzeki koło Kazunia, poniżej ujścia Bugu (rys. 1).

Różnica poziomów pomiędzy zw. wody spiętrzonej jazem w Burakowie a średnim rocznym stanem wody u wylotu kanału wynosi ok. 11 m. Ponieważ przy dużym przekroju czynnym przewidzianym dla kanału, spadek zwierciadła wody w kanale dla całej jego długości (23 km) wyniesie nie więcej jak 0,8 m, otrzymuje



Rys. 1.

się możliwość wykonania na kanale stopnia o ześrodkowanym spadzie użytecznym ok. 10 m. Przy największych przyborach Wisły spad ten nie będzie mniejszy od 6,5 m. Nię będzie więc przerw w produkcji energii, ani znaczniejszych wahań mocy siłowni.

Trasa kanału biegnie przeważnie terenem puszczy Kampinowskiej i tu, pomiędzy szeregiem pagórków, możliwe jest urządzenie niewielkiego, ok. 3 km długiego jeziora, stanowiącego zbiornik wyrównawczy przed stopniem przewidzianym na kanale. Dolna część kanału wcięta jest w piaski, wypełniające dawne koryto Prawisły. Ścisłejsze wytyczenie trasy kanału możliwe będzie dopiero po wykonaniu odpowiednich zdjęć terenowych i sondowań gruntu.

Płyta gliny dyluwialnej ciągnie się od Warszawy na północ, dochodzi do Burakowa, gdzie glina ta występuje na powierzchni terenu, dalej płyta urywa się. Wiercenia w Palmirach wskazują, że cała dolina rzeki aż do powierzchni morza wypełniona jest piaskami. Granica tarasu gliny ciągnie się zapewne w kierunku zachodnim, równoległe do koryta Prawisły.

Dla kanału górnego, biegnącego częściowo w wykopie, a częściowo w nasypie, w orientacyjnym opracowaniu wstępnym przewidziano profil trapezowy o szerokości dna 83 m i głębokości wody 7 m, dla kanału dolnego przyjęto szerokość dna 45 m a głębokość 10 m. Przy nachyleniu skarp 1:2,5 przekrój poprzeczny wynosi 700 m² i przy szybkości 1 m/sek, kanał odprowadza 700 m³/sek wody. Potrzebny do wytworzenia tej szybkości spadek podłużny wynosi na kanale górnym 4,5 cm/km, na dolnym 3,5 cm/km. Ogólny spad na całej długości 23 km kanału wyniesie 0,8 m przy pełnym przepływie. Przy mniejszych przepływach będzie on odpowiednio mniejszy i przy przepływie 120 m³/sek wyniesie tylko 0,1 m.

Odpowiednio do tego ulega zmianom spad użyteczny na siłowni, którego maksimum wynosi 10,7 m.

Poziom górnej wody w miejscu odgałęzienia kanału pod Burakowem zbliżony jest do poziomu wielkiej wody z 1934 r. w tym miejscu. Dopiero przy stanach wyższych, wyjątkowo rzadkich, poziom górnej wody odpowiednio podniesie się, co w projekcie winno być uwzględnione. Poziom dolnej wody wskutek przyborów będzie się podnosił, powodując odpowiednie zmniejszenie spadku użytecznego. Przy przepływie Wisły 1.575 m³/sek spad ten zmniejszy się do 8,35 m, przy wodzie średniej najwyższej 4.000 m³/sek do 7 m, a przy wodzie najwyższej z 1934 r. do 6 m.

W razie obetonowania lub pokrycia warstwą żwiru całego przekroju kanału, można będzie zwiększyć do puszczalną szybkość przepływu do 1,3 m/sek (jak na kanale Rodanu pod Mondragon), co pozwoli na zmniejszenie przekroju do 535 m², a szerokości jego na poziomie zw. wody do 68 m. Dzięki temu zmniejszyłaby się objętość wykopu kanału o 1/3. Szczegółowe obliczenie powinno wskazać najkorzystniejsze rozwiązanie.

TABLICA I

Obliczenie mocy i produkcji siłowni kanałowej, przeprowadzone na podstawie danych z okresu 1921 — 1935

Przepływ		Spadek zw. wody w kanale k (m)	Spad użyteczny $H_u = H_o - k$ (m)	Moc		Ilość godzin mocy szczytowej n	Moc szczytowa $N^s = N^{\frac{24}{n}}$ kW	Okres trwania mocy d dni	Produkcja $E = N \cdot d \cdot 24$ tys. kWh
Wisły Q_o m³/sek	kanalu Q m³/sek			$N = 8, 11 Q$ (kW)	Średnia N_{sr} (kW)				
1	2			3	4				
110	80	0,1	10,6	6900	7750	2,75	60000	2	373
130	100	0,1	10,6	8600		9450	3,4		
160	120	0,1	10,6	10300	15275	4,1	60000	95	34600
300	240	0,2	10,5	20250		25725	8,25		
430	370	0,3	10,4	30600	41600	12,5	58800	114	114000
760	700	0,8	9,28	52600		50000	24		
1575	700	0,8	8,35	47400	43600	24	47400	12	12550
4000	700	0,8	7,0	39800		24	39800		
6000	700	0,8	6,0	34000					
Razem									268233

Ilość godzin mocy szczytowej $n = 24 \frac{Q}{700}$

W załączonej tablicy podano obliczenie mocy i produkcji energii siłowni kanałowej, na podstawie danych z lat 1921 — 1935. Z obliczenia tego widać, że dla roku średniego produkcja wynosi 268.233.000 kWh. Analogicznie wykonane obliczenie dla roku wyjątkowo suchego (1921) wykazuje produkcję o 23% niższą, a dla jednego z najbardziej mokrych lat (1934), wskutek wysokich długotrwałych stanów, produkcja wypadła o 1% niżej roku średniego. Należy przyjąć pod uwagę, że służąca za podstawę obliczeń krzywa czasów trwania przepływów Wisły pochodzi z lat, kiedy jeszcze nie było wpływu już wykonanych oraz mających powstać w najbliższym czasie zbiorników, które podniosą w pewnej mierze przepływy minimalne i zwiększą ogólną produkcję siłowni.

Stanowisko Wisły spiętrzone jazem pod Burakowem wraz z kanałem i jeziorkiem wyrównawczym przed siłownią przedstawia przy długości ok. 30 km powierzchnię wodną ok. 15 km². Dopuszczając wahanie poziomu ok. 0,5 m, mamy do rozporządzenia 7.500.000 m³ wody, którą możemy regulować przepływ dobowy, stosownie do zapotrzebowania. Przy zdolności przepustowej kanału 700 m³/sek., przy mniejszych przepływach rzeki, możemy pełny przepływ kanału utrzymywać tylko przez pewną ilość n godzin, zmniejszając lub nawet zatrzymując zupełnie przepływ na pozostałą część doby. W tym ostatnim wypadku ilość n godzin pracy pełną

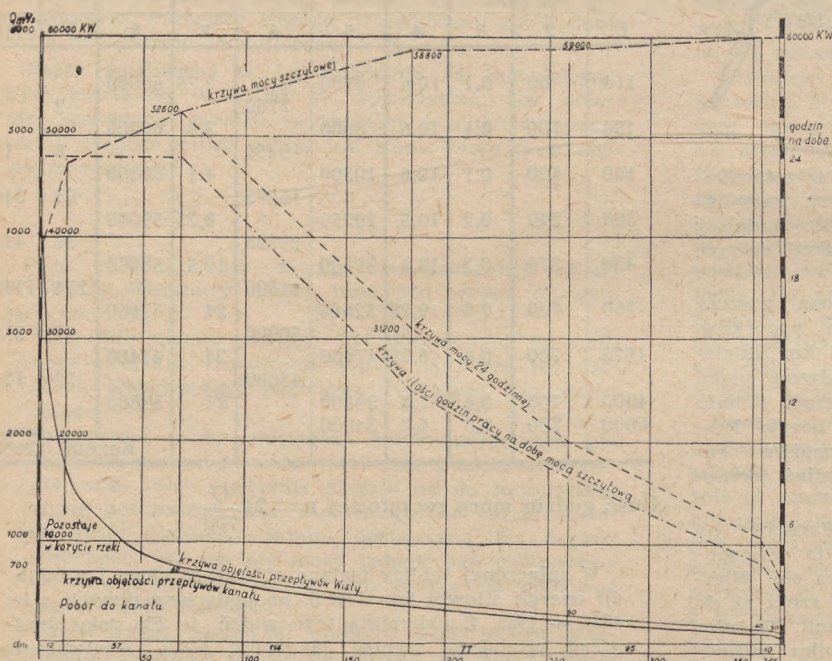
mocą określi się $n = \frac{Q}{700} \cdot 24$

(kol. 7 tablicy), gdzie Q oznacza średni przepływ w ciągu doby. Z porównania kolumn 7 i 9 tablicy widzimy, że praca pełną mocą przez całą dobę w roku średnim trwać będzie tylko 69 dni w roku, przez 114 dni średnio

po 18 godzin, a w ciągu drugiego półroczu zmniejsza się stopniowo aż do ok. 3 godzin. Przyjmując jednak pod uwagę, że już przy istniejących zbiornikach karpackich minimalny przepływ Wisły może być utrzymany na wysokości 160 m³/sek., możemy liczyć, że moc szczytowa może być utrzymana na wysokości nie mniej 4 godzin. W takim razie produkcja, jaka mogłaby być gwarantowana przy mocy szczytowej, wyniosłaby 84 000 000 kWh, czyli 30% produkcji ogólnej.

Przy wyrównaniu przepływu Wisły do 300 m³/sek, do czego potrzebna objętość zbiorników wynosi ok. 1 000 000 000 m³, można będzie moc szczytową utrzymać w ciągu 8 godzin przez cały rok. Ogólna produkcja wzrośnie dzięki temu do 298 000 000 kWh, z czego 168 000 000 kWh, czyli 57% będzie mogło być gwarantowane jako zawsze rozporządzalna energia szczytowa.

Wskazane wyżej właściwości siłowni kanałowej stanowią jej zasadniczą zaletę w porównaniu z siłowniami położonymi przy jazach o małym spadzie, produkującymi tylko energię odpadkową, o zmiennej mocy, której dostawy nie można gwarantować. Na tym polega przewaga rozwiązania kanałowego nad kanalizacją rzeki jazami o małym spadzie.



Rys. 2. Krzywe przepływów i mocy.

Zmniejszenie przekroju z 700 m² do 370 m² obniży koszty budowy o ok. 15%, powodując zmniejszenie produkcji o 33% i mocy o 50%. Wobec tego wskazane byłoby stosować przekrój maksymalny 700 m², lecz miarodajne będą jeszcze inne okoliczności, zwłaszcza sprawa odprowadzenia zawieszin.

W razie wykonania dodatkowej siłowni przy jazie w korycie Wisły, w celu wykorzystania pozostawianych w rzece 60 m³/sek, moc zwiększy się o $3.604 \cdot 1920 \text{ kW}$, a produkcja o ok. $1920 \cdot 7300 = 14\,000\,000 \text{ kWh}$ i wyniesie w roku średnim 292 000 000 kWh.

Gdyby jaz na Wiśle został usytuowany nie w Burakowie, lecz pod Rajszewem, spód użyteczny zmniejszyłby się o 1,3 m. W rezultacie produkcja zmniejszyłaby się o ok. $\frac{1}{4}$, lecz jednocześnie kanał byłby o $\frac{1}{4}$ krótszy, co spowodowałoby zmniejszenie kosztów budowy przynajmniej o 10%. Przyjęcie więc jednego z dwóch powyższych rozwiązań nie wnosi zmiany zasadniczej. Szczegółowe opracowanie projektu powinno wskazać rozwiązanie najkorzystniejsze zarówno pod względem kosztów budowy, jak i terminu możliwości wykonania. Pod tym względem budowa jazu pod Rajszewem wzbudza pewne obawy.

Rolę zbiornika wyrównawczego poniżej siłowni odegra stanowisko następnego stopnia kanalizacyjnego na Wiśle pod Wyszogrodem. Wobec tego realizacja jego budowy

winna być przedsięwzięta jednocześnie z budową kanału. Siłownia pod Wyszogrodem da ok. 200 000 000 kWh rocznie, co razem z produkcją siłowni kanałowej daje ok. 500 000 000 kWh, tj. 2 razy więcej niż całkowite spożycie Warszawy w 1938 r.

* * *

Sprawa odpowiedniego odprowadzenia zawieszin jest jednym z najpoważniejszych zagadnień, z którymi spotyka się każdy projekt derywacji, tj. odgałęzienia kanału z rzeki. Fakt, że na Rodanie, gdzie sprawa ta nie jest łatwiejsza niż na Wiśle, została ona na podstawie doświadczeń laboratoryjnych pomyślnie rozwiązana, pozwala mieć nadzieję, że i u nas podobne pomyślnie rozwiązanie będzie możliwe.

W ogólnych zarysach przedstawia się ono jak następuje.

Wisła prowadzi w przekroju Warszawy ok. 2 000 000 m³ piasku i namulów, przy czym według profesora Dębskiego ok. 97,5% stanowi materiał unoszony, a tylko 2,5% — materiał wleczony.

Można mieć nadzieję, że zbytnie nagromadzenie namulów może być usuwane przez okresowe energiczne przepłukiwanie stanowiska, przy otwarciu zasuw jazu podczas wyższych stanów wody. Całe ryzyko sprowadza się więc w najgorszym wypadku do straty pewnego procentu produkcji energii.

Znaczna część zawieszin przejdzie przez otwarty jaz przy wyższych stanach wody, gdy zawartość w niej tych zawieszin jest największa. Przy jazie zamkniętym część zawieszin osiadzie w stanowisku spiętrzonej Wisły, które tworzy 20 km długi osadnik. Stąd osiadły materiał będzie odprowadzany do koryta poniżej jazu przy okresowych przepłukiwaniach stanowiska, część zaś będzie czerpana jako materiał budowlany. Część zawieszin z materiału wlezonego będzie stale przechodziła przez jaz, unoszona skierowywaną w tym kierunku częścią przepływu. Wreszcie część zawieszin wejdzie do kanału, z czego pewna ilość przepłynie aż do końca kanału nie zdążwszy opaść, część zaś osiadzie przeważnie w jeziorze wyrównawczym, gdzie prąd będzie najsłabszy. Należy liczyć się z koniecznością stałego usuwania tego odkładu za pomocą pogłębiarek. Koszt tego rodzaju robót według cen z 1938 r. wynosił ok. 1 zł za 1 m³ (przy refulowaniu na znaczną odległość). Przyjmując, że w kanale osiadzie 10% materiału unoszonego, otrzymamy roczny koszt jego usuwania w wysokości 200 000 zł. Przy rocznej produkcji 278 000 000 kWh koszt ten obciąża produkcję w wysokości 0,07 gr na 1 kWh i w sumie innych wydatków eksploatacyjnych nie stanowi pozycji zbyt wysokiej ani decydującej. Należy przy tym zauważyć, że odprowadzane z kanału namuły będą się składały z najdrobniejszych cząstek żyznych i tłustych, których rozpraszanie po przylegającym do kanału piaszczystym terenie przyniesie dużą korzyść gospodarczą i choć częściowo zwróci koszty tej roboty.

W końcu należy zauważyć, że wykonanie projektowanych na Wiśle Środkowej zbiorników silnie zmniejszy ilość materiału unoszonego i poprawi sytuację.

* * *

Trudno jest dokładnie określić koszty wysuniętego rozwiązania. Chodzi tu głównie o porównanie kosztów tego rozwiązania z kosztami innych rozwiązań wchodzących w niniejsze rozważania.

Koszt budowy stopnia Bielańskiego był obliczony według cen z 1938 r. na 26 400 000 zł, z czego okragło

10 000 000 zł wypadło na jaz, 4 400 000 zł na śluzy i 12 000 000 zł na siłownię. Koszt stopnia następnego przed ujściem Bugu, wobec trudniejszych warunków geologicznych, należy oszacować przynajmniej na 30 000 000 zł. Razem koszt obydwu stopni wyniósłby według cen 1938 r. 56 400 000 zł, przy ogólnej produkcji obydwu stopni 240 000 000 kWh rocznie.

Przy rozwiązaniu kanałowym, główną pozycją w kosztach budowy jest kanał, który wymagałby ok. 15 000 000 m³ wykopu (na kanale Moskwa — Wołga objętość robót ziemnych wyniosła 130 000 000 m³). Większość tego wykopu (ok. 12 000 000 m³) mogłaby być wykonana za pomocą kilku wielkich pogłębiarek wiślanych o wydajności 300 — 400 m³/godz. Ogólny koszt robót ziemnych według cen z 1938 r. można oszacować okragło na 20 000 000 zł. W razie obetonowania skarp, wyźwirowania dna i zmniejszenia przekroju do 535 m² wykop zmniejszy się o 1/3. Licząc się z tym, że warunki fundowania i budowy będą w kanale łatwiejsze niż w korycie Wisły, można ocenić koszty siłowni kanałowej na 24 000 000 zł, a koszty jazu pod Burakowem wraz z jazem regulatorem w wejściu do kanału na 12 000 000 zł (ceny z 1938 r.). Liczby te zgadzają się z kosztami obecnie wykonywanych robót, przy relacji złotego z 1938 r. do złotego z okresu 48—50 jak 1:160. Śluzy, przelaw, mosty, umocnienie brzegów i wykup gruntów wymagałyby jeszcze ok. 16 000 000 zł. Ogólny koszt robót wypadłby 70 000 000 zł. Przy przeliczeniu na 1 kWh produkcji rozwiązanie kanałowe daje 0,252 zł, zaś rozwiązanie za pomocą 2 jazów w korycie rzeki — 0,235 zł na 1 kWh. Przy przeliczeniu na 1 kW instalowany wypada dla rozwiązania kanałowego 1165 zł, a dla rozwiązania jazami 1400 zł²⁾. Różnice są nieznaczne, lecz wartość tych kWh oraz kW jest różna. KW kanałowe są zawsze do rozporządzenia i kWh będą użyte na pokrycie szczytów, zaś produkcja siłowni na jazach wiślanych nie będzie mogła być wyzyskana w odpowiednim czasie i z tego powodu jest mało wartościowa.

Wykonanie rozpatrywanych w obydwu wariantach kanalizacji Wisły urządzeń daje w rezultacie drogę wodną dla statków przeszło 1000-tonowych na długości 50 km. Koszty wykonania tego rodzaju drogi wodnej według cen 1938 r. można było przyjąć średnio dla całej sieci wodnej na 700 000 zł za 1 km. Wobec tego wartość komunikacyjna rozpatrywanych inwestycji wynosi 35 000 000 zł.

Pod względem urbanistycznym rozwiązanie kanałowe przedstawia większe korzyści niż jazowe, gdyż stwarza wzdłuż miasta drogę wodną na długości ok. 30 km, dostatecznie głęboką i szeroką dla szybkiego ruchu dużych statków, mogących obsłużyć intensywny ruch osobowy. Przejazd od przystani przy moście Śląsko-Dąbrowskim do siłowni położonej w końcu jeziora wyrównawczego w puszczy Kampinowskiej nie zajmie więcej niż godzinę czasu. Można zatem liczyć na wykorzystanie kanału dla celów sportowych i spacerowych.

Odcinek Wisły długości 20 km od jazu w Burakowie do ujścia Bugu odgrywałby rolę koryta ulgowego dla przepływu wielkiej wody. Żegluga kierowałaby się krótszą o 7 km drogą przez kanał. Przy spadku Wisły i = 0,00025 i przy głębokości średniej przekroju trapezowego 0,5 m (większej nie potrzeba), szybkość przepływu wyniesie ok. 0,4 m/sek. Odpowiednia szerokość koryta regulacyjnego wynosi 300 m i nie wiele się różni od obecnie przyjętej na tym odcinku.

Wobec tego, że na tym odcinku Wisły nie ma żadnych miejscowości, któreby korzystały z żeglugi, zmniejszenie głębokości nie wyrządzi nikomu szkody. Dla łodzi sportowych głębokość będzie wystarczająca, a piękno krajobrazu nie na tym nie ucierpi.

²⁾ Prof. Balcerski, jako przeciętne dla wszystkich projektowanych u nas kanalizacji rzek, koszty budowy, przypadające na 1 kW instalowany, przyjmuje przy relacji 1 : 160 — 855 zł, z czego jednak 650 zł obciąża energetykę. Biorąc pod uwagę, że w rozpatrywanym tu przypadku chodzi o drogę 1000-tonową, należy uważać, że obliczenia są na ogół zgodne.

Brzegi kanału, dzięki stałemu poziomowi wody, nawać się będą daleko lepiej niż brzegi Wisły do zabudowy budynkami wychodzącymi frontem na kanał, który przy szerokości 70 — 120 m (w zależności od przyjętego rozwiązania) i przy odpowiednim zadrzewieniu stanie się bardziej atrakcyjnym niż brzegi Wisły.

* * *

Spróbujmy ująć cyfrowo choćby w przybliżeniu różnicę, jaką dla gospodarki narodowej przedstawia rozwiązanie kanałowe w porównaniu z rozwiązaniem za pomocą dwóch stopni na rzece.

W projekcie jazu Bielańskiego z 1938 r. koszt własny produkcji 1 kWh został obliczony na 1,21 gr. Jednakże po wyeliminowaniu kosztów budowy śluz i 1/3 kosztu budowy jazu — koszt ten obniża się do 1 grosza za 1 kWh.

Prof. Balcerski podaje w programie rozbudowy, w którym na rzekach skanalizowanych na energetykę zalicza się 2/3 kosztów budowy jazów, jako średnią dla całej Polski cyfrę 1,47 zł (waluty 1949 r.), co przy relacji 1 : 160 odpowiada 0,92 grosza waluty 1938 r.

Oba przytoczone obliczenia są zgodne ze sobą.

Dalej prof. Balcerski ocenia jako minimum wartości sprzedaży energii przepływowej 2 grosze za 1 kWh, a energii szczytowej 3 grosze za 1 kWh. Wydaje się jednak bardziej słuszne przyjęcie większej różnicy między tymi dwoma rodzajami energii. Przyjmijmy zatem w obliczeniu 1,5 grosza i 3 grosze za 1 kWh. W takim razie wartość rocznej produkcji dwóch siłowni przy jazach w Burakowie i Częstokowie wyniesie

$$240\,000\,000 \cdot 0,015 = 3\,600\,000 \text{ zł.}$$

Przyjmując zgodnie z podanym wyżej obliczeniem, że przy obecnym stanie zbiorników produkcja siłowni kanałowej wyniesie 280 000 000 kWh, z czego 80 000 000 kWh energii szczytowej, — otrzymamy wartość tej produkcji.

$$80\,000\,000 \cdot 0,03 = 2\,400\,000 \text{ zł}$$

$$200\,000\,000 \cdot 0,015 = 3\,000\,000 \text{ zł}$$

$$\text{R a z e m} \quad \underline{5\,400\,000 \text{ zł}}$$

$$\text{R ó ż n i c a} \quad 5\,400\,000 - 3\,600\,000 = 1\,800\,000 \text{ zł}$$

Po wyrównaniu przepływu Wisły do 300 m³/sek ilość energii szczytowej wyniesie 168 000 000 kWh, a przepływowej 130 000 000 kWh. Wartość jej wyniesie:

$$168\,000\,000 \cdot 0,03 = 5\,040\,000 \text{ zł}$$

$$130\,000\,000 \cdot 0,015 = 1\,950\,000 \text{ zł}$$

$$\text{R a z e m} \quad \underline{6\,990\,000 \text{ zł}}$$

$$\text{R ó ż n i c a} \quad 6\,990\,000 - 3\,600\,000 = 3\,390\,000 \text{ zł}$$

Należy jednak uwzględnić jeszcze tę okoliczność, że koszty produkcji 1 kWh energii na jednej siłowni kanałowej będą mniejsze, niż na dwóch siłowniach jazowych.

Prof. Balcerski przyjmuje jako średnią 1,17 pracownika na 1 MW instalowany, przy rocznym koszcie tego pracownika 480 000 zł waluty 1949 r. Do tego dodaje 100% na generalia i 50% na materiały, smary itp. Wobec tego ogólne koszty wynoszą 2,5 · 480 000 = 1 200 000 zł na jednego pracownika waluty 1949 r., lub przy relacji 1 : 160 wynoszą one 7500 zł waluty 1938 r.

Dla siłowni 15 — 50 MW przyjmuje się 40 pracowników,

Dla siłowni 50 — 100 MW przyjmuje się 60 pracowników,

a więc dla 2 siłowni jazowych (po 20 MW) należy przyjąć 80 pracowników, a dla siłowni kanałowej — 60 pracowników.

Oдноsne koszty wyniosą:

$$80 \cdot 7500 = 600\,000 \text{ zł}$$

$$60 \cdot 7500 = 450\,000 \text{ „}$$

$$\text{Różnica:} \quad \underline{150\,000 \text{ zł}}$$

którą należy dodać do wyżej obliczonej różnicy 1 800 000 zł, względnie 3 390 000 zł.

W rezultacie otrzymujemy różnicę 1 950 000 zł przy obecnym stanie zbiorników oraz 3 540 000 zł. w przyszłości, przy wyrównaniu przepływu projektowanymi zbiornikami. Z pewnym zaokrągleniem możemy przyjąć, że rozwiązanie kanałowe w porównaniu z rozwiązaniem za pomocą jazów da już przy obecnym stanie zbiorników korzyść o 2 miliony zł (waluty z 1938 r.) większą, a w przyszłości korzyść ta zwiększy się stopniowo do 3,5 miliona zł rocznie.

Liczyby te są tak poważne, że wydaje się wskazane, aby na tę sprawę zwrócić należytą uwagę.

Licząc średnio po 3 gr za 1 kWh, każdy rok opóźnienia realizacji tego projektu kosztuje nas rocznie 300 000 000. 0,03 = 9 000 000 zł przedwojennych = 54 000 000 zł. waluty dzisiejszej zmarnowanego dobra, jakim jest energia wodna Wisły w rejonie Warszawy.

Rozwój życia gospodarczego Warszawy wymaga, ażebyśmy, idąc za przykładem innych, a zwłaszcza ZSRR, oparli dostarczanie energii nie tylko z elektrowni ciepłych, lecz również — i to w jak największej mierze — z elektrowni wodnych, możliwie mniej odległych.

Wisła daje dostateczne dla tego celu możliwości, lecz wysuwane dotychczas projekty siłowni przy jazach o nieznacznym piętrzeniu dawałyby energię niepewną, mało wartościową.

Wysunięty projekt zastosowania koło Warszawy kanału derywacyjnego, nie będąc inwestycją o wiele różniącą się w kosztach od rozwiązań dotychczas proponowanych, obiecuje wyniki znacznie korzystniejsze, dodając mianowicie możliwość pokrywania zawsze szczytów zapotrzebowania.

Wobec powyższego byłoby wskazane opracowanie dokładniejszego projektu, w oparciu o odpowiednie studia terenowe, geologiczne i badania laboratoryjne.

DZIAŁ IV — WYKONAŃSTWO

inż. STANISŁAW SŁAWIŃSKI

Hydromechanizacja robót ziemnych

W ostatnich czasach jesteśmy świadkami istnej rewolucji dokonywującej się w metodach i środkach przyspieszających, zwiększających i ułatwiających wszelkiego rodzaju produkcję, m. in. i w budownictwie wodnym.

Nawigacje absorbujące siłę ludzką roboty ziemne, jako masowe i ciężkie są coraz bardziej mechanizowane na równi z innymi, a może nawet w większym stopniu.

W robotach ziemnych rozróżniamy trzy zasadnicze czynności:

- odspojenie gruntu i załadunek na środki transportowe,
- transport gruntu,
- wyładunek urobku na odkład lub umiejscowienie w budowlu ziemnej.

Wykorzystanie strumienia wody do wykonania powyższej pracy nazywamy hydromechanizacją.

Dodatkowo w przemyśle górniczym uzyskuje się segregowanie urobku wg ciężaru gatunkowego jego składowych części. Ta ostatnia możliwość sprawiła, że właściwe początki hydromechanizacji związane są z wydobywaniem złota z piasków złotodajnych.

Hydromechanizacja dotyczyć może wszystkich wyszczególnionych czynności, lub jednej z nich, np. hydrotransportu.

Metoda hydrauliczna, znana i stosowana od lat kilkadziesiąt przy wznoszeniu dużych budowli ziemnych ostatnio osiągnęła olbrzymi rozmach w Związku Radzieckim. W 1930 r. przy Dnieprostraju przerobiono metodą hydrauliczną 100 tys. m³ ziemi, w następnych 2 latach już ponad 600 tys. m³; przy budowie kanału Moskwy wykonano 11 mln. m³ ziemi itd. Jeden z autorów radzieckich obliczył w 1948 r., że ogółem w latach korzystania z hydraulicznego prowadzenia robót ziemnych wykonano tą metodą ponad 120 mln. m³.

W naszej praktyce nieomal jedynym przykładem hydromechanizacji — zresztą doskonałym — jest stosowanie refulerów przy pogłębianiu rzecznych koryt, kanałów żeglownych i basenów portowych.

Wymienić można następujące zalety stosowania hydromechanizacji w porównaniu z innymi sposobami zmechanizowania robót ziemnych:

- prostota urządzeń i stosunkowo niski koszt,
- taniść robót w porównaniu z innymi sposobami mechanicznymi,
- duża wydajność robotnika,
- duża wydajność instalacji,
- taniść urządzeń transportowych, szczególnie w porównaniu z kolejką,

- mały gabaryt linii transportowej, sprowadzony właściwie do przekroju rur czy rynien,
- dowolność kierunku transportu, nie wyłączając pionowego.

Hydromechanizacja stosowana jest przy budowie zapór ziemnych, nasypów drogowych, grodz, przy wykonywaniu wykopów fundamentowych, w przemyśle torfowym przy szlamowaniu zbiorników i stawów, przy budowie wałów itp.

Trzeba podkreślić, że nasypy, wykonywane metodą namywania, przy którym zależnie od wymagań regulowania układania się różnych frakcji gruntu — drogą dobierania odpowiedniej szybkości ruchu mieszaniny wody i gruntu, nie dają osiadania, gdyż cząsteczki układają się przeważnie ściślej, aniżeli w gruncie rodzimym.

Godne jest podkreślenie i to, że przy pełnej hydromechanizacji osiąga się automatycznie ciągłość procesu odspojenia gruntu, transportu i umiejscowienia w budowlu lub w odkładzie, co, nawiasem mówiąc, stanowi jedno z trudniejszych zadań organizacji robót ziemnych, np. przy synchronizowaniu pracy koparek i transportu kolejkowego.

Na wymienione zalety hydromechanizacji robót ziemnych powinni zwrócić większą uwagę projektanci i wykonawcy w obliczu zadań, które nakłada Plan 6-letni, a to tym bardziej, że do wykonania wielkiej ilości robót ziemnych potrzebujemy dużo ciężkiego i drogiego sprzętu, jak: koparki, zgarniarki, spycharki, ciągniki, ładowarki, lokomotywy, tory kolejkowe itp., a więc sprzętu, którego brak odczuwamy i jeszcze długo odczuwać będziemy.

Do stron ujemnych hydraulicznego sposobu wykonywania robót ziemnych zaliczyć należy:

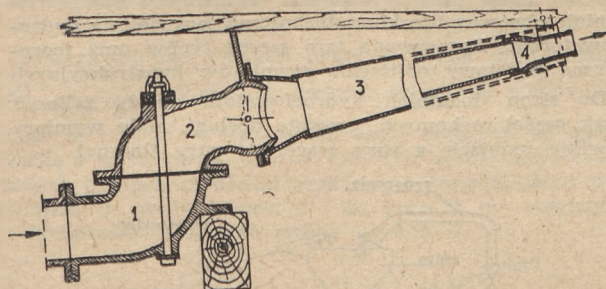
- niemożliwość stosowania hydromechanizacji, jeśli nie ma do rozporządzenia dostatecznej ilości wody,
- stosunkowo duże zużycie energii na rozmywanie gruntu przy pomocy hydromonitorów (2—8 kWh na 1 m³ w porównaniu do 0,5 — 0,4 kWh przy pracy koparek),
- niemożliwość stosowania hydromechanizacji do wszystkich kategorii gruntu łącznie ze skałą lub gruntami zawierającymi dużo kamieni,
- duże wahania wydajności i kosztów zależnie od miejscowych warunków: głębokość wykopu, odległości źródła wody, rzeźby terenu, istnienia lub braku warunków do grawitacyjnego odprowadzenia ziemi z wodą i od pory roku. Jeśli chodzi o pracę w zimie, to należy zaznaczyć, że całkowite uniemożliwienie stosowania hydromonitorów i grawitacyjnego hydrotrans-

portu następuje dopiero przy temperaturze poniżej -15°C , zatem w naszych warunkach klimatycznych praktycznie może nie być brane pod uwagę.

Na przeszkodzie do upowszechnienia u nas hydromechanizacji stoi brak odpowiedniego sprzętu, a w bardzo dużej mierze pewien konserwatyzm i brak odwagi do wprowadzenia nowych, niestosowanych jeszcze lub niedostatecznie wypróbowanych sposobów wykonywania robót.

* * *

Odspojenie gruntu, rozmycie i zmieszanie z wodą, tj. przygotowanie go w ten sposób do odtransportowania wykonywane jest przy pomocy tzw. hydromonitorów, skonstruowanych w 1880 r. Są to potężne sikawki o specjalnej konstrukcji, umożliwiające dowolne kierowanie strumieniami wody w płaszczyźnie poziomej, a w pionowej w granicach do 60° , przy czym zapewniona jest odpowiednia stateczność przy zmianie kierunku strumienia; należy tu zaznaczyć, że moc strumienia wody wyrzucanej z hydromonitora wyraża się wielkością od kilku do 1000 KM i więcej.



Rys. 1. Hydromonitor

Hydromonitor — rys. 1 składa się z 4-ch zasadniczych elementów spoczywających na podwoziu (najczęściej na sankach), a mianowicie:

1. kolano dolne,
2. kolano górne, połączone z pionowym trzpieniem, jako osią obrotu,
3. rura wylotowa, osadzona na kolanie górnym na przebiegu kulistym z poziomą osią obrotu,
4. nasadka zwężona.

Dane techniczne dotyczące jednego z kilku wypracowanych i powszechnie stosowanych w Związku Radzieckim typów hydromonitorów (GM —2) zawiera poniższe zestawienie.

Srednica hydromonitora (wejścia)-mm	150	200	250	300
średnica nasadki — mm	30-75	50-100	50-110	75-140
ciężar bez sanek — kg	124	194	293	512
długość rury wylotowej — mm	1450	1780	2300	2100

Stosowane ciśnienia wody wynoszą $H = 20-150\text{ m}$. W tych warunkach prędkość początkowa wylatującego strumienia wody wynosi 19 — 51 m/sek., a przepływ 13 — 790 l/sek.

Wydajność hydromonitora w $\text{m}^3/\text{godz.}$ z nasadką $\varnothing 62,5\text{ mm}$ przy wysokości ściany rozmywanego gruntu 2—12 m wynosi:

przy drobnym piasku przy $H = 25-50\text{ m}$	35— 58 $\text{m}^3/\text{godz.}$
„ średnim „	25—40 „ 28— 87 „
„ glinie piaszczystej	50—60 „ 48— 63 „
„ lessie	40—60 „ 43—104 „
„ glinie chudej	60—80 „ 30— 48 „

Ilości wody, potrzebne do rozmycia 1 m^3 gruntu wg doświadczeń radzieckich są następujące:

przy drobnym piasku	3— 6 m^3
„ średnim piasku	4— 8 „
„ grubym piasku	5—10 „
„ piaszczystej glinie	6—10 „
„ glinie	8—15 „

Podane liczby dotyczące wydajności są oczywiście tylko orientacyjne i zależą od szeregu aktualnych warunków, a więc od specyficznych właściwości gruntu, spadku dna wykopu, odległości hydromonitora od powierzchni rozmywanego gruntu — tj. od długości strumienia wody (w miarę wydłużania strumienia zmniejsza się siła uderzenia wody), od dobrania właściwego (optymalnego) dla danego gruntu ciśnienia wody i średnicy nasadki oraz od umiejętności operatora.

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

Następną czynnością wody w procesie hydromechanizacji jest przenoszenie rozdrobnionych części gruntu lub w ogóle ciał sypkich przy pomocy prądu wody. Hydrotransport może być — zależnie od ukształtowania terenu robót — grawitacyjny lub tłoczny. W pierwszym wypadku do transportu mieszaniny ziemi z wodą służą odpowiednio obliczone i dobrane, wykonane ze spadem rury i rynny, w drugim zaś — mieszanina jest przepompowywana i rurami pod ciśnieniem odprowadzana na obrane miejsca¹⁾.

Ruch mieszaniny w rowie czy rurze możliwy jest tylko w wypadku, jeśli prędkość będzie równa lub większa od tak zwanej „szybkości krytycznej“, tj. najmniejszej odpowiadającej danemu przepływowi prędkości, przy której nie następuje osiadanie ziaren danej frakcji. Prędkość krytyczna lub nieco większa daje najkorzystniejsze warunki transportowe mieszaniny wody i gruntu. Prędkość krytyczna dla hydrotransportu tłoczego i grawitacyjnego oblicza się na podstawie wzorów empirycznych. Obliczenia przekrojów rynien, rowów i rur dokonuje się przy pomocy znanych wzorów na przepływ wody, z zachowaniem empirycznych współczynników. Orientacyjne minimalne i średnie prędkości, przy których następuje przenoszenie materiału o różnych frakcjach, są następujące:

il i glina	0,08 m/sek.
drobny piasek	0,15 „
gruby piasek	0,22 „
żwir $\varnothing 25\text{ mm}$	0,60 „
żwir $\varnothing 50\text{ mm}$	1,00 „
kamienie $\varnothing 75-100\text{ mm}$	1,60 „
„ $\varnothing 150-200\text{ mm}$	2,00 „
„ $\varnothing 300-450\text{ mm}$	3,00 „

Najczęściej stosowane są prędkości 0,50 do 1,50 m/sek.

Im większa jest zawartość gruntu w mieszaninie, tj. im jest ona gęstsza, tym korzystniejsze są warunki transportu. Gęstość mieszaniny określa jej ciężar właściwy. Przy porowatości gruntu 40% i przy ciężarze właściwym jego cząstek 2,65 (kwarc), ciężar właściwy mieszaniny gruntu i wody wynosi:

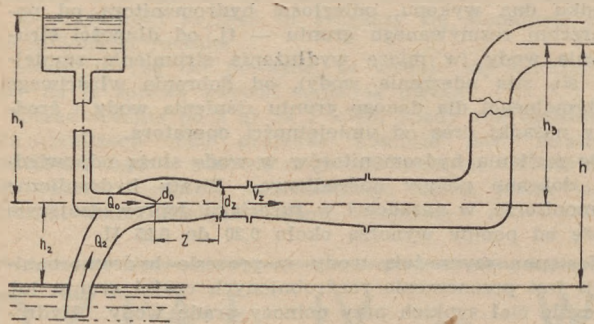
1,02	przy objętości wody w stosunku do gruntu 4,9
1,06	„ „ „ „ „ „ 1,6
1,10	„ „ „ „ „ „ 9,5
1,16	„ „ „ „ „ „ 5,7
1,20	„ „ „ „ „ „ 4,4
1,30	„ „ „ „ „ „ 2,6
1,40	„ „ „ „ „ „ 1,9

1) Do określenia mieszaniny gruntu z wodą brak jeszcze w języku polskim specjalnej nazwy technicznej i na określenie tego pojęcia wypada posługiwać się aż czterema wyrazami, zamiast jednego. W języku rosyjskim mieszanina ta nazwana została „pulpa“. Brak spolszczonych wyrażań dotyczy nie tylko mieszaniny wody z ziemią, lecz także szeregu innych nazw i terminów, dotyczących hydromechanizacji, jak zresztą samego wyrazu „hydromechanizacja“.

Ilości wody zużywane na transportowanie gruntu są przeważnie nieco większe niż potrzebne do rozmywania hydromonitorem.

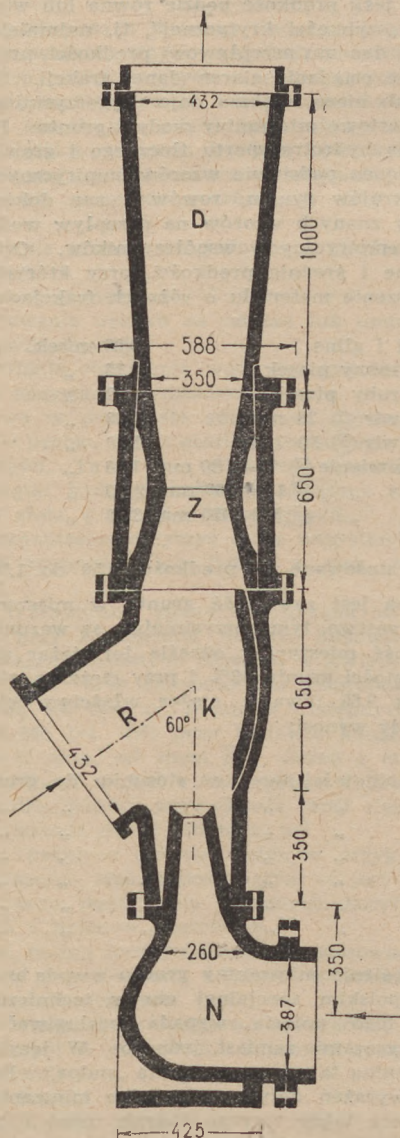
* * *

Do tłoczenia mieszaniny gruntu i wody w wypadku stosowania rur do hydrotransportu służą pompy odśrodkowe o specjalnej konstrukcji lub rzadziej pompy strumieniowe — tzw. hydroelewatory.



Rys. 2. Schemat hydroelewatora.

Istotną cechą pomp odśrodkowych do mieszaniny wody z ziemią (ros. — ziemlesosy) jest konstrukcja i urządzenie zabezpieczające przed zatkaniami, przed zanieczyszczeniem łożysk oraz wymiennosc części, narażonych na szybkie zużycie. Poza tym konstruowane są specjalne pom-



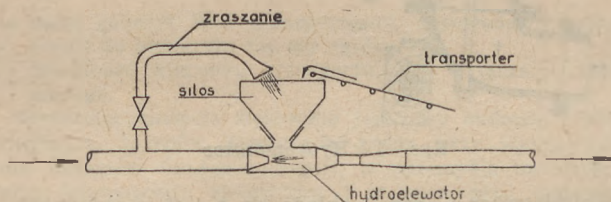
Rys. 3. Hydroelewator konstrukcji „Sojuztołot”

py piaskowe, które mogą ponopować wodę z zawartością piasku ponad 50%.

Hydroelewator (pompa strumieniowa, pompa iniektorowa) jest to przyrząd, w którym do podnoszenia i tłoczenia wody (z zanieczyszczeniem lub domieszkami) wykorzystana jest energia innego strumienia — wody roboczej. Schemat hydroelewatora pokazany jest na rys. 2. Konstrukcyjne elementy są następujące (rys. 3). Rurociąg doprowadzający wodę roboczą pod znacznym ciśnieniem zakończony jest kolanem ze zwężoną nasadką N. Do komory mieszania K dołączona jest rura ssąca R oraz zwężka Z ze stożkowym reduktorem szerokości. Strumień wody, wylatujący ze znaczną chyżością z nasadki, miesza się w komorze K z zasaną (z R) mieszaniną wody z ziemią i poprzez zwężkę i krótki cylindryczny odcięk przechodzi do stożkowego rozszerzenia D, gdzie następuje wzrost ciśnienia, wystarczający do pokonania żądanej wysokości podnoszenia mieszaniny wody z gruntem.

Hydroelewator ma niski współczynnik sprawności η nie przekraczający 0,4, a wynoszący zwykle 0,10 do 0,20. Wynaleziony w połowie XIX wieku, został stosunkowo niedawno wyciągnięty z zapomnienia dzięki poważnym zaletom mimo małej sprawności. W Związku Radzieckim istnieje obszerna literatura techniczna, poświęcona hydroelewatorom. Opracowano tam szereg typów oraz teoretyczne podstawy obliczenia wymiarów konstrukcyjnych.

Do stron dodatnich hydroelewatora należy zaliczyć: brak części ruchomych, prostota obsługi, małe wymiary, gładkie przejścia z rury ssącej do rury tłoczącej.



Rys. 4. Schemat zastosowania hydroelewatora do transportu wykopu z silosa:

Hydroelewator może być używany do odpompowywania zanieczyszczonej wody z piwnic itp., do pompowania mieszaniny wody z ziemią (kamienie nie stanowią przeszkody, byle nie były większej niż przekrój gardzieli). Poza tym stosowane są jako dysze głębokiego ssania (patrz artykuł inż. Rolewicz w Nr 10 „Gaz, Woda i Technika Sanitarna” z r. 1950). W Związku Radzieckim znalazły zastosowanie w przemyśle rybnym, mianowicie do wyładunku ryb ze stawów. Zastąpienie używanych do tego celu pomp odśrodkowych przez hydroelewatory dało bardzo dobre wyniki, gdyż zmniejszyła się prawie do zera ilość uszkodzonych ryb.

Jeśli zamiast rury ssącej przyłączyć do hydroelewatora silos w postaci niezbyt dużego leja, może on służyć do hydrotransportu suchego urobku — np. przy wykopie ręcznym (rys. 4). Silos przykrywa się kratą do zatrzymania zbyt dużych przedmiotów, a ziemia w silosie zraszana jest wodą z rurociągu doprowadzającego wodę roboczą. Wysokość podnoszenia wody h w hydroelewatorze (rys. 2) jest mniejsza niż 0,25 h_1 i nie prze-

kracza 12—15 m. Stosunek $\frac{Q_2}{Q_0} = 1,0$ do 0,5, tzn., że

przepływ wody roboczej dla zapewnienia maksymalnego współczynnika sprawności η jest równy lub do dwóch razy większy niż ilość wody zasysanej.

Stosunek objętości ziemi do wody roboczej wynosi orientacyjnie:

przy gruncie piaszczystym	1 : 20
„ żwirach z drobnym szutrem	1 : 40
„ glinach	1 : 60

* * *

Namywanie budowli ziemnych (zapór, wałów) wykonywane jest drogą osadzania niesionego przez wodę gruntu na ogrodzoną niskimi grobelkami powierzchnię terenu lub na powierzchnię już zarysowanego nasypu. Grobelki w miarę namulania, podnoszone są coraz wy-

żej, aż do ostatniej warstwy, która układana jest zwykle na sucho. Do odprowadzenia wody sklarowanej stosowane są przelewy z dennym odpływem w rodzaju mniczków.

Grunty przeznaczone do budowy zapór powinny zawierać:

cząstek $\geq 0,1$ mm ponad	60%
„ $< 0,1$ mm poniżej	40%
żwiru do 50 mm „	12%
kamieni „	6 — 18%

* * *

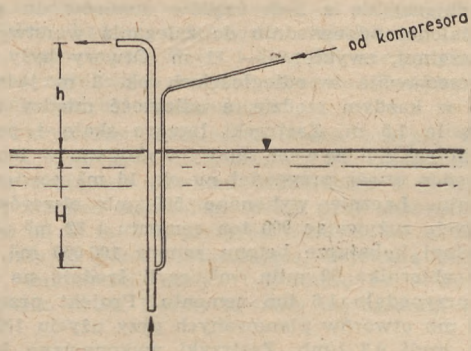
Omówiwszy pokrótce zasadnicze rodzaje hydromechanizacji i urządzenia do jej wykonania służące, chciałbym jeszcze wspomnieć o przyrządzie, który służyć może przy robotach hydrotechnicznych w małym zakresie — np. do wydobywania piasku z dołów fundamentowych napełnionych wodą. W pewnych okolicznościach może się mianowicie okazać celowym użycie do podobnych robót zamiast koparki chwytakowej tzw. pompy mamutowej. Jak wiadomo „mamut” jest to pompa (rys. 5), której działanie oparte jest na różnicy ciężaru właściwego wody γ_m i emulsji wody z powietrzem γ_e , wdmuchiwanym do rury „mamuta” za pomocą sprężarki. Działanie pompy jest zapewnione, jeżeli

$$\gamma_m H > \gamma_e (H + h)$$

Najkorzystniejsze warunki pracy powstają przy stosunku

$$\frac{H}{H + h} = 0,55 - 0,70, \text{ wówczas sprawność pompy wynosi}$$

$\eta = 0,26 - 0,40$, a dla całej instalacji ze sprężarką i silnikiem — $0,20 - 0,25$. Dla oceny wydajności można przyjąć, że średni praktyczny stosunek ilości powietrza do wody wynosi 9 i że koszt 1 m^3 powietrza z kompresora szacować można na $0,15 \text{ zł}$.



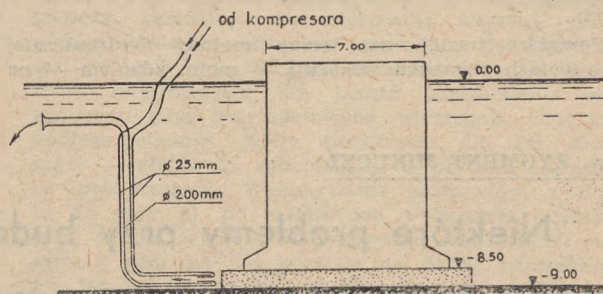
Rys. 5. Schemat pompy mamutowej.

Pewną odmianą właściwej pompy mamutowej uzyskuje się przez skierowanie rury ze sprężonym powietrzem w stronę wylotu ku górze i wykorzystanie w ten sposób dodatkowo energii ruchu sprężonego powietrza.

Urządzenie takie, aczkolwiek prymitywne pod względem konstrukcyjnym, może być użyte do pompowania piasku spod wody. Wydajność zależy od rodzaju dna, umiejętności operowania instalacją, lecz w stosunku do użytej energii nie jest wysoka. Zastosowanie jednak tego sposobu w sprzyjających czy przymusowych warunkach może się okazać bardzo celowe. W konkretnym doświadczeniu z bagrowaniem piasku ze skrzyń żelbetowych, stanowiących fundament nadbrzeża portowego, pompa mamutowa o średnicy 150 mm, przy użyciu kompresora z silnikiem 100 KM, wydobywała $8 - 10 \text{ m}^3$ piasku na godzinę.

Drugi przykład nie tylko celowego, a nawet efektywnego zastosowania „mamuta” zaczerpnięty jest z praktyki robót morskich. Zadanie to polega na podniesieniu skrzyni żelbetowej o wymiarach $7 \times 18 \times 9 \text{ m}$, stanowiącej element falochronu i odholowaniu jej na inne miejsce. Skrzynia była uszkodzona, nie można więc było jej odpompować. Postanowiono podnieść skrzynię za pomocą pływaków i na nich odtransportować na właściwe miejsce. Skrzynia spoczywała na $\frac{1}{4}$ -metrowej podsypce kamiennej. Celem podłożenia pod skrzynię lin (tzw. stropów) dla jej podniesienia należało wykonać pod skrzynią w narzucie kamiennym na głębokości 9 m pod wo-

dą, wąskiego tunelu długości 8 m. Początkowo wykonywał to nurek, po prostu wygrzebując przejście pod skrzynią. W ten sposób podniesiono jedną skrzynię, używając na podłożenie stropów 136 godzin pracy nurka i 708 godzin pracy pomocnika, wszystko kosztem 5940 zł. Pod drugą i następnymi kilku skrzyniami zastosowano do wydobywania kamieni rurę mamutową o $\varnothing 8''$ w kształcie „Z” wg pomysłu racjonalizatorskiego nurka Bullmana (rys. 6). Powietrze od kompresora doprowadzone było 2-ma rurkami o $\varnothing 1''$ w odległości 20 cm od ssącego końca poziomego odcinka rury. Przy użyciu tego prostego



Rys. 6. Wykonanie tunelu $\varnothing$ do 15 cm w narzucie kamiennym pod skrzynią, przy zastosowaniu pompy mamutowej, wg pomysłu Bullmana.

go urządzenia, na wykonanie tunelu w narzucie kamiennym średnicy 5 do 15 cm zużyto 8 godzin nurka i 66 godzin pomocy, kosztem 390 zł. Uzyskano oszczędność wynoszącą 93%.

* * *

Istnieje pogląd, że stosowanie hydraulicznej metody wykonywania robót ziemnych, w szczególności hydrotransportu i namywania budowli ziemnych, właściwe jest dopiero dla obiektów wielkich. Z drugiej zaś strony przy budowie zapór ziemnych wysuwane są zastrzeżenia co do spoistości nasypu, jaką można uzyskać przez namywanie. Jednakże w radzieckiej literaturze technicznej przytaczane są przykłady zarówno małych przegród dolinowych rzędu 20 tys. m^3 , wykonywanych metodą namywania, niewielkich robót z postępem $15 - 25 \text{ m}^3/\text{godz.}$ (tzn. jak przy jednej koparce), jak również przykłady namywania dużych obiektów. Np. pewna zapora o wysokości 22,5 m, o szerokości w koronie 20 m, w podstawie 161 m, z rdzeniem ilowym, o ogólnej kubaturze 472.000 m^3 , wykonana była w 77% drogą namywania (366.000 m^3). Skład pobieranego do budowy zapory gruntu zawierał:

części o średnicy $> 1 \text{ mm}$	2 — 10%
„ „ 0,25 — 1,0 mm	50 — 80%
„ „ 0,1 — 0,25 „	10 — 30%
„ „ pyłowych do	10%

Przy budowie spłynęło z wodą 10% gruntu. Zużycie wody na 1 m^3 zapory wyniosło 12 m^3 ; postęp dzienny — 3100 m^3 , wydajność na 1 robotnika dziennie — 13,7 m^3 , zużycie energii 14,8 kWh/ m^3 .

Wymaganie, aby przy robotach ziemnych, które mają być wykonywane metodą hydrauliczną zapewniona była obfitość wody roboczej również nie jest usprawiedliwione, gdyż do 80% wody raz użytej, po sklarowaniu się może być ponownie użyte, tzn., że przy odpowiednim zorganizowaniu robót i wykonaniu tymczasowego zbiornika może wystarczyć zaledwie 20% całkowitego, koniecznego do hydromechanizacji dopływu.

Warto zwrócić uwagę na następujące liczby porównawcze zestawione przez inż. Szkundina:

Na pewnych robotach odkrywkowych, wykonywanych w 1943 r. ciężar instalacji hydromechanicznej wynosił 15 t, ciężar zaś taboru kolejowego wynosił 1700 t, przy koszcie 34 razy większym. Zastosowanie hydromechanizacji obniżyło koszty robót 4-krotnie, a wydajność na 1 robotnika podniosło 5-krotnie.

Ciekawe jest jeszcze jedno porównanie. Bardzo nowoczesną i bardzo wydajną maszyną do masowych robót ziemnych jest zgarniarka, której wysokie zalety m. in. tłumaczą się tym, że jedna i ta sama maszyna wydo-

bywa, przenosi i odkłada ziemię. W ten sposób automatycznie zapewniona jest „potokowość” produkcji, eliminująca zbędne i obniżające wydajność przeładunki i przestoje. Zgarniarka, którego pierwowzorem jest popularna u nas i mająca dobrą opinię szufla konna, skutecznie rywalizuje pod względem kosztów wykonania z hydromechanizacją — oczywiście na robotach nadających się do jednego i drugiego sposobu wykonania. Roboty zgarniarkami jest prosta i łatwa pod względem organizacyjnym, koszt jednak usprzętowania jest aż 7-krotnie wyższy niż koszt instalacji hydromechanicznych.

Powyższe uwagi na temat metody hydraulicznej w robotach ziemnych wskazują — moim zdaniem — na

to, że musimy poświęcić hydromechanizacji o wiele więcej uwagi niż dotąd, gdyż daje ona duże możliwości w kierunku usprawnienia naszych robót, a każdy krok naprzód w tym kierunku jest trwałą zdobyczą, tym cenniejszą, że hydrotechnika polska ma do wypełnienia zadania coraz większe, szersze i bardziej interesujące.

Literatura:

1. Swiderskij — Nasosy dla rybnej i konserwnej promyslenności.
2. Tertepanow — Gidromonitornyje raboty
3. Roer i Nikonow — Gidromonitorszczyk
4. Fridman — Gidromechanizacja gornych rabot
5. Gidrotransport
6. Mechanizacja trudnojomykh rabot — Nr 10 z 1950 r.

Inż. ZYGMUNT MIKUCKI

Niektóre problemy przy budowie betonowych przegród dolin

Jednym z zasadniczych problemów przy budowie betonowych przegród dolin jest kwestia szczelności podłoża fundamentowego oraz materiału tworzącego dno i ściany basenu zbiornikowego.

Przegrody dolin budowaliśmy dotychczas na karpackich dopływach Wisły, gdzie podłoże skalne stanowi zwykle zespół naprzemianległych skał: piaskowców, łupków i konglomeratów, skał o różnorodnych właściwościach, które dla przykładu ilustruje wartość współczynników sprężystości zbadana dla podłoża jednej z zapór i wynosząca: dla łupków — 4000 t/m², dla konglomeratów — 34 000 t/m², dla piaskowców 240 000 t/m². Zatem stosunek ich wynosi odpowiednio 1:8,5:60.

Piaskowce są na ogół mocno spękane na skutek działania sił górotwórczych, wymagają zatem uszczelnienia, które się wykonuje zwykle przy pomocy zastrzyków cementowych.

Łupki ilaste uległy sprasowaniu, lecz pozostały przeważnie zupełnie szczelne.

Konglomeraty posiadają co do szczelności właściwości pośrednie w stosunku do piaskowców i łupków.

Na skutek działania sił górotwórczych mamy do czynienia z przesunięciami warstw względem siebie, tzw. uskokami, które są zjawiskiem b. częstym, gdyż rzeki żłobiły koryta w najsłabszych miejscach doliny. Pomimo uskoków spotykamy nadzwyczajną szczelność podłoża fundamentowego, tak że wykopane w jednym miejscu szyby badawcze w pobliżu rzeki wykazały poziomy wody gruntowej 20 m i więcej, wyższe od poziomu wody w rzece — właśnie dzięki łupkom. Możemy więc zawsze liczyć się ze szczelnością doliny rzek karpackich, tak co do samego zbiornika, jak i co do fundamentów zapór.

Dostateczną szczelność, jak i połączenie masywu przegrody z podłożem fundamentowym, da się osiągnąć przy pomocy zastrzyków cementowych. Ze względu na to, że jest to rodzaj prac mało szerszemu ogółowi znany, wymaga obszerniejszego omówienia.

Wykonanie zastrzyku cementowego polega na włączeniu pod ciśnieniem w uprzednio przygotowany (wywiercony) otwór płynu cementowego, względnie zaprawy cementowej pod ciśnieniem, pokonywującym opory ruchu cieczy w otworze i szczelinach.

W naszych warunkach wykonuje się 2 rodzaje zastrzyków: zastrzyki przesłony normalnej i zastrzyki połączeniowe. Przesłone normalną tworzą zastrzyki wykonane pod stopą fundamentu w postaci zwykle dwóch linii zastrzyków, a przez zastrzyki połączeniowe rozumiemy płytkie zastrzyki, mające na celu spojenie skały i związanie fundamentu budowli z podłożem.

Zastrzyki cementowe wykonuje się zwykle przy pomocy pomp diafragmowych lub pomp kulowych.

Wiercenia wykonuje się w wyjątkowych wypadkach udarowo, przeważnie obrotowo przy pomocy aparatów „Craelius’a”. W przypadkach przekraczania skał pokrytych aluwiami, wykonuje się wiercenia wprawdzie udarowo, później obrotowo.

Przy budowie jednej z zapór były użyte 2 pompy „Häny”, o maksymalnym dopuszczalnym ciśnieniu 25 atm. i 40 atm. i maksymalnej wydajności 36 do 20 litrów na minutę. Stosowano ciśnienie przeważnie do 10 atm., wyjątkowo do 15 atm., przy wysokości przegrody do 40 m i głębokości zastrzyków przeciętnie do 10 m, przy czym rejestrowano ciśnienie przy pomocy manometru samopiśzącego. Otwory wiertnicze wykonywano wiertarkami pneumatycznymi „Ingersoll” przy pomocy sprężonego powietrza.

Prace uszczelniające polegały na wykonaniu przesłony, składającej się z 2-ch rzędów otworów do głębokości ustalonej odpowiednio do zalegania warstwy nieprzepuszczalnej, zwykle 9 — 11 m. Otwory były ustawione przestawnie w odległościach ok. 3 m jeden od drugiego w każdym rzędzie, a odległość między rzęдами wynosiła 1,5 m. Zastrzyki łączące skałę i podłoże fundamentowe z masywem zapory wykonano w ten sposób, że jeden otwór przypadał na ok. 16 m² powierzchni fundamentu. Łącznie wykonano 500 mb otworów zastrzykowych, zużywając 900 ton cementu i 82 m³ piasku, przy ogólnej kubaturze betonu zapory 100 000 m³ i pojemności zbiornika 32 miln. m³, czyli średnio na 1 mb otworu przypadało 1,6 ton cementu. Projekt przewidywał 3400 mb otworów planowanych przy użyciu 1000 ton cementu, czyli 0,3 t/m². Zastrzyki wykonywano fazami, tj. odcinkami z góry w dół. Wiercono np. 4 m otworu i zastrzykiwano mleko cementowe pod ciśnieniem do 7 atm., po stwardzeniu cementu otwór następnie pogłębiano do 7 m, a ciśnienie zwiększano odpowiednio do 8,5 atm. Wiercono następnie trzecią strefę do 10 m i cementowano otwór pod ciśnieniem do 10 atm. Do zastrzyków używano mleka cementowego o stosunku od 1:1 do 1:10 (cement : woda), względnie zaprawy cementowej 1:1:5 do 1:1:2 (cement : piasek : woda).

Przy budowie innej zapory o kubaturze 65 000 m³ zużyto 1000 t cementu, przy 6580 mb otworów, czyli ok. 150 kg cementu na 1 mb, pomimo że skała, składająca się z tego samego piaskowca, była mniej spękana i bardziej zdrowa niż przy pierwszej zaporze. Otwory zastrzykowe sięgały 8 m, a injekcje były wykonane pod ciśnieniem do 8 atm. Wysokość zapory wynosiła 26 m. Dla porównania należy pamiętać, że zapora druga zamyka zbiornik o pojemności 1 miln. m³, a zapora pierwsza zbiornik o 32 miln. m³ pojemności.

Przy budowie trzeciej zapory wykonano przesłone główną przy pomocy otworów w 2 rzędach, o odstępach 8 m, przy czym otwory rozstawione były co 6 m. Otwory miały średnicę Ø 65 mm i biegiły równoległe do zapory na głębokość do 35 m, przy czym wiercenia prowadzono przy pomocy aparatów Craelius’a, poruszanych elektrycznie. Wysokość zapory do 50 m partiami najgłębszych. Do wiercen używano śrutu (zamiast koronki ze stali „Vidia” lub diamentu). Poza tym wykonano zastrzyki złączeniowe 1,5 m głębokie, przyjmując 1 otwór na 2,5 m² pod betonem, dla złączenia zapory z podłożem.

ziem fundamentowym. Jako graniczne przyjęto ciśnienie dla głębokości zastrzyku 20 m pod fundamentem 30 kg/cm², dla głębokości 10 m — 20 kg/cm² i dla zastrzyków połączeniowych — 10 kg/cm², odpowiadały one efektywnym ciśnieniom w terenie odpowiednio 15, 10 i 5 kg/cm² dla rurociągu zastrzykowego o średnicy 1" 300 m długości i otworowi średnicy 1/2". Chłonność otworów była bardzo różna, zależna od ilości dżaklów w skali i wahała się od 100 kg/mb otworu do 5 t/mb otworu.

Przy budowie czwartej przegrody dla zapewnienia szczelności wykonano przesłonę, jako przedłużenie ścianek szczelnych Larsena i Hoescha. Otwory wiercono co 5 m, w aluwach udarowo, w skale przy pomocy aparatów Craelius'a obrotowo. Łącznie wykonano 817 mb otworów i zastrzyknięto 2.604,70 t cementu, czyli średnie zużycie wyniosło 3,2 t/mb otworu. Dla uszczelnienia betonów płyty jazowej, wykonanej w okresie okupacji, odwiercono 267,5 mb otworów i zastrzyknięto 28,54 t cementu, czyli chłonność betonu wynosiła tu 108 kg/mb otworu. Przy uszczelnieniu betonów fundamentu siłowni, wykonanych również w okresie okupacji, wykonano 786 mb otworów i zastrzyknięto 48,70 t cementu, czyli chłonność wynosiła 62 kg/mb otworu. Stosowano ciśnienia do 5 atm.

Z przytoczonych wyżej w skrócie przykładów z prac uszczelniających dla przegród budowanych na fryszu karpackim, widzimy jak trudno jest ustalić jakieś ścisłe reguły dla nich, które mogłyby być zastosowane dla zapór projektowanych w przyszłości, jednak pewne wnioski można wyciągnąć i określić najogólniejsze zasady wykonania zastrzyków. Prace uszczelniające nie powinny być wykonywane szablonowo, lecz odpowiednio zmieniane w zależności od osiąganych wyników. Celem będzie osiągnięcie największej szczelności, przy najmniejszej ilości i długości wierconych otworów, przy najniższym zużyciu cementu. Powyższe ogólne zasady byłyby następujące:

- 1) Jako kryterium szczelności można przyjąć wg Lugeon'a „Barrages et geologie”, że chłonność wody przez skałę nie powinna przekraczać 1 litra/minutę na 1 mb pod ciśnieniem 10 kg, przy zaporach większych od 30 m. Dla przegród niższych od 30 m, można przyjąć jako wystarczającą, uzyskaną szczelność przy chłonności skały 3 l/minutę na 1 mb, przy ciśnieniu 10 kg. Normy te zdały już egzamin w praktyce.
- 2) Wiercenia i wykonanie zastrzyków winno następować mijankowo, tak że np. otwory wykonane w I kolejności będą się znajdowały w odległościach co 10 m, jeżeli przewidziany jest odstęp otworów co 5 m, przy wykonywaniu zastrzyków w 2 kolejnościach. O ile mamy do czynienia ze szczelinami stosunkowo dużymi, tak że zasięg dopływającego cementu byłby większy od np. 10 m, możemy stosować wiercenia i zastrzykiwanie cementu wg 3 kolejności, wówczas zastrzykiwane otwory w I kolejności miałyby odstęp 20 m, przy projektowanym odstępie otworów co 5 m. Wykonywane zastrzyki w ten sposób pozwalają na to, że otwory nie komunikują się między sobą, tj. cement z zastrzykiwanego otworu nie przechodzi do otworu sąsiedniego, pozwala zapierać napróżd duże szczeliny, później odpowiednio wypełniać drobniejsze, a jednocześnie wprowadza automatyczną kontrolę jakości uszczelnienia, gdyż następnie wiercone otwory dają obraz uprzednio wykonanych prac uszczelniających. W razie niedostatecznych wyników sposób ten pozwala na wprowadzenie odpowiednich poprawek i ulepszeń. O ile będziemy mieli do czynienia z otworem, będącym pod ciśnieniem zastrzykowym i komunikacją otworów, to należy je zakorkować, a po zakończeniu iniekcji w zastrzykiwanym otworze przyłączyć się do najbliższego otworu, wykonując zastrzyk do tego otworu, a inne otwory przepłukać i oczyścić z cementu, jednocześnie zwiększając odstęp następnych zastrzykiwanych otworów.

- 3) W przypadku, jeżeli będziemy mieli do czynienia z większą nieszczelnością i wypływem cementu poza zaporą, należy w miejscu wypływu zabić szczeliny pakietami lub zafugować, stosując środki szybko wiążące, a jednocześnie zmniejszyć ciśnienie w zastrzykiwanych otworach, jednak nie należy przerywać zastrzyku. W razie większego spadku ciśnienia należy iniekcję przerwać.
- 4) Kolejność zastrzyku winna być taka, że przewidzianą głębokość otworu dzieli się na fazy, odpowiednio do układu geologicznego cementowanego podłoża, cementuje się wierzchnią warstwę przy niskim ciśnieniu, następnie przewierca się i zwiększa ciśnienie itd. Wówczas wzrasta pozornie ilość robót wiertniczych, ale jakoś uszczelnienia się zwiększa, gdyż zacementowana wierzchnia warstwa podłoża stanowi jakby przykrycie dla faz dalszych — głębszych, zapobiegając wypływowi cementu na powierzchnię. Wykonywanie zastrzyków z dołu do góry, tj. po całkowitym wykonaniu otworu, dało gorsze wyniki. Wykonywanie zastrzyków fazami z góry na dół pozwala na dalsze uszczelnienie faz już wykonanych i nie ogranicza głębokości otworu do projektowanej, jak przy cementacji z dołu w górę, tak że przy chłonnościach wody przekraczających dopuszczalne możemy otwór odpowiednio pogłębić, aż do otrzymania żądanych warunków szczelności. W rezultacie, przy skałach warstwowych, z jakimi mamy do czynienia we fryszu karpackim, uzyskuje się przy minimum zużycia cementu — maksimum szczelności.
- 5) Przed rozpoczęciem zastrzyków należy zbadać wody gruntowe i powierzchniowe, będące środowiskiem, w jakim w przyszłości będzie cement się znajdował, przy tym można się posługiwać projektem norm Komisji korozji betonu przy Akademii Nauk ZSRR. Jako agresywne i niebezpieczne w kontakcie z cementem należy przyjąć te wody, które:
 - a) posiadają czasową twardość do 240 przy pH mniejszym od 7, a przy twardości wyższej od 240 z pH mniejszym od 6,7,
 - b) czasową twardość mniejszą od 60,
 - c) zawierają stosunkowo czyste roztwory gipsu z zawartością SO₄ większą od 250 mg/l i Na + Mg mniejszą od 60 mg/l,
 - d) zawierają swobodny agresywny dwutlenek węgla w ilościach przekraczających dopuszczalne.
- 6) Cement do zastrzyków winien być drobno mielony, nie zawierać grudek, stwardnień itp.; należy więc go nie wysypywać bezpośrednio, lecz przez sita do zbiornika, w którym winien podlegać ciągłemu i dokładnemu mieszanii. Twardnienie cementu winno się odbywać w czasie zezwalającym na dopływ mleka cementowego do szczelin, należy więc unikać zbyt długich rurociągów doprowadzających. Trzeba się również liczyć z tym, że czas wiązania jest dłuższy o ile mleko cementowe jest rzadsze, gdyż ze względu na większą ilość wody przedłuża się proces hydratacji. Odpowiedni granulometryczny skład cementu jest sprawą b. ważną. Częstki cementu z większymi średnicami będą zatrzymywane u wejścia do szczeliny i nie mogą do niej przeniknąć, zagradzając wejście cząstkami drobniejszymi. Najmniejsze szczeliny, które jeszcze mogą podlegać cementacji są o grubości 0,02 — 0,1 mm.
- 7) Podczas pompowania mleka cementowego należy zwracać baczna uwagę, aby nie następowało ssanie powietrza do pompy, a tym samym do otworu, ma to szczególne znaczenie przy mieszanii mleka przy pomocy sprężonego powietrza.
- 8) Zastrzyki należy rozpoczynać mieszką najrzadszą 1:10 — 1:7 i stopniowo zwiększać gęstość mieszanki i zwiększać ciśnienie. Zacementowane zostaną najpierw drobne szczeliny, a później największe, w przeciwnym wypadku przy gęstej konsystencji mleka mogą się szybko zatkać drobne szczeliny, ograniczyć ilość pochłoniętego cementu i jednocześnie ich nie uszczelniać. Przy zbyt rzadkich mie-

szankach cementacja będzie trwała zbyt długo, powoli będzie następować zmniejszenie się szczelin, należy więc dobór mieszanek uzależnić od chłonności otworu i wzrostu ciśnienia.

- 9) W przypadku występowania wód gruntowych pod ciśnieniem, przed wykonaniem zastrzyku należy założyć na rurę zastrzykową wentyl zamykający, a dopiero do kranu dołączyć wąż, doprowadzający mleko zastrzykowe. Po ukończeniu zastrzyku należy pamiętać o zamknięciu kranu.
- 10) Zastrzyki winny być wykonane pod maksymalnym ciśnieniem dopuszczalnym. Ciśnienie mleka cementowego nie może podnieść warstw skalnych, nie powinno też nastąpić rozwarstwienie skał podłoża lub podniesienie nałożonego betonu. Przy określeniu maksymalnego ciśnienia zastrzykowego należy mieć na uwadze, że ciśnienie powstające w otworze jest w znacznym stopniu stracone na opory ruchu cieczy w szczelinach, a tylko nieznaczna jego część wywołuje parcie na otaczającą skałę. Mleko cementowe lub zaprawa nie rozchodzi się w szczelinach równomiernie po całej powierzchni szczeliny, lecz w zależności od jej charakteru, rozmiaru, szorstkości itp., przy tym te warunki wewnątrz szczeliny zmieniają się w miarę jej wypełniania. Ciśnienie maksymalne zastrzyku może być zwiększone przy szczelinach pionowych, a przy układzie poziomym szczelin winno być zmniejszone. Przy wykonywaniu zastrzyków mijankowo, ciśnienie w otworach II, czy III kolejności odpowiednio może być zwiększone. Ogólnie biorąc, maksimum ciśnienia należy określić na podstawie doświadczenia dla danego typu skał i rodzaju szczelin w danym miejscu fundowania.
- 11) Wykonywane roboty winny być kontrolowane przez wysoko kwalifikowanych fachowców, gdyż są to roboty, które wymagają skrupulatnego nadzoru i wprowadzenia zmian w miarę indywidualnych warunków, spotkanych w danym środowisku podłoża fundamentowego.

*

* *

Przy budowie przegród niezmiernie ważną kwestią jest przygotowanie podłoża fundamentowego do położenia betonu.

Kładziony beton powinien być związany z podłożem fundamentowym, zapewniając szczelność w fudze fundamentowej z jednej strony, z drugiej strony mieć zapewnione bezpieczeństwo na poślizg.

Po usunięciu aluwii rzecznych, tj. gliny, piasku, żwiru, otoczków, należy przystąpić do wydobycia skały zwietrzałej, aż do osiągnięcia skały zdrowej, która by nie posiadała śladów zwietrzenia, które to roboty należy wykonać przy pomocy łomów i materiałów wybuchowych. Prace wykonywane przy pomocy materiałów wybuchowych (amonitu, donaritu itp.) należy prowadzić b. ostrożnie, tak aby unikać wszelkich wstrząsów, to też ładunki winny być małe i płytkie. Powierzchnia skały winna być zagażowana i chropowata i wznosić się w kierunku strony odpowietrznej zapory, a w kierunku podłużnym winna być zestopniowana przy stokach.

Po ukończeniu wyłomów należy powierzchnię fundamentową dokładnie oczyścić przez zmycie wodą pod ciśnieniem 5—7 atmosfer i oczyścić szczotkami drucianymi i sprężonym powietrzem.

W przypadku szczelinowego podłoża, występowania łolupków, które zmieniają swe właściwości przy kontakcie z powietrzem, powierzchnię fundamentu należy torkretować.

Dla odwodnienia dołu fundamentowego w najniższym miejscu zakłada się pompy. Źródła wód gruntowych pod ciśnieniem winny być oddzielnie ujęte i odprowadzane na stronę odpowietrzną, lub uszczelnione przy pomocy zastrzyków.

*

* *

Zasadniczym problemem dla budowy przegrody jest kwestia dozowania cementu dla betonów.

Dla budowy pierwszej wspomnianej zapory stosowano warstwę betonu wodoszczelnego 2—2,60 m grubości, o dozowaniu 300 kg/m³, betony fundamentowe o grub. ok. 0,5 m, betony zewnętrzne nie chronione licówką o dozowaniu 250 kg/cm³ i beton rdzeniowy o dozowaniu 180 kg/m³. Ogółem zużyto 100 000 m³ betonu.

Przy budowie drugiej przegrody stosowano dozowanie 270 kg/m³ od strony odwodnej i odpowietrznej, jądrowo wykonano z betonu 140 kg/m³.

Przy budowie trzeciej zapory zastosowano tylko dwa rodzaje betonów: okładzinowego 300 kg/m³ — ok. 2 m grubości po stronie odwodnej i pozostałe części korpusu zapory o dozowaniu 250 kg/m³.

Zważywszy, że koszt zużytego cementu przy budowie zapór jest jednym z najpoważniejszych czynników kosztów całej budowy, zważywszy dalej, że wobec kolosalnego tempa rozbudowy kraju, cement jest jednym z podstawowych materiałów budowlanych, na który zapotrzebowanie będzie rosło, należy zastanowić się czy stosowane dotychczas dozowania mogą być zmniejszone w kierunku zmniejszenia ilości cementu w betonie. Badania przeprowadzone w tym kierunku wykazały, że dotychczas wykonane u nas zapory, które pracują już ponad 10 lat, mają tak wielką szczelność betonów, że pomimo stosunkowo krótko prowadzonych obserwacji możemy odpowiedzieć pozytywnie na ten postulat. Przecieki betonów naszej największej zapory o objętości 450 000 m³ betonu są rzędu kilku setnych części litra/sek.

*

* *

Obserwacje zapór betonowych stwierdzają, że na skutek zmiany objętości betonu podczas wiązania i tężenia tworzą się niepożądane, szczególnie w budowlach wodnych rysy. Mogą to być:

- a) Rysy powierzchniowe w postaci gniazd na zewnętrznej powierzchni betonu, na skutek silnego spadku temperatury i szybkiego wysychania powierzchni zewnętrznej. Są one szkodliwe ze względu na działanie wody i powietrza, które mają w ten sposób ułatwiony dostęp.
- b) Rysy powstałe przy chłodzeniu betonu w płaszczyznach prostopadłych do fug i powstałe po nałożeniu świeżego betonu na stary w tzw. fugach roboczych; tutaj ciepło powstałe na skutek wiązania się betonu powoduje stopniową zmianę objętości betonu świeżego, a wskutek niepoddawania się podkładu z betonu starego, wywołuje znaczne naprężenia rozciągające, przekraczające dopuszczalne.
- c) Rysy tworzą się również przez odkształcenie podłoża fundamentowego wskutek obciążenia powstającą budowlą, szczególnie przy ostrych załamaniach fundamentu.
- d) Wreszcie powstaje zjawisko łuszczenia się betonu na skutek większego ochłodzenia zewnętrznej powierzchni betonu w stosunku do masy wewnętrznej. Powodem tworzenia się rys w betonie jest wpływ temperatury i skurcz betonu.

Różnice temperatury między wiążącym betonem, a temperaturą zewnętrzną mogą być b. znaczne. Temperatura wiązania betonu wynosi 50°C i więcej. Jeżeli byśmy założyli różnicę temperatury zewnętrznej i temperatury betonu tylko 35°C, to przy rozszerzalności betonu 0,00001 i wartości współczynnika sprężystości 200 000 kg/cm² powstałyby naprężenia rozciągające 70 kg/cm². W rzeczywistości tak wielkie naprężenia nie powstają, gdyż na skutek ochłodzenia powierzchni zewnętrznej betonu, następuje również pewne wyrównanie i zmniejszenie naprężeń i odkształceń wewnątrz masy betonowej. Cyfry te obrazują powagę zagadnienia.

Temperatura betonu jest uwarunkowana temperatura części składowych przed mieszaniem, tak że przy che-

micznym procesie wiązania część wydzielającego się ciepła mogą przejąć części składowe betonu, tj. kruszywo i woda.

Skurcz betonu występuje przy chemicznym wiązaniu się cementu -- łączenia się z wodą zaczynową, tj. krystalizacji składowych elementów (hydratacji), a następnie przy wysychaniu betonu. Skurcz przy wiązaniu się betonu nie jest niebezpieczny, bo może się odbyć jeszcze plastycznie, gorzej jest ze skurczem wskutek wysychania betonu, szczególnie przy nadmiernych ilościach wody zaczynowej.

Dla zwalczania niepożądanych skutków powstałych od zmian temperatury, należy zmniejszyć ilości ciepła wydzielanego przez używanie chłodnej wody gruntowej i odpowiednio przechowywanego kruszywa. Może to nastąpić również przez stosowanie tzw. cementów niskotermicznych, tj. o zmniejszonej ilości składników $3(\text{CaO})$, SiO_2 i $3(\text{CaO})\text{Al}_2\text{O}_3$, przy tym redukcja wydzielanej ilości ciepła może dojść do 30% lub przez używanie kruszywa o dużym ciężarze gatunkowym, przez redukcję ilości używanego cementu w częściach budowli, gdzie jest to tylko możliwe. Ostatni czynnik winien być szczególnie rozpatrzony, gdyż jednocześnie wprowadza oszczędność cementu i zmniejszenie kosztów budowy.

Oszczędność przeciętna 100 kg cementu na 1 m³ budowli, przy objętości 400 000 m³ betonu daje 40 000 t cementu, tj. 4 440 000 zł (bez kosztów transportu). Wartości te są realne i możliwe do uzyskania. Rozpatrzmy mianowicie warunki pracy poszczególnych elementów przekroju zapory.

Część odwodna i fundamentowa przekroju oraz ściany fugowe wymagają najmniejszej przepuszczalności wody, tak aby jak najmniej wody dostawało się do wnętrza zapory i odporności na ewent. agresywne działanie wody, jako czynnika chemicznego. Strefa wahań zw. wody (po stronie odwodnej) podlega nie tylko działaniu wody, ale i działaniu atmosfery. Z tego względu ta część zapory w warstwie 2 — 3 m winna zawierać stosunkowo dużą zawartość cementu od 250 do 300 kg/m³.

Część przelewowa zapory winna być, poza możliwą szczelnością, jeszcze odporną na działanie mechaniczne wody, co poza wysoką zawartością cementu możemy uzyskać przez zaprojektowanie pokrycia warstwą (wyprawą) utwardzoną np. „bezetem“ (kruszywo w postaci tłuczonej porcelany, bazaltu, kwarcytu itp.).

Jądro zapory powinno wytworzyć ciężar, konieczny dla zabezpieczenia stateczności i bezpieczeństwa na poślizg. Z tego względu dozowanie cementu może być małe i dojść do 100 kg/m³, odpowiednio do warunków pracy statycznej zapory i techniki podawania betonu. Tutaj więc kryją się największe możliwości zaoszczędzenia cementu, gdyż cement spełnia głównie rolę lepiszcza dla kruszywa.

Strona odpowietrzna zapory winna być odporna na wpływy atmosferyczne, a więc dozowanie cementu może być mniejsze od dozowania po stronie odwodnej, ale większe niż w jądrze zapory, tj. 200 — 250 kg/m³.

Oczywiście, że takie zaprojektowanie profilu zapory pozwoli na zmniejszoną ilość wydzielanego ciepła przy wiązaniu betonu, tak że w ten sposób otrzyma się korzystniejsze warunki przy zjawiskach skurczu i tworzeniu się rys, niż przy betonach o wysokiej zawartości cementu.

Dalsze oszczędności cementu mogą być osiągnięte przez stosowanie kruszywa o dużych ciężarach właściwych, a przez to zmniejszenie profilu przegrody, co oczywiście jest uwarunkowane miejscowymi możliwo-

ściami co do uzyskania odpowiedniego kruszywa w dostatecznych ilościach i asortymencie.

*
* * *

Przy budowie przegród duży rozmiar robót betonowych wymaga ich całkowitej mechanizacji i stałej kontroli laboratoryjnej.

Dla jednej z naszych zapór:

- a) cement był gromadzony w magazynach chronionych przed wodą, przy tym transport jego był zmechanizowany i odbywał się transporterem ślimakowym, dozowanie automatycznie wagowo;
- b) kruszywo po przesortowaniu magazynowano w silosach przy utrzymanym podziale na 4 komponenty: drobny piasek 0,25 — 2 mm, gruby piasek 2 — 10 mm, drobny żwir 10 — 30 mm, gruby żwir 30 — 80 mm. Dozowanie piasku odbywało się łącznie z wodą, pozostałych części — objętościowo. Silosy były obliczone na zużycie dobowe, zwiększone o 40%. Przy kubaturze betonów 400 000 m³ były zainstalowane 2 betoniarki o pojemności 1600 l i wydajności 50 m³/godz. Woda dostarczana z rzeki.

Przy budowie naszych zapór używane były 2 rodzaje transportu betonu: przy pomocy systemu transporterów taśmowych do 150 m³/godz., co odpowiadało wydajności produkcji betonu, zwiększonej o 50%, i transportu przy pomocy kubła i kolejki linowej. Pierwszy sposób jest dobry przy jednolitym profilu zapory lub prawie jednolitym. Należy tylko mieć na uwadze, aby czas do zarobu betonu łącznie z transportem był krótszy od czasu wiązania cementu oraz należy zwracać uwagę na możliwość rozsegregowania się betonu w momencie układania go w miejscu przeznaczenia.

Przy użyciu kolejki linowej z kubłem o pojemności 1 m³, przeciętna produkcja betonu wynosiła 8 — 10 m³/godz.

*
* * *

Jeszcze należy wspomnieć o zabezpieczeniu placu budowy przed powodzią.

Ze względu na to, że budowy zapór w naszych warunkach wymagają ochrony w razie powodzi z jednej strony, z drugiej — przystosowanie placu budowy na zbyt wielkie powodzie jest ogromnie kosztowne, przyjmowano jako miarodajną wodę wielką 3-letnią, to znaczy, że w razie pojawienia się wielkiej wody, większej od przyjętej, dopuszczano do zatopienia placu budowy, wraz ze wszystkimi konsekwencjami, tj. stratami, jakie z tego powodu wynikły.

Na ogół ten system zdał egzamin życia, gdyż poza jednym przypadkiem wystąpienia poważniejszych strat z powodu powodzi, budowy były przeprowadzone bez poważniejszych uszczerbków z tego powodu.

*
* * *

Oczywiście poza wyżej wspomnianymi istnieje przy tak wielkich przedsięwzięciach cały szereg problemów tutaj nieporuszonych, jak zagadnienia statyczne ze względu na różnorodność właściwości wytrzymałościowych skał fundamentowych, użycie odpowiednich gatunków stali dla konstrukcji, zaopatrzenia budowy w siłę motoryczną, właściwej organizacji robót itp., które wymagałyby oddzielnego omówienia.

Olbrzymie przedsięwzięcia podjęte obecnie przez Związek Radziecki winny być nam przykładem w naszych pracach przy realizacji naszego Planu 6-letniego w budownictwie wodnym.

Budownictwo hydrotechniczne —

— czynnikiem walki o Pokój!

TABLICA I

Obliczenie oszczędności uzyskanych przez zastosowanie przekroju poprzecznego oszczędnościowego, na rowie o szerok. w dnie 40 cm, wysokość płotka 10 cm oraz nachyleniu skarp 1:1, 1:1,5 i 1:2.

Głęb. rowu	S k a r p a 1:1					S k a r p a 1:1,5					S k a r p a 1:2				
	Powierzch. przekr. m ²			Oszczędność		Powierzch. przekr. m ²			Oszczędność		Powierzch. przekr. m ²			Oszczędność	
	Normalnego F _n	Oszczędnościow. F _o	Różnica F _n - F _o	%	m ³ na 1 km rowu	Normalnego F _n	Oszczędnościow. F _o	Różnica F _n - F _o	%	m ³ na 1 km rowu	Normalnego F _n	Oszczędnościow. F _o	Różnica F _n - F _o	%	m ³ na 1 km rowu
0,50	0,520	0,475	0,045	8,65	45	0,630	0,536	0,094	14,92	94	0,746	0,610	0,136	18,23	136
0,60	0,670	0,605	0,065	9,70	65	0,835	0,710	0,125	14,97	125	1,006	0,830	0,176	17,50	176
0,70	0,840	0,755	0,085	10,12	85	1,070	0,914	0,156	14,57	156	1,306	1,090	0,216	16,54	216
0,80	1,030	0,925	0,105	10,19	105	1,335	1,148	0,187	14,01	187	1,646	1,390	0,256	15,55	256
0,90	1,240	1,115	0,125	10,08	125	1,630	1,412	0,218	13,37	218	2,026	1,730	0,296	14,61	296
1,00	1,470	1,325	0,145	9,86	145	1,955	1,706	0,249	12,74	249	2,446	2,110	0,336	13,74	336
1,10	1,720	1,555	0,165	9,58	165	2,310	2,030	0,280	12,12	280	2,906	2,530	0,376	12,94	376
1,20	1,990	1,805	0,185	9,30	185	2,695	2,383	0,312	11,58	312	3,406	2,990	0,416	12,21	416
1,30	2,280	2,075	0,205	8,99	205	3,110	2,768	0,342	11,00	342	3,946	3,490	0,456	11,56	456
1,40	2,590	2,365	0,225	8,69	225	3,555	3,181	0,374	10,52	374	4,526	4,030	0,496	10,96	496
1,50	2,920	2,675	0,245	8,39	245	4,030	3,626	0,404	10,02	404	5,146	4,610	0,536	10,42	536
1,60	3,270	3,005	0,265	8,10	265	4,535	4,100	0,435	9,59	435	5,806	5,230	0,576	9,92	576
1,80	4,030	3,725	0,305	7,57	305	5,635	5,138	0,497	8,82	497	7,246	6,590	0,656	9,05	656
2,00	4,870	4,525	0,345	7,08	345	6,855	6,296	0,559	8,15	559	8,846	8,110	0,736	8,32	736

TABLICA II

Obliczenie oszczędności uzyskanych przez zastosowanie przekroju poprzecznego oszczędnościowego, na rowie o szerok. dna 0,40 m, wysok. płotka 15 cm. Nachylenie skarp 1:1, 1:1,5, 1:2

Głęb.	S k a r p a 1:1					S k a r p a 1:1,5					S k a r p a 1:2				
	Powierzch. przekr. m ²			Oszczędność		Powierzch. przekr. m ²			Oszczędność		Powierzch. przekr. m ²			Oszczędność	
	Normalnego F _n	Oszczędnościow. F _o	Różnica F _n - F _o	% w stos. do przekr. normaln.	m ³ na 1 km rowu	Normalnego F _n	Oszczędnościow. F _o	Różnica F _n - F _o	% w stos. do przekr. normaln.	m ³ na 1 km rowu	Normalnego F _n	Oszczędnościow. F _o	Różnica F _n - F _o	% w stos. do przekr. normaln.	m ³ na 1 km rowu
0,50	0,510	0,442	0,068	13,33	68	0,621	0,493	0,128	20,29	128	0,740	0,545	0,195	26,35	195
0,60	0,660	0,562	0,098	14,85	98	0,826	0,654	0,172	20,82	172	1,000	0,745	0,255	25,50	255
0,70	0,830	0,702	0,128	15,42	128	1,061	0,845	0,216	20,36	216	1,300	0,985	0,315	24,23	315
0,80	1,020	0,862	0,158	15,49	158	1,326	1,066	0,260	19,61	260	1,640	1,265	0,375	22,87	375
0,90	1,230	1,042	0,188	15,28	188	1,621	1,317	0,304	18,75	304	2,020	1,5 ⁹⁵	0,435	21,53	435
1,00	1,460	1,242	0,218	14,93	218	1,946	1,598	0,348	17,88	348	2,440	1,945	0,495	20,29	495
1,10	1,710	1,462	0,248	14,50	248	2,301	1,909	0,392	17,04	392	2,900	2,345	0,555	19,14	555
1,20	1,980	1,702	0,278	14,04	278	2,686	2,250	0,436	16,23	436	3,400	2,785	0,615	18,09	615
1,30	2,270	1,962	0,308	13,57	308	3,101	2,621	0,480	15,48	480	3,940	3,265	0,675	17,12	675
1,40	2,580	2,242	0,338	13,10	338	3,546	3,022	0,524	14,78	524	4,520	3,785	0,735	16,26	735
1,50	2,910	2,542	0,368	12,65	368	4,021	3,453	0,568	14,13	568	5,140	4,345	0,795	15,47	795
1,60	3,260	2,862	0,398	12,21	398	4,526	3,914	0,612	13,52	612	5,800	4,945	0,855	14,74	855
1,80	4,020	3,562	0,458	11,39	458	5,626	4,926	0,700	12,44	700	7,240	6,265	0,975	13,47	975
2,00	4,860	4,342	0,518	10,66	518	6,846	6,058	0,788	11,51	788	8,840	7,745	1,095	12,39	1095

Nasypywanie luźnej ziemi na skarpy jest niewskazane ze względu na możliwość wymycia jej; ziemia raz ukopana i wyrzucona z rowu nie powinna do niego wracać.

Przekrój oszczędnościowy może być stosowany dla wszystkich rowów płotkowanych o małej zlewni, zarówno osuszających jak i nawodniających, w których przy maksymalnym napełnieniu prędkość płynącej wody nie przekroczy granicy zakreślonej wytrzymałością gruntu.

Podane tablice oraz rys. 2 ilustrują przykładowo, jakie oszczędności da się osiągnąć przez wprowadzenie nowego przekroju poprzecznego. Liczby odnoszą się do rowu o szerokości w dnie 40 cm i nachyleniu skarp

1:1, 1:1,5, 1:2, głębokości od 0,5 do 2,0 m i wysokości płotka 10 i 15 cm.

Z tablic i z rys. 3 widać, że największe procentowe oszczędności osiąga się na rowach płytkich i średnich o głębokości od 0,5 do 1,1 m, czyli na rowach przeważnie stosowanych. Przy większych głębokościach procent wyrażający oszczędność stopniowo i powoli maleje, chociaż wzrasta bezwzględna wartość zaoszczędzonej powierzchni. Ma to jednak duże znaczenie w zakresie oszczędności, gdyż koszt jednostkowy wykopu głębokiego jest wyższy.

Dla obliczenia oszczędności w gotówce należy przyjąć zmniejszoną nie tylko ilość wykopu, ale i plantowania, jak również mniejszą powierzchnię terenu, zajęta pod rów.

INŻ. KAZIMIERZ MAJEWSKI

Akcja melioracyjna w 1951 roku

Zagadnienie konserwacji urządzeń wodno-melioracyjnych ma istotne i głębokie znaczenie dla rolnictwa, szczególnie na odcinku produkcji zwierzęcej. Z tego względu służba wodno-melioracyjna, doceniając wagę tego zagadnienia w gospodarce ogólnonarodowej, winna dołożyć wszelkich starań do przedterminowego wykonania i przekroczenia tegorocznego planu konserwacji, mobilizując do twórczego wysiłku wieś, dla pokojowej rozbudowy Polski Ludowej.

Podejmowana przez Ministerstwo Rolnictwa i Reform Rolnych inicjatywa organizowania społecznych wysiłków wsi w ramach zeszłorocznego „Czynu melioracyjnego” i tegorocznej „Akcji melioracyjnej” ma na celu zwiększenie udziału zainteresowanych w konserwacji urządzeń wodno-melioracyjnych. Udział ten, wyrażający się głównie w formie pracy, ma zapewnić realizację rosnących potrzeb konserwacyjnych, a przez to samo przyczynić się do wzrostu produkcji w rolnictwie.

Każdy meliorant wie, że zabiegi melioracyjne powodują zwykłą zbioru siana oraz wydajności pól ornych pod warunkiem, że urządzenia te będą należycie działały. Dla tych też powodów troska o konserwację wykonanych urządzeń wodno-melioracyjnych winna należeć właściwe zrozumienie tak u służby wodno-melioracyjnej, jak i u zainteresowanych, korzystających z tych urządzeń.

Służba wodno-melioracyjna, pracująca ze wsią i dla wsi, winna dążyć w drodze podniesienia świadomości o korzyściach, płynących z corocznej konserwacji, do rozszerzenia tych prac na wszystkie istniejące urządzenia wodno-melioracyjne. Wysiłek włożony w uświadamienie wsi przyczyni się do uniknięcia strat w gospodarce narodowej, jak i do ułatwienia wykonania robót konserwacyjnych.

W roku ubiegłym masowy udział chłopów w „Czynie melioracyjnym” oraz wielki wysiłek służby wodno-melioracyjnej przyczyniły się do znacznego wzrostu robót w zakresie konserwacji melioracji szczegółowych i podstawowych. Przepracowano ogółem około 2.800.000 robotniko-dni, które pozwoliły na przeprowadzenie konserwacji gruntów ornych, łąk i pastwisk na obszarze 835.528 ha, przez wykonanie konserwacji 48.242 km rowów, 2.640 km rzek, 245 km wałów, 2495 sztuk przepustów, 121 mostów itd. Uregulowano stosunki wodne na dalszym obszarze 13.088 ha łąk, przez wykopanie nowych rowów na długości 617 km, rzek na długości 51 km, wałów na długości 14 km. Teren ten częściowo uzbrojono w urządzenia nawodniające, przez wybudowanie 17 nowych jazów piętrzących.

Ogólna wartość wykonanych prac w „Czynie melioracyjnym” przekroczyła 75.000.000 zł.

Szczególnie wyróżniło się woj. olsztyńskie, które wykonało kilkakrotnie większy plan w dziedzinie konserwacji aniżeli w 1949 r., osiągając najwyższy w Polsce przerób na głowę ludności rolniczej. Przepracowano tam ogółem 414.532 robotniko-dni, co pozwoliło na przeprowadzenie konserwacji łąk, pastwisk i gruntów ornych na obszarze 213890 ha, w wyniku oczyszczenia 12.389 km rowów.

Osiągnięte największe efekty na głowę ludności rolniczej zdecydowały o zajęciu przez woj. olsztyńskie pierwszego miejsca we współzawodnictwie międzywojewódzkim mimo, że w cyfrach bezwzględnych ogólnej wartości wykonanych robót, największe rezultaty miało woj. poznańskie. Do przodujących województw należały poza tym województwa: gdańskie, warszawskie, bydgoskie, szczecińskie i łódzkie. Stosunkowo słabe wyniki osiągnęły województwa: rzeszowskie, katowickie i krakowskie.

Dla wyróżnienia wyników osiągniętych we współzawodnictwie poszczególne gromady i zespoły młodzieżowe otrzymały nagrody w postaci radiodbiorników, bibliotek i sprzętu sportowego. Ogółem rozdzielono: radiodbiorników 202, bibliotek 67 i sprzętu sportowego 41 kompletów. Niezależnie od tych nagród zostało przyznane przez Min. Rolnictwa i R. R. 582 dyplomy uznania dla tych gromad, które swoim społecznym podejściem wyróżniły się w „Czynie melioracyjnym”.

Postępowi chłopci, doceniający znaczenie prac melioracyjnych, zadokumentowali swój pozytywny stosunek do tych prac i przyczynili się do ich upowszechnienia na wsi. Jednak koncentracja tych robót w krótkim okresie czasu (10.V — 10.VI), powodowała olbrzymie trudności dla służby wodno-melioracyjnej w dostarczeniu wszystkim gromadom, realizującym swoje zobowiązania, potrzebnego nadzoru technicznego.

Rosnące z każdym rokiem zainteresowanie wsi konserwacją urządzeń wodno-melioracyjnych, stwarza więc konieczność właściwego rozłożenia robót w sezonie budowlanym ze względu na szczupłość kadr melioracyjnych oraz dla ułatwienia zainteresowanym wzięcia udziału w tych pracach.

Udział zainteresowanych winien być ujęty w realne harmonogramy robót, uzgodnione ze służbą wodno-melioracyjną. Dlatego też w odróżnieniu od zeszłorocznego „Czynu melioracyjnego”, tegoroczna „Akcja melioracyjna” ma charakter planowy i jest rozłożona w czasie od połowy maja do listopada z wyłączeniem okresów najpilniejszych robót polnych, jak sianokosy, żniwa, orka i siew jesienny. Wysokość spodziewanych środków, jako równowartość gotówkowa dostarczonej robocizny, została włączona do programów robót w 1951 r.

Wysokość projektowanych do uzyskania w ramach tej akcji środków pozwoliła na zwiększenie programu konserwacji melioracji szczegółowych o 45,7%, a melioracji podstawowych o 112,9% w stosunku do 1950 r.

Wykonanie znacznie zwiększonego, w stosunku do lat ubiegłych, planu konserwacyjnego jest zależne od właściwej organizacji społecznej „Akcji melioracyjnej” w terenie. Toteż służba wodno-melioracyjna, działając w oparciu o ramową instrukcję Minist. Rolnictwa i R. R., winna dołożyć wszelkich starań, aby przy dostosowaniu jej do warunków miejscowych dokonać szybkiego zorganizowania wsi dla wykonania planów tak w zakresie robót konserwacyjnych, jak i inwestycyjnych.

Przykładem właściwej i sprawnej organizacji tegorocznej „Akcji melioracyjnej” jest woj. gdańskie. Doświadczenia zebrane w zeszłorocznym „Czynie melioracyjnym” spowodowały tam zrozumienie, że dla pełnego wykorzystania wysiłków poszczególnych gromad w podejmowanej akcji melioracyjnej oraz dla jej umiarkowania, zachodzi konieczność podniesienia świadomości wszystkich chłopów odnośnie celowości konserwacji urządzeń wodno-melioracyjnych z jednoczesnym ich zaznajomieniem z najwłaściwszymi sposobami przeprowadzenia tych robót.

W tym celu na terenie tego województwa, w czasie od 4 do 10 maja br., zorganizowano przy pomocy gromadzkich kół Związku Samopomocy Chłopskiej, prezydentów gminnych rad narodowych oraz gminnych komisji rolnictwa i leśnictwa, zebrania w każdej gromadzie z udziałem wszystkich kobiet i mężczyzn gromady. Dla zapewnienia możliwie najlepszej obsługi zebranych gromadzkich, wyznaczono imiennie prelegentów spośród personelu wojewódzkiej i powiatowej służby rolnej oraz służby wodno-melioracyjnej. Poza tym prelegentami byli również uczniowie wyższych klas liceów wodno-melioracyjnych i rolniczych, którzy otrzymali opracowane komplety wykładów uprzednio przepracowanych i przedyskutowanych na ćwiczeniach, zorganizowanych przez profesorów tych szkół.

Po ustaleniu prelegentów dla każdej gromady, prezydium powiatowych rad narodowych wyznaczyło spośród personelu powiatowej służby rolnej i wodno-melioracyjnej imiennych opiekunów gminnych, odpowiedzialnych za właściwe i sprawne przeprowadzenie zebranych gromadzkich. Niezależnie od tego, Prezydium Wo-

jewódzkiej Rady Narodowej w Gdańsku wyznaczyło imiennie opiekunów powiatowych spośród personelu wojewódzkiej służby rolnej i wodno-melioracyjnej, odpowiedzialnych za organizację zebrań w danym powiecie.

Organizacje społeczne i polityczne wyznaczyły do współpracy swoich przedstawicieli tak na szczeblu powiatowym, jak i gminnym, aby w razie potrzeby odwołania opiekuna gminnego lub powiatowego do innych bardziej pilnych prac lub jego nieprzewidzianej nieobecności było zapewnione natychmiastowe zastępstwo.

Tematem zebrań gromadzkich były pogadanki o roli melioracji w rolnictwie, sposobach konserwacji urządzeń wodno-melioracyjnych, uprawy i pielęgnacji łąk, zwalczaniu zachwaszczenia pól, sprzucie siana. Jednocześnie omówiono rozmiar niezbędnych robót melioracyjnych w danej gromadzie, na podstawie danych, opracowanych przez Rejonowe Kierownictwa Robót Wodno-Melioracyjnych.

W wyniku tych zebrań, w czasie których wywiązywały się ożywione dyskusje, poszczególne gromady podejmowały zobowiązania przeprowadzenia konserwacji i uzupełnień urządzeń wodno-melioracyjnych, określając jednocześnie czas ich wykonania. Większość gromad rozszerzyła swoje zobowiązania na całość istniejących na ich terenie urządzeń.

Według dotychczasowych danych, dostarczonych przez opiekunów, na 1012 gromad województwa gdańskiego podjęło już zobowiązania 930 gromad. Zobowiązania te obejmują konserwację 9.374 km rowów, 638 km rzek i kanałów oraz 521 km wałów przeciwpowodziowych. Obszar objęty konserwacją wyniesie 104428 ha łąk, pastwisk i gruntów ornych. Ogólna wartość, zgłoszonych do po-

łowy maja, tylko na terenie woj. gdańskiego, zobowiązań wynosi około 5.500.000 zł.

Rozmiar i wartość poszczególnych zobowiązań świadczą o pełnym uświadomieniu wsi, a tym samym o właściwym zorganizowaniu na terenie woj. gdańskiego tegorocznej „Akcji melioracyjnej”.

Dotychczasowe wyniki przy realizacji podjętych zobowiązań pozwalają twierdzić, że ustalony tam na zebraniach gromadzkich rozmiar robót zostanie nie tylko przedterminowo wykonany, ale i znacznie przekroczony.

Dla osiągnięcia pełnych korzyści gospodarczych, wynikających z wykonania konserwacji urządzeń wodno-melioracyjnych koniecznym jest podjęcie oddolnej inicjatywy szerokiej akcji pokonserwacyjnego zagospodarowania łąk w drodze wciągnięcia szerokich mas chłopskich do:

- wałowania nadmiernie rozpulchnionych gleb, a zwłaszcza torfów,
- rozrzucania kretowisk, wyrównania powierzchni, usuwania korzeni, krzaków itp.,
- zakładania kup kompostowych dla późniejszego ich użycia na łąki i pastwiska,
- stosowania na łąkach łętów ziemniaczanych, strączyń łubinowych, oraz popiołu drzewnego jako naturalnych środków nawozowych,
- zasilania łąk i pastwisk nawozami sztucznymi, zwłaszcza potasowymi oraz stosowanie w miarę potrzeby wapna.

Zastosowanie powyższych zabiegów, łącznie z rozbudową i konserwacją urządzeń wodno-melioracyjnych, zwiększy znacznie krajową bazę paszową i umożliwi przyspieszenie realizacji zaplanowanego wzrostu produkcji rolnej.

DZIAŁ V — EKSPLOATACJA

Inż. JAN ŻMIHORSKI

Nadzór techniczny nad ekonomiczną eksploatacją siłowni wodnych

Zarówno wzrastające zapotrzebowanie energii, jak i czynnik oszczędności powinny zwrócić większą uwagę energetyków na jak najbardziej racjonalne wykorzystanie istniejących na terenie Polski siłowni wodnych. Nie mamy do tej pory zorganizowanej, systematycznej, okresowej kontroli obiektów będących w eksploatacji, pod względem stanu technicznego urządzeń i sprawności.

Znaczenie tego zagadnienia dla powiększenia produkcji energii znalazło już od dawna zrozumienie w wielu krajach, a szczególnie w tych, które w znacznym stopniu wykorzystują w swojej gospodarce energię wodną. Doświadczenie wykazało, iż w wielu wypadkach osiągnięto poważny i szybki wzrost produkcji przez modernizację i przebudowę urządzeń starych, przy mniejszym nakładzie finansowym i materiałowym, niż w wypadku całkowicie nowych inwestycji.

W naszych obecnych warunkach zagadnienie dozoru i racjonalnej eksploatacji istniejących siłowni wodnych jest nie mniej ważne, niż budowa nowych, z punktu widzenia powiększenia ilości produkowanych kilowatogodzin i pewności ruchu; przeżyliśmy bowiem wraz z Ziemią Odzyskanymi pokazań ilość siłowni wodnych, które w większości są przestarzałe, względnie wymagają gruntownych remontów po okresie eksploatacji w warunkach wojennych. Siłownie te obsadzone zostały przez personel o słabych kwalifikacjach fachowych (przed wojną mieliśmy znikomą ilość siłowni wodnych), który niejednokrotnie nie jest w stanie rozwiązać samodzielnie najprostszych zagadnień technicznych, jakie wyłaniają

się w czasie eksploatacji. Siłownie w takich przypadkach pozostawione są niejako same sobie i skazane są na szybkie zniszczenie i zaniżanie się sprawności, niż miałyby to miejsce przy należycie zorganizowanej okresowej kontroli.

Aby usunąć istniejący stan rzeczy, należy zanalizować jego przyczyny, a potem określić ogólne metody postępowania i profilaktyki. I tak — przyjmując rzeczywistą moc efektywną na zaciskach generatora z jednej strony oraz potencjał energetyczny rzeki w przekroju eksploatowanym z drugiej, możemy powziąć z ich stosunku wyobrażenie o stratach i zastanowić się nad ich przyczyną. W wielu starych siłowniach (1910 — 1925) tak obliczona sprawność ogólna urządzenia nie przekracza 40%, podczas gdy dobrze zaprojektowane zakłady o nowoczesnych turbinach osiągają dzisiaj 80%, tzn. dwukrotnie więcej. Przyczyny tych strat to:

- zużycie części i mechanizmów,
- stare typy turbin,
- niewłaściwe typy turbin dla danych warunków,
- niewłaściwa koncepcja lub złe zaprojektowanie zakładu (nie całkowite wykorzystanie wody będącej w dyspozycji),
- eksploatacja w niekorzystnych reżimach,
- naturalna zmiana warunków zewnętrznych.

Zużycie części mechanizmów, mniej lub bardziej naturalne, spowodowane bywa najczęściej przez erozję i korozję, a w niektórych przypadkach przez kawitację

i niefachową obsługę. Straty stąd wynikłe objawiają się w postaci wzrostu przecieków i tarcia.

Stare typy z natury rzeczy mają mniejszą sprawność, ponieważ budowane były na podstawie tylko teoretycznych rozważań.

Nie właściwy typ turbiny w danych warunkach jest często przyczyną niskiego procentu wykorzystania naturalnego potencjału. Posiadamy b. dużo turbin Francis (wszystkie stare siłownie) na niskich i silnie zmiennych spadach. Zainstalowanie turbin Kaplana pozwoliłoby lepiej dopasować się do tej fluktuacji i w efekcie zwiększyłoby średni współczynnik sprawności, a co za tym idzie — i roczną produkcję.

Niewłaściwa koncepcja lub złe zaprojektowanie zakładu i całkowite niewykorzystanie wody będącej do dyspozycji, da się zauważyć w wielu starszych zakładach. O ile nawet ujmują one całą wodę, to jednak daje się zauważyć w ich rozpracowaniu wzorowanie się na innych, znacznie mniej doskonałych, a niekiedy i niesłusznych kryteriach. W dzisiejszym projektowaniu podstawą wszystkich zamierzeń są gruntowne studia hydrologiczno-topograficzne w oparciu o ścisłą analizę czynników ekonomicznych. Można by na poparcie tego punktu przytoczyć b. wiele przykładów nawet z niedalekiej przeszłości.

Eksploatacja w niekorzystnych reżimach zdarza się w siłowniach, gdzie zainstalowanych jest więcej turbin, względnie w siłowniach zbiornikowych, gdzie możliwe są duże wahania spadów. W pierwszym przypadku przez rozkład obciążenia na wszystkie turbiny w okresach małych ilości wody pozwalamy na ich pracę w zakresach małych sprawności. Dociążenie jednych, a zatrzymanie innych jednostek nie tylko zwiększa produkcję, ale i znacznie zmniejsza zużycie maszyn. Ten przypadek zachodzi rzadziej, częściej natomiast zdarza się praca jednostek na zbyt niskich spadach, przez co zużywamy znacznie więcej wody na jednostkę wyprodukowanej energii. To zjawisko zdarza się najczęściej w czasie dłuższych okresów nieprzewidzianego wzrostu zapotrzebowania mocy, wzgl. w okresach posuchy, rzadziej przy obniżaniu zbiorników w celach retencyjnych.

Naturalna zmiana warunków zewnętrznych — to zamuślenie zbiorników, zarastanie kanałów, pogłębianie się dna poza zakładem, wypłukiwanie fundamentów (ucieczka wody). Wszystkie te zjawiska z biegiem czasu poważnie mogą zmniejszyć produkcję, bowiem ulegają zmianie warunki, dla których zaprojektowana została turbina. Szczególnie ciekawym pod tym względem jest obniżanie się dna poza siłownią, a tym samym wzrost wysokości ssania (średnio 2 cm rocznie), która po pewnym czasie przekroczyć może wartość graniczną. W turbinie wówczas pojawia się niszczące zjawisko kawitacji, którego przedtem wcale nie było. Ten czynnik uwzględnia się obecnie przy projektowaniu nowych zakładów, przez usytuowanie wirnika z pewnym zapasem poniżej granicznej wysokości ssania.

Z tej pobieżnej analizy przyczyn niskiego stopnia wykorzystania energii wodnej przez istniejące siłownie wynika konieczność realizacji przez eksploatację trzech zagadnień, mających na celu powiększenie sprawności i produkcji oraz zwiększenie pewności ruchu i okresu użytkowania zakładów wodnych:

- okresowe przeglądy, konserwacja i remonty turbin wodnych,
- okresowe sporządzanie bilansu energetycznego zakładów wodnych,
- analiza istniejących warunków eksploatacji poszczególnych obiektów z uwzględnieniem czynników hydrologicznych, topograficznych i ekonomicznych.

Punkt pierwszy ma znaczenie zasadnicze. Jego realizacja przy stosunkowo nieznacznym nakładzie pieniężnym i materiałowym daje efekt natychmiastowy. Punkt drugi — poza tym że pozwala powziąć właściwe wyobrażenie o technicznym stanie zakładu i jego rentowności — wraz z punktem trzecim umożliwia wytypowanie obiektów do ewent. modernizacji lub przebudowy. Praktyka wykazała, iż niejednokrotnie już wstępna analiza wykrywała proste i tanie sposoby znacznego zwiększenia

produkcji, czy to przez podwyższenie spiętrzenia i akumulację dodatkowej warstwy wody, czy też przez doinstalowanie jednostek, względnie wymianę jednostek na nowsze.

W dalszej części artykułu omawiane będą wytyczne realizacji punktu pierwszego.

Okresowe przeglądy, konserwacje i remonty turbin wodnych

Zorganizowanie okresowego i fachowego przeglądu turbin będących w eksploatacji pozwala na czas wykryć początek defektów i przez należyty remont usunąć je, zanim mogłyby się stać przyczyną poważniejszych uszkodzeń. Zmniejszamy tym samym koszty remontów oraz zwiększamy pewność ruchu jednostki i jej sprawnego użytkowania. Okresowa kontrola pozwala poza tym zorganizować i zaplanować remonty tak, aby straty wynikłe z przestoju zmniejszyć do możliwego minimum.

Głównymi i najczęstszymi zjawiskami niszczącymi mechanizmy turbin są: erozja, korozja i kawitacja części turbin opłukiwanych wodą strumienia roboczego. Na niebezpieczeństwo erozji narażone są przede wszystkim siłownie położone na rzekach podgórskich, gdy wody przed wlotem do turbin nie przechodzą przez żadne naturalne osadniki piasku w postaci jezior i stawów, ani też przez osadniki sztuczne. Woda tych rzek niesie ze sobą duże ilości piasku, który przechodząc przez siłownię w czysto mechaniczny sposób zdziera zawory, łopatki kierownic i turbin oraz obudowę komory wirnikowej, niszczy szczelność łożysk i czopów łopatek kierownicy i turbiny, uszczelnienie łożysk prowadzących ponad pokrywę turbiny (dławnic), a niekiedy i same łożyska prowadzące, powiększa szczeliny między korpusem obudowy turbinowej a jej częściami wirującymi, co prowadzi do ucieczki znacznych nieraz ilości wody poza wirnikiem, nie tylko bez wykorzystania energetycznego, ale przy zwiększonych oporach. Erozję można zmniejszyć przez tworzenie sztucznych osadników oraz progów przed wlotem do siłowni. W osadnikach woda, zmniejszając swą szybkość na pewnej długości, traci piasek. Stosowanie odpornych stali nierdzewnych do mechanizmów szczególnie narażonych zmniejsza w pewnym stopniu działanie niszczące erozji.

Usuwanie zniszczeń erozji przeprowadza się przez ponowne uzupełnianie materiału spawaniem. Z uwagi na możliwość stosowania tego środka również przy zniszczeniach przez korozję i kawitację, wykonywane są ostatnio wszystkie części opływane przez wodę ze stali spawalnych.

Jeżeli w turbinie zachodzi zjawisko kawitacji, to zasadniczo nie ma sposobu na jego radykalne usunięcie, gdyż jest to przyczyna niewłaściwego doboru parametrów turbiny do istniejących warunków, albo też zmiany warunków zewnętrznych przez wzrost wysokości ssania (na skutek obniżenia się dna). Ale i u właściwie dobranych turbin zdarza się zjawisko kawitacji w pewnych rzadkich reżimach pracy, gdy całkowite jego wyeliminowanie nastrocza duże trudności konstrukcyjne z dostosowaniem się do danych warunków oraz poważniejszy wzrost kosztów. W takich przypadkach zniszczenia kawitacji należy usuwać okresowo przez naspawanie. Najgorzej jest, gdy kawitacja zachodzi w zakresie optymalnych mocy. W takim przypadku z konieczności należy przesunąć się z normalną eksploatacją do zakresu gorszych sprawności, nie wykorzystując pełnej mocy instalowanej jednostki. W ten sposób przez zmniejszenie przepływu właściwego

$$Q'_1 = \frac{Q}{D^2 \sqrt{H}}$$

gdzie Q'_1 — przepływ właściwy czyli przepływ geometrycznie podobnego wirnika o średnicy 1 m, przy spadzie 1 m;

Q — normalny przepływ turbiny;

D_2 — średnica wirnika;

H — spad nominalny;

obniżamy dopuszczalną wartość graniczną współczynnika kawitacji:

$$\sigma = \frac{B - H_s}{H}$$

gdzie σ — współczynnik kawitacji do obliczenia granicznej wysokości ssania;

B — wielkość stała (ciśnienie barometryczne na poziomie siłowni wyrażone w m słupa wody);

H_s — wysokość ssania,

H — spad.

Wybieg taki jest nie do uniknięcia, jeżeli chcemy ochronić turbinę od szybkiego zniszczenia i raptownego spadku sprawności.

Miejsca zaspawane po kawitacji, korozji i erozji winny być przez szlifowanie i wygładzenie doprowadzone do pierwotnej postaci. Pozostawione nierówności powierzchniowe i guzy mogą zapoczątkować powstanie kawitacji nawet tam, gdzie jej uprzednio nie było.

Turbiny Kaplana stosowane są na spadach niskich i średnich (ostatnio do 80 m) o dużych wahanich. Ponieważ często wirniki tych turbin pracują w położeniu poniżej dolnego zwierciadła, czopy ich łopatek muszą być tak uszczelnione, aby zapobiec zarówno wdarciu się wody do wnętrza wirnika, jak i zbyt dużym wyciekom oleju z wirnika na zewnątrz. Zagadnienia szczelności i należytego smarowania czopów pracujących przy docisku jednostkowym 140 — 210 kg/cm² mają bardzo wielkie znaczenie. Ani woda, ani piasek nie powinny się przedostać przez uszczelki, gdyż spowodować mogą korozję i ścieranie czopów mechanizmów wewnątrz wirnika. Szczelność gruszki wirnikowej należy sprawdzać okresowo na wskaźniku umieszczonym na wale. Gdy spostrzeżenie się na nim anormalne znikanie oleju, jest to oznaką, że uszczelki czopów są nieszczelne i duża ilość oleju wycieka do wody; gdy wskaźnik pokazuje wzrost napęnlęcia, dowodzi to, że do głowicy przedarła się woda. W takich wypadkach trzeba natychmiast poprawić uszczelnienie albo wymienić je. Jest to zagadnienie bardzo trudne, wymagające od wykonawcy dużej wiedzy fachowej i praktyki. Przy większych jednostkach operacja taka winna być przeprowadzona wyłącznie przez firmę, która wykonała turbinę. Całkowite usunięcie strat oleju z gruszki wirnika jest niemożliwe, jednakże ich wielkość winna wahać się w granicach 20 — 100 l rocznie, w zależności od wielkości turbiny. Przekroczenie tych wielkości jest sygnałem do rewizji uszczelnienia czopów łopatek wirnikowych.

Zdarzyć się może po remoncie wirnika, w którym dokonano wymiany panewek, iż panewki te po pewnym czasie obracają się razem z czopem łopatki. Aby uniknąć tego niepożądanego zjawiska dobrze jest zakładać panewki nie przez wprasowanie, tylko po uprzednim ostudzeniu jej przy użyciu suchego lodu (CO₂). Tak osadzona w korpusie panewka po powrocie do normalnej temperatury wcina się w otwór odlewu. Daje to pewniejsze zabezpieczenie przed obrotem, niż wprasowanie.

W ostatnich latach konstruktorzy turbin myślą o zastosowaniu do wirników panewek z lanych mas plastycznych. Mają one mniejszy współczynnik tarcia i przy dużych obciążeniach jednostkowych zachowują się lepiej, niż panewki brązowe. Taka inowacja pozwoliłaby na zastosowanie smarowania wodnego przez wypełnienie gruszki wirnikowej wodą. Upraszczałoby to b. znacznie konstrukcję wirnika, zmniejszyło koszty eksploatacji i powiększyło pewność ruchu.

Każdy nowy Kaplan po rocznej eksploatacji winien być poddany generalnemu przeglądowi. Przegląd taki powinien (poza ukazaniem ewent. uszkodzeń) dać możliwość określenia terminu następnej kontroli oraz obmiaru prac konserwacyjnych i remontowych.

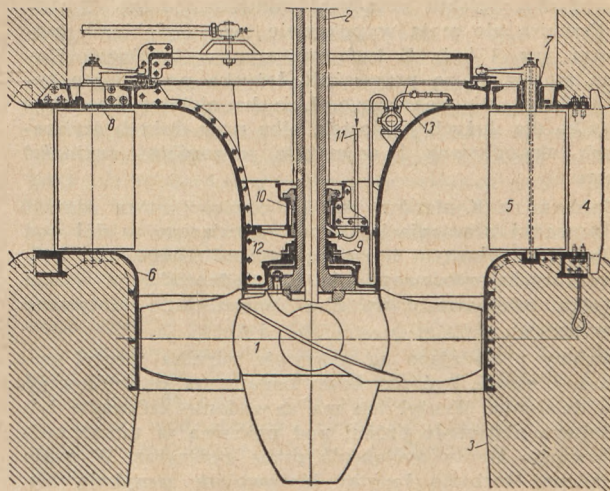
Kaplany poziome o nieruchomych łopatkach kierowniczych wykazują często znaczny spadek mocy na skutek zużycia się niedostępnego łożyska w komorze wodnej. Łożysko takie, wyrabiając się, powoduje stopniowe obniżanie się wirnika i jego ocieranie o obudowę, co jest przyczyną znacznych strat mocy. Konieczna jest w takim

przypadku wymiana łożyska. Zjawisko to uzasadnia potrzebę poszczególnego nadzoru nad smarowaniem takiego łożyska.

W czasie przeglądu należy zwracać uwagę na tuleję drążka nastawczego w głowicy olejowej na górnym końcu wału. Od jej stanu zależy prawidłowa współzależność nastawienia aparatu kierowniczego i łopatek wirnika, co jest b. ważne z uwagi na prawidłowość pracy turbiny (mogą powstać zakłócenia w regulacji obrotów).

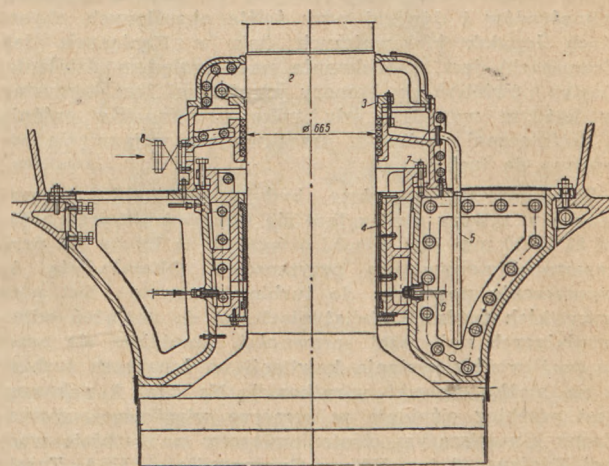
Ciągłego dozoru wymaga tuleja uszczelniająca (dławica) między pokrywą turbiny i łożyskiem prowadzącym (rys. 1). Pierścienie węglowe, osadzone w tej tulei dociskane sprężynami do wału, bronią dostępu wody do łożyska. Silne przedzieranie się wody do przestrzeni ściekowej na pokrywie wirnika świadczy o złym stanie uszczelnienia; należy poddać go rewizji. Dokładne uszczelnienie wału jest szczególnie ważne, gdy łożysko prowadzące jest typu olejowego. Jego zatopienie spowodować może wytopienie łożyska. Mniej wrażliwe na krótkotrwałe zatopienie są łożyska na smar (rys. 1), o ile tylko woda nie zawiera piasku. Najmniej kłopotliwe są łożyska smarowane wodą (rys. 2).

Uszczelnienia i urządzenia do odprowadzania przecieków muszą podlegać okresowej kontroli co do stanu



Rys. 1.

Turbina Kaplana średniej wielkości z łożyskiem szyjnym na smar stały. Oznaczenia: 10 — łożysko smarowe, 11 — przewód na smar, 12 — pierścienie węglowe, 13 — pompa przeciekowa, inne numery jak na rys. 4.



Rys. 2.

Turbina Kaplana z łożyskiem szyjnym smarowanym wodą. Oznaczenia: 1 — wirnik, 2 — wał, 3 — dławica (regulacja), 4 — łożysko prowadzące, 5 — rurka wody przeciekowej, 6 — termometr oporowy, 7 — regulacja luzu łożyskowego, 8 — dopływ wody chłodzącej.

technicznego i ich działania. Szczególną uwagę należy zwrócić na nie w okresach powodziowych, gdy obniża się wysokość ssania, na skutek podniesienia się dolnej wody. Dławnica poddana jest wtedy działaniu większego ciśnienia i możliwości zatopienia łożyska są większe.

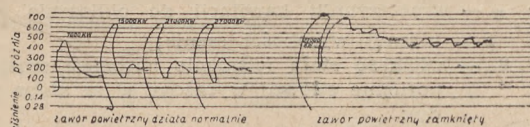
Łożyska prowadzące o smarowaniu wodnym posiadają duże zalety w turbinach Kaplana. Ich zastosowanie pozwala na usunięcie dławnicy pomiędzy pokrywą turbiny i łożyska, przez co wał zostaje ujęty tuż ponad pokrywą. Dławnica jest umieszczona w takim przypadku ponad łożyskiem, jest dostępna dla kontroli i regulacji w czasie ruchu turbiny, a ryzyko zatopienia łożyska nie istnieje. Niskie uchwycenie wału u Kaplanów korzystne jest tak ze względu na jego szybkość krytyczną, jak i ze względów konstrukcyjnych, bowiem w turbinach Kaplana pewność dobrego ujęcia wirnika jest znacznie bardziej pożądana niż u Francisów z powodu większych średnic i ciężarów wirników, które występują przy małych spadach oraz z powodu ich dużej niestabilności hydraulicznej. Niestabilność ta jest spowodowana niskim położeniem wirnika względem aparatu kierowniczego — przeciętnie 1,8 — 2,4 m poniżej środkowej płaszczyzny rozdziału strug. Ten konstrukcyjny wzgląd narzuca charakterystyczny dla Kaplanów kształt pokrywy ze stożkowym zagłębieniem w środku. Tworzy się studzienka podatna na szybkie zatopienie w wypadku defektu urządzenia odwodniającego Turbiny Francisca nie mają w pokrywie tego zagłębienia (porównać rys. 1 i 4). Z tych przyczyn w turbinach Kaplana stosowane są przeważnie łożyska prowadzące typu wodnego lub smarowego. Łożyska olejowe stosowane są tylko dla dużych jednostek, albo przy dużych szybkościach obrotowych i wymagają szczególnej czujności dozoru.

Zarówno u Kaplanów, jak i Francisów mogą zdarzyć się wypadki przesunięcia układu wirującego w dół pod obciążeniem własnym i naporem hydraulicznym, gdy kołnierz łożyska oporowego nie jest jednorodny z wałem a tylko zaklinowany na nim (powszechnie stosowane rozwiązanie).

Turbiny posiadające na pokrywie wirnika wentyl powietrzny muszą być okresowo badane na prawidłowość jego działania. Wentyl ten ma za zadanie całkowite lub częściowe niszczenie próżni pod pokrywą w momentach nagłego zrzuć obciążenia przez generator. W nagłe odciążonej turbinie łopatki kierownicze zamykają się odcinając dopływ wody; przy tym zawsze następuje urwanie się strumienia wodnego. Nieotwarcie się w tym momencie wentyla napowietrzającego spowodować może podniesienie całego układu wirującego, a przez to i uszkodzenie instalacji hydraulicznej i mechanicznej. Badania ostatnich lat wykazały, że przymusowe otwieranie zaworów napowietrzających za pomocą krzywek, mimośródów i dźwigni przy ściśle określonych otwarciach łopatek kierowniczych (tak w Kaplanach, jak Francisach) jest niedoskonałe pod względem działania. Dostęp powietrza do komory wirnikowej jest korzystny w każdym wypadku, gdy tylko utworzy się próżnia o dostatecznej wielkości, umożliwiającą wciągnięcie powietrza do turbiny.

Uwzględniając powyższe, buduje się turbiny zaopatrzone w zawory otwierające się samoczynnie przy próżni 25 — 50 mm Hg. Wyniki osiągnięte są lepsze niż przy zaworach sterowanych przymusowo. Okazało się, że wpuszczenie powietrza do turbiny korzystne jest przy wszystkich średnich obciążeniach, aż do obciążenia odpowiadającego najlepszej sprawności. Zmniejsza się przez to możliwość powstania kawitacji na łopatkach turbiny i na stożku gruszki wirnikowej. Na rys. 3 pokazany jest przebieg ciśnienia w komorze wirnikowej, sporządzony samopiszącym ciśnieniomierzem na turbinie wodnej Kaplana 42 tys. KM w Guntersville — USA. Zawór doregulowany był tak, iż otwierał się przy wyznaczonej próżni. Rysunek pokazuje obraz ciśnienia przy zrzuć obciążenia w granicach 7—27 tys. kW. Krzywa Nr 5 pokazuje jak zachowuje się ciśnienie przy całkowicie zrzuconym obciążeniu, gdy nie zadziała zawór napowietrzający.

Po generalnych remontach ważne jest sprawdzenie bicia połączonych wałów generatora i turbiny oraz sprawdzenie prostopadłości po osadzeniu układu wirującego na łożysku oporowym. Badania te winny być prze-

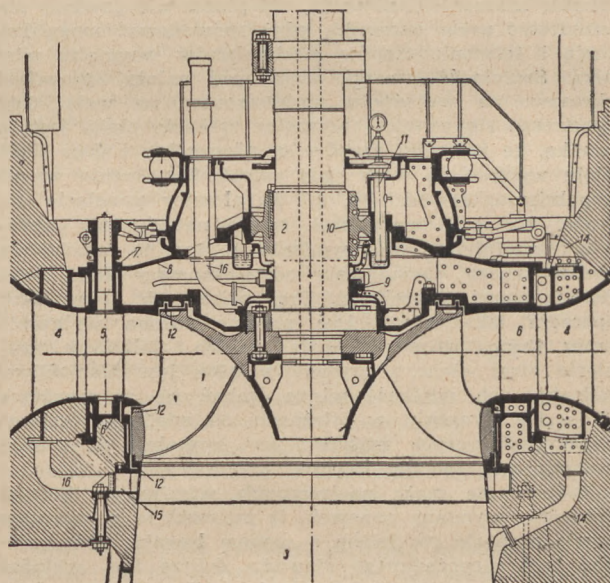


Rys. 3.

Przebieg ciśnienia w komorze wirnikowej w czasie gwałtownego odciążenia turbiny.

prowadzone bez łożysk prowadzących. Ewentualne odchylenie wału od pionu (o ile układ jest pionowy) winny być poprawione przez doregulowanie bolców pod wkładkami łożyska oporowego, lub też przez podkładanie blach kalibrowych pod belki wsporcze łożyska.

Turbiny Francisca. Najczęstszą przyczyną zniszczenia w turbinach Francisca jest erozja części opłukiwanych przez wodę. Okresową rewizję należy ustalić w zależności od spadku i własności wody. I tak — dla turbin o spadach 1—20 m, leżących na rzekach, przepływających przez osadniki naturalne jak stawy i jeziora, wystarcza rewizja raz na 4—5 lat. Turbiny zasilane wodą silnie zapiaszczoną, nie napotykającą na swej drodze



Rys. 4.

Turbina Francisca nowszej konstrukcji z łożyskiem szynowym na olej. Woda przeciekowa spodem wirnika przepływa przez otwór w łopatce 4 do przewodu 14 i do rury ssawnej. Oznaczenia: 1 — wirnik, 2 — wał, 3 — rura ssawna, 4 — łopatka wsporcza, 5 — łopatka kierownicza, 6 — dolny pierścień kierownicy, 7 — tuleja łożyskowa, 8 — pokrywa kierownicy, 9 — dławnica, 10 — łożysko prowadzące olejowe, 11 — pompa olejowa, 12 — pierścień uszczelniający, 14 — przewód odciążający, 15 — komora napowietrzająca, 16 — przewód napowietrzający.

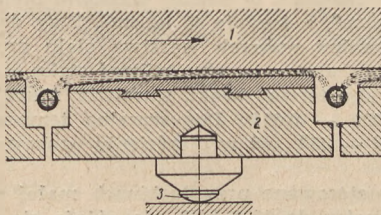
do siłowni ani naturalnych ani sztucznych osadników, należy przeglądać co najmniej raz na 2 lata, a przy spadach większych od 20 m nawet co roku. Pierwszy przegląd w roku po uruchomieniu winien ustalić okresy przyszłych przeglądów i remontów.

Przegląd turbiny Francisca ogranicza się głównie do zbadania stanu szczelin wirnikowych, tzn. wielkości luzów między wieńcem wirnika i kierownicą (rys. 4 i 6), między pierścieniami labiryntowymi, między czółami łopatek kierowniczych a pierścieniami, w których ujęte są ich czopy, luzów w osadzeniach czopów, ogólnie mó-

więc — zbadanie wszystkich luzów między częściami będącymi względem siebie w ruchu. Duże luzy dają duże straty wody niewykorzystanej energetycznie, tj. wody przepływającej przez turbinę z górnego poziomu do dolnego, ale poza wirnikami. Duże przecieki! mogą być przyczyną znacznego spadku sprawności (stare turbiny Francisza).

Powiększone szczeliny przez wymycie usuwa się przez naspawanie i obtaczanie na wymiar właściwy, albo przez wymianę nadmiernie zużytych części na nowe (np. pierścienie labiryntowe). Rysy, rowki i wżery na wirnikach i kierownicach stalowych usuwa się również przez spawanie i szlifowanie.

Wielkości luzów w czopach łopatek kierowniczych winny być mniejsze od 0,5 mm. Po przekroczeniu tej wielkości czopy należy przetoczyć na jeden wymiar i wymienić tuleje. Luzy labiryntowe winny się normalnie wahać w granicach 0,5 — 1 mm. Zniszczone erozją boczne wewnętrzne pierścienie kierownicy należy przetaczać i uzupełniać blachą do pierwotnej grubości. Jeżeli nie można ich obtoczyć z uwagi na małą grubość, pierścienie trzeba wymienić na nowe. Nieszczelności w czopach łopatek kierowniczych usuwa się przez wymianę skórzanych uszczelek. Najlepszym sprawdzianem zlej szczelności aparatu kierującego jest obracanie się wirnika przy zamkniętych łopatkach kierownicy. Jest to sygnał do przeprowadzenia kontroli całego mechanizmu wewnętrznego regulacji, jak i wnętrza turbiny. Uwagi o kontroli łożysk prowadzących — jak u Kapla-nów.



Rys. 5.

Zasada działania samonastawnego łożyska oporowego. Wahliwe segmenty 2, przechylając się na kulistej powierzchni stopki 3, ustawiają się samoczynnie w ten sposób, że między obracającym się pierścieniem oporowym 1 i segmentem 2 wytwarza się klin olejowy o dużej nośności.

Francisy pracujące na wysokich spadach wykazują często z różnych przyczyn skłonności do wibracji. W takich wypadkach, zanim zastosowane zostaną jakieś środki zaradcze, należy zbadać dokładnie wnętrze turbiny, czy w spirali, kierownicy, względnie w wirniku nie ma ciał obcych. Każda bowiem przeszkoda w przepływie prowadzi do zakłóceń i nierównomierności ruchu. Jeżeli stwierdzono, że zakłócenie nie zostało spowodowane dostaniem się ciał obcych do środka turbiny, należy przeprowadzić:

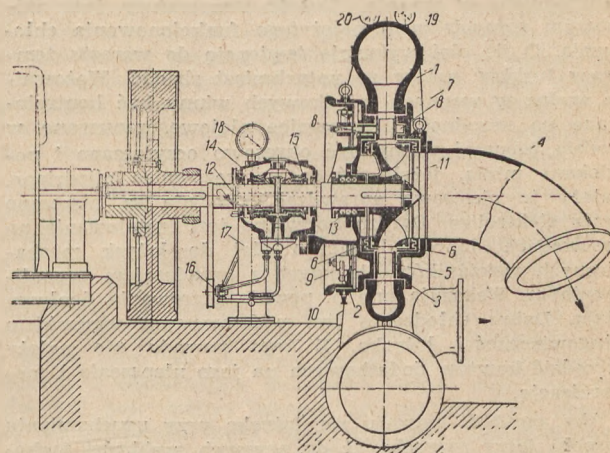
- dokładną kontrolę koncentryczności wirnika i aparatu kierującego;
- kontrolę sprzęgła (na ewent. poluzowanie);
- działanie napowietrzenia rury ssawnej;
- kontrolę i ewent. redukcję luzu łożyskowego do minimum, tj. do około 1/1000 średnicy wału; sprawdzenie czy panwie łożyskowe osadzone są w korpusie łożyska bez luzu (ten punkt jest b. ważny szczególnie w turbinach spiralnych z poziomym albo ukośnym wlotem);
- kontrolę przesunięcia wału na skutek rozgrzania się łożysk albo przesunięcia się zaklinowanego na wale kołnierza łożyska stopowego;
- powiększenie jednego albo dwóch wlotów aparatu kierowniczego przez zastosowanie dźwigierek i ciągien o nieco zmiennych wymiarach.

Łożyska. Stan łożysk ma największy wpływ na pewność ruchu jednostki. W turbinach rozróżniamy łożyska wałów poziomych i pionowych, oraz prowadzące i oporowe. W łożyskach prowadzących do szybkości

obwodowej 6 m/sek. stosuje się smarowanie smarem stałym i wylanie białym metalem, przy szybkościach większych — automatyczne smarowanie olejowe. Przy łożyskach na smar należy zwracać uwagę, aby smar dochodził do powierzchni pracującej. Przy łożyskach olejowych cyrkulacja oleju wywołana jest pompami zębatymi, napędzanymi w różny sposób: od wału przez przekładnię (rys. 4), specjalnym silnikiem, albo też — przy turbinach szybkoobrotowych — przez specjalnie ukształtowaną wannę wirującą pod łożyskiem na wale. Powierzchnia swobodna oleju w wannie przybiera na skutek obrotów postać paraboloidy, a rurka, zanurzona jednym końcem w strefie najwyższych ciśnień przestrzeni olejowej, drugim doprowadzona do zbiornika ponad łożyskiem, samoczynnie tłoczy olej do łożyska. Przy dobrym rozwiązaniu konstrukcji, urządzenie to jest niezawodne w działaniu. W czasie przeglądu i remontu turbiny może się zdarzyć, iż rurka odkształcona i przesunięta w strefę ciśnień niższych, przestaje funkcjonować. Należy jej przywrócić w takim wypadku pierwotny kształt i położenie. Każde łożysko prowadzące winno mieć termoelement z prawidłowo działającą okresowo sygnalizacją. W starszych turbinach, gdzie nie ma urządzeń sygnalizacyjnych, winien być wzmocniony dozór bezpośredni nad pracą łożyska. Temperatura w łożyskach starszej konstrukcji z luźnymi pierścieniami dopuszczana jest do 45° C, zaś w łożyskach na smar stały nie powinna przekraczać 50° C; dla olejowych z przymusowym obiegiem do 65° C. Luzy łożyskowe nie mogą przekraczać 1,5/1000 średnicy wału. Dla zwiększenia pewności ruchu każda turbina winna mieć rezerwowe łożysko prowadzące. Łożyska poziome (pierścieniowe) są bardziej wrażliwe i wymagają częstszej kontroli, gdyż ich nienormalne zużycie spowodować może uszkodzenie wirnika i jego obudowy, stratę mocy i drgania.

Gatunki olejów. Do smarowania zwykłych łożysk starszej konstrukcji można używać każdego mineralnego oleju, byle by nie zawierał kwasów, o viskozicie 3,5 — 50 E (wszystkie gęstości podawane będą dla temp. 50° C); nowsze łożyska, pracujące na zasadzie pośrednictwa warstwy olejowej, wymagają dla większych obciążeń jednostkowych oleju o viskozicie 6,5 — 7,50 E. Ogólnie biorąc, olej rzadszy z powodu mniejszego tarcia wewnętrznego mniej się nagrzewa, jednakże łożyska smarowane olejem rzadszym są wrażliwsze w ruchu.

Łożyska oporowe. Zadaniem łożysk oporowych jest przejęcie ciężaru własnego układu wirującego oraz



Rys. 6. Turbina Francisza pozioma. Oznac.: 1 — korpus spirali, 2 — pokrywa turbiny od strony regulacji, 3 — pokrywa turbiny od strony rury ssawnej, 4 — rura ssawna, 5 — pierścień ochronny kierownicy, 6 — pierścień labiryntowy, 7 — łopatka kierownicy, 8 — tuleje czopów łopatek kierowniczych, 9 — dźwignia nastawcza, 10 — pierścień nastawczy, 11 — wirnik, 12 — wał, 13 — dławica, 14 — łożysko poziome, 15 — panwie łożyskowe, 16 — pompa oleju łożyskowego, 17 — chłodzenie oleju, 18 — tachometr, 19 — manometr, 20 — wakuometr.

naporu hydraulicznego i przekazanie tych sił na fundamenty. Spotykane są dwa typowe rozwiązania usytuowania tego łożyska: starsze — ponad generatorem, nowsze pod generatorem. W typie pierwszym siły przekazywane są na fundament poprzez stator, w typie drugim — bezpośrednio na fundamenty.

Turbiny z drugim typem łożyskowania mają ułatwiony dostęp do wirników generatorów dla przeglądu i demontażu oraz prostszy system olejowania i mniejszą całkowitą wysokość turbozespołu, a tym samym i budynku.

Konstrukcja tych łożysk w nowszych turbinach jest tak udoskonalona, iż daje absolutną pewność ruchu. Stałe segmenty w starych konstrukcjach zastąpiono ruchomymi i samonastawnymi. W zależności od obrotów, obciążenia i wiskozy oleju wytwarzają się samoczynnie dla każdego warunków ruchu optymalne warunki do powstania klina smarnego (rys. 5). Dozór ogranicza się zasadniczo tylko do kontrolowania poziomu, temperatury i ciągłości strumienia oleju zasilającego. Przy wzroście temperatury należy natychmiast przeprowadzić kontrolę urządzenia chłodzącego. Temperatura może się zmieniać tylko nieznacznie w zależności od pory roku. Przy dobrym funkcjonowaniu chłodzenia można pracować jednym napełnieniem oleju przez kilka lat. Łożyska, pracujące w górnych granicach temperatur ($> 50^{\circ}\text{C}$), wymagają szybszego odświeżenia oleju i częstszego badania. Gatunki oleju w zasadzie winny być ustalone z dostawcą turbiny. Ogólnie — dla łożysk oporowych, grzebieniowych ca 70°E , stare łożyska, o stałych segmentach $10^{\circ} - 12^{\circ}\text{E}$, nowoczesne o samonastawnych segmentach $4^{\circ} - 10^{\circ} - 15^{\circ}\text{E}$ z następującym zróżnicowaniem: łożyska o małych średnicach i małych szybkościach, a dużych obciążeniach jednostkowych wymagają oleju o dużej gęstości $7^{\circ} - 15^{\circ}\text{E}$; łożyska o większych średnicach i szybkościach, a mniejszych obciążeniach jednostkowych: $4^{\circ} - 10^{\circ}\text{E}$. Oleje muszą być mineralne i nie mogą zawierać kwasów.

Chłodzenie łożysk mniej obciążonych odbywa się wodną węzownicą zanurzoną w wannie olejowej. Należy w takim rozwiązaniu zasilać węzownicę czystą wodą. W przeciwnym wypadku nastąpi szybkie osadzenie się kamienia i zanieczyszczenie węzownicy, a tym samym pogorszenie się zdolności chłodzących. Łożyska silnie obciążone mają zastosowaną cyrkulację oleju. Ważne jest, aby paski napędzające pompę olejową (o ile napęd nie jest przez koła zębate) od wału były zawsze w stanie właściwego napięcia. W przeciwnym wypadku wskutek ich poślizgu może nastąpić podniesienie temperatury oleju w wannie. Stałość temperatury jest najlepszym sprawdzianem należytego funkcjonowania chłodzenia. O ile olej wykazuje tendencję do wzrostu temperatury turbiny, należy go natychmiast zbadać. Węzownice wodne w wannach łożyskowych winny być kontrolowane na szczelność. Węzownice olejowe, zanurzone w wodzie roboczej winny być okresowo oczyszczane i powlekane minią, jeżeli zaś są to węzownice miedziane, należy je okresowo sprawdzać, czy nie są niszczone przez elektrolizę. Bardzo korzystne jest instalowanie na przewodach doprowadzających olej do łożysk mechanicznych wskaźników olejowych z urządzeniem sygnalizacyjnym. Wskazują one b. pewnie przerwanie dopływu oleju. Dobre chłodzenie jest podstawowym warunkiem długowieczności łożyska. Z tego powodu nie należy szczyć kosztów dodatkowych na jego ulepszenia i modernizację.

Aby zapobiec zatarciu się łożyska przy uruchamianiu zespołu (przy rozruchu aż do pewnych szybkości zachodzi tarcie mechaniczne), należy przed puszczeniem turbozespołu uruchomić pompę i przetaczać olej (o ile pompa posiada indywidualny napęd). Zimny i zgęszczony olej dostaje się bezpośrednio w przestrzenie między-segmentowe (rys. 5) i w początkowym okresie ruchu turbiny ułatwia powstanie klina olejowego. Cyrkulacja wstępna szczególnie jest ważna, gdy turbina ma ruszyć po krótkim postoju. Temperatura oleju w takich wypadkach w okresie przerwy wzrasta, na skutek wydzielania się ciepła z rozgrzanych segmentów; olej staje się rzadszy, przez co granica jego zdolności nośnej przesu-

wa się w stronę większych szybkości, a tym samym zwiększa się okres niepożądanego tarcia mechanicznego. W takim wypadku, jeżeli pompa olejowa jest sprzężona z wałem turbiny i wstępna cyrkulacja oleju jest niemożliwa, należy przetrzymać turbinę czas jakiś w spoczynku.

Wszystkie większe generatory nowszej konstrukcji zaopatrzone są w zespół hamulcowy, działający za pomocą tłoczków hydraulicznych albo pneumatycznych na pierścieniu osadzony na jego dolnym obrzeżu. Urządzenie hamujące, o ile jest automatyczne, winno prawidłowo działać każdorazowo przy zatrzymywaniu turbozespołu, gdy tylko jego obroty zmaleją do pewnej przepisowej dla danego typu wielkości (zwykle połowa). Chodzi o jak najszybsze wytracanie małych szybkości, a tym samym zmniejszenie okresu tarcia mechanicznego w łożysku. Wadliwe działanie hamulców (zbyt wolne, wzgl. zbyt późne) może stać się przyczyną szybkiego zniszczenia łożyska oporowego.

Nowsze turbozespoły niezależnie od hamowania posiadają możliwość unoszenia układu wirującego przy pomocy tych samych cylindrów. Cel podnoszenia jest podwójny: możliwość wymiany segmentów oraz zwilżenie płaszczyzn nośnych łożyska przed uruchomieniem turbozespołu. Jest to b. korzystne, gdyż przy zatrzymaniu turbiny rozgrzany od segmentów olej zostaje prawie całkowicie wyciśnięty spod pierścienia płaszczyzn nośnych.

O ile turbozespół posiada urządzenie do unoszenia, powinno ono być wykorzystane jak opisano.

Łożyska stopowe buduje się już do nośności 1000 ton. Maksymalne ciśnienia w nośnej warstwie oleju przekraczają 100 kg/cm^2 , a średnie 40 kg/cm^2 . Przy dobrej gładkości powierzchni nośnych warstwa oleju grubości kilku setnych mm wystarczy, aby uniknąć styku metalicznego (rys. 5). Straty tarcia dzięki warstwie nośnej oleju są b. małe ($0,001 - 0,003$). Dopuszczalna temperatura kąpiel jest $40^{\circ} - 45^{\circ}$, zaś w pierścieniu oporowym o $15^{\circ} - 20^{\circ}$ wyższa.

Reduktory stosowane przy turbinach małej mocy (najczęściej Franciszy do 1000 kW) nie różnią się zasadniczo w pracy od reduktorów w innych maszynach. W reduktorach zamkniętych należy sprawdzać okresowo prawidłowość działania pompy olejowej (na manometrze i termometrze) oraz chłodzenie oleju. Używa się zwykle oleju 80°E . Po założeniu nowych kół olej winien być po 14 dniach (po dotarciu się kół) spuszczone i przefiltrowany. Filtrowanie i analizę oleju w czasie eksploatacji należy przeprowadzać co roku. Przy otwieraniu reduktora należy uważać, aby nie zanieczyścić oleju. Po remoncie należy oczyścić wnętrze reduktora z pakul i strzępów szmat, gdyż mogą one spowodować w czasie ruchu zatkanie filtra, co uświadcznia się przez podniesienie ciśnienia na manometrze oraz zmniejszenie intensywności smarowania. Należy wówczas zatrzymać turbinę, wyjąć filtr, oczyścić go, przepłukać, przesuszyć sprężonym powietrzem i ponownie założyć.

Przed uruchomieniem turbiny po remoncie i przeglądzie należy sprawdzić: napełnienie łożysk, odpowiednie działanie mechanizmów regulacji pod ciśnieniem, stan urządzenia chłodniczego i filtrów oraz wnętrze turbiny, czy nie ma ciał obcych. Podczas powolnego biegu należy obserwować słuchowo ruch oraz wskazania termometrów łożyskowych; jeżeli turbina doszła do normalnych obrotów bez żadnych zaburzeń, można uważać, iż jest gotowa do eksploatacji.

Każdy dokonany przegląd i remont turbiny, a szczególnie przeglądy i remonty generalne powinny stać się podstawą do gruntownej analizy warunków technicznych, w jakich zachodzi eksploatacja jednostki.

Zagadnienie pomiaru sprawności zakładów w eksploatacji jako drugi czynnik nadzoru technicznego podane będzie w oddzielnym artykule.

Literatura

Escher Wyss — Mitteilungen.

I. Moser — Richtlinien für den Unterhalt u. Betrieb von Wasserkraftanlagen.

Transaction of the A. S. M. E. 1941.

Inż. STEFAN MATASZEWSKI

O metodach zagospodarowania trwałych użytków zielonych

Dyskusja jaka toczy się w kołach łąkarskich i melioracyjnych na temat zagadnień zagospodarowania łąk i pastwisk znalazła swój wyraz na łamach naszego czasopisma, a mianowicie w artykułach pt. „Łąki i pastwiska na tle melioracji i zagospodarowania“ inż. J. Prończuka i inż. St. Słomińskiego (Nr 4-5 i 12 z 1950 r.). Niniejszy artykuł jako również dyskusyjny rozpatruje metody zagospodarowania użytków zielonych na tle zadań postawionych do realizacji w Planie 6-letnim w zakresie wyprodukowania pasz, niezbędnych dla produkcji zwierzęcej.

W związku z przewidzianym w 6-letnim Planie zmniejszeniem i zagospodarowaniem znacznych obszarów trwałych użytków zielonych, jako bazy paszowej dla rozbudowy produkcji zwierzęcej, pojawiają się od czasu do czasu w prasie fachowej — niestety dość jeszcze nieliczne — wzmianki i artykuły, omawiające to zagadnienie bądź pod kątem organizacyjnym, bądź też przy rodnym. Głosy te zgodne są jedynie co do samej istoty zagadnienia, tj. co do znaczenia jakie zakrojona w szerokim zakresie i dobrze zorganizowana gospodarka łąkowo-pastwiskowa posiadać będzie dla hodowli inwentarza żywego, odzwierciadlają one natomiast dość znaczną i bardzo zasadniczą rozbieżność poglądów w zakresie metod i systemów prac melioracyjno-łąkarskich, za pomocą których mają się te prace realizować.

W szczególności jaskrawo zaznacza się różnica zdań pomiędzy zwolennikami tzw. intensywnych i ekstensywnych metod melioracji i zagospodarowania trwałych użytków zielonych, przy czym — stwierdzić trzeba — panuje tu pewne pomieszanie pojęć, wynikające z niedostatecznego odróżniania zagadnień biologicznych od zagadnień ekonomicznych.

Do polskiego słownictwa rolniczego wkradło się określenie intensywnych i ekstensywnych metod uprawy, żywienia itp., jako pojęć charakteryzujących — z jednej strony — pełne i obfite zaspokojenie wszystkich potrzeb żywego organizmu, a z drugiej strony — oszczędne i umiarkowane, utrzymujące się w granicach uzasadnionych względami ekonomicznymi. Wprowadzenie tych terminów w podany wyżej znaczeniu było wysoce niefortunne, zarówno z punktu widzenia znaczeniowo-językowego, jak i biologicznego.

W gospodarce rolnej stan intensywny (po łacinie *intenso* — trzymam w ręku) oznacza stan zupełnego opanowania i scharmonizowania wszystkich czynników biologicznych, mających wpływ na produkcję i świadomego kierowania ich działaniem przez człowieka. W przeciwieństwie do tego stan ekstensywny (*extenso* — wypuszczam z rąk) oznacza stan, w którym działalność czynników produkcji zostaje uzależniona od nieskrępowanych wpływów zewnętrznych, co Williams nader trafnie określa mianem gospodarki żywiołowej (*stichijnoje choziajstwo*), tj. uzależnionej od nieopanowanej gry żywiołów. Stan gospodarki żywiołowej — ekstensywnej zgodnie z istotnym znaczeniem wyrazu, oznacza zupełny brak wzajemnego scharmonizowania poszczególnych czynników produkcji, grawitujący pomiędzy nadmiernym, nieraz nawet zabójczym dla danego organizmu dopływem tych czynników, a ich daleko idącym — również zabójczym — niedoborem. A że o wysokości produkcji roślinnej decyduje zawsze ten czynnik życia roślinnego, którego dopływ jest najsłabszy, jest więc rzeczą zrozumiałą, że gospodarki ekstensywnej w żadnym wypadku nie można utożsamiać z gospodarką oszczędną i ekonomicznie usprawiedliwioną, gdyż opiera się ona na złym wykorzystaniu tych czynników biologicznych, które się znalazły we względnym nadmiarze.

W ujęciu gospodarki kapitalistycznej, gdzie pieniądź jest zarówno środkiem jak i celem produkcji, kierunek intensywny rozumiany jest jako dający duże i pewne zyski przy wysokim nakładzie kapitałowym, zaś kierunek ekstensywny — jako dający niskie i niepewne dochody przy najmniejszych nakładach, co w wielu wypadkach w mało zasobnej gospodarce indywidualnej może mu nadawać rację bytu. W gospodarce socjalistycznej

nej, gdzie celem produkcji jest jej wysokość i jakość, względna „opłacalność“ ekstensywnych kierunków gospodarczych nie znajduje uzasadnienia.

Wprowadzenie tych błędnych terminów pociągnęło za sobą również błędne i nieściśle określenia w odniesieniu do gospodarki łąkowej. Zaczęło się mianowicie operować pojęciem intensywnych, półintensywnych i ekstensywnych metod zagospodarowania, rozumiejąc pod zagospodarowaniem intensywnym — pełną uprawę z orką i zasiewem, pod zagospodarowaniem półintensywnym — zagospodarowanie przez nawożenie bez podsiewów. To utożsamianie pojęcia intensyfikacji z pojęciem metody zagospodarowania stwarza sugestie, że pojęcia te są jednoznaczne i że tylko od naszych zamierzeń produkcyjnych zależy wybór tej czy innej metody, która się w danym wypadku stanie jedynie przejawem stopnia intensyfikacji, uzależnionej od założeń ekonomicznych dla danego obiektu, z zupełnym pominięciem warunków przyrodniczych, w jakich się on znajduje.

W istocie rzecz się ma zupełnie inaczej. Metoda zagospodarowania użytków łąkowych winna zależeć przede wszystkim od zespołu warunków przyrodniczych (naturalnych czy sztucznych), w jakich się dany obiekt znajduje, zaś w obrębie każdej z metod, o których mowa była wyżej, może się dokonywać mniejsza lub większa intensyfikacja procesów produkcyjnych. Tak np. w warunkach górskich może istnieć bardzo intensywna gospodarka gnojownicowa, pomimo tego, że zagospodarowanie trwałych użytków zielonych dokonywane tam jest metodą nawożenia, natomiast zagospodarowane metodą pełnych upraw nizinne użytki łąkowe, w warunkach nie dającej się w pełni uregulować gospodarki wodnej, mogą posiadać wszelkie cechy gospodarki ekstensywnej.

W założeniu swoim wszystkie prace melioracyjno-łąkarskie zmierzają do tego samego celu końcowego, którym ma być użytek trwały, o wysokiej pod względem ilościowym i jakościowym produkcji, możliwie niezależnej od niepomyślnych warunków zewnętrznych. Do osiągnięcia tego celu prowadzi tylko jedna droga, polegająca na pełnym scharmonizowaniu wszystkich czynników biologicznych, mających wpływ na produkcję, czyli innymi słowy — na intensyfikację produkcji.

Niezależnie od tego, czy będzie to łąka naturalna, utworzona samorzutnie przez przyrodę, czy też sztuczna, utworzona przez człowieka, musi się ona charakteryzować porostem składającym się z roślinności o wysokiej wartości pokarmowej, wydajnym, o dobrej zdolności odrostowej. W jednym i drugim wypadku ma to być mniej lub więcej urozmaicony zespół, składający się z grupy traw tak zwanych słodkich (*Graminea*) wieloletnich, z odpowiednią domieszką roślin motylkowych. Wszelkie inne rośliny łąkowe, jak turzyce, sity, chwasty dwuliścienne, mchy oraz niektóre bezwartościowe gatunki traw, jak np. śmiałek darniowy, bliźniczka, tomka wonna, kostrzewa owcza i inne, stanowiąc będą na łące element negatywny, obniżający zdecydowanie wartość gospodarczą użytku i z tego powodu niepożądany.

Technika melioracyjno-łąkarska, realizując swoje zadania, przekształca zespół naturalnych warunków biologicznych, mających wpływ na produkcję, po linii wytwarzania najlepszych warunków bytowania dla pożądanej roślinności łąkowej szlachetnej. Przekształcenie to obejmuje również najistotniejszą, bo produkcyjną

część składową łąki, a mianowicie jej szatę roślinną — i tu właśnie wchodzi w grę sprawa wyboru jednej z metod zagospodarowania łąkowego, o których mowa była wyżej, a więc metody całkowitej zamiany szaty roślinnej przez zaoranie starej darni i zasiew nowej, bądź też metody poprawy istniejącego porostu przy pomocy melioracji technicznej, nawodnień, nawożenia podsięwów, powierzchniowych upraw mechanicznych itp.

W każdym wypadku, gdy chodzi o zagospodarowanie trwałych użytków łąkowych, wchodzi również w grę wieloletnia sukcesja szeregu procesów biologicznych, pod wpływem których utworzył się ten czy inny naturalny utwór łąkowy. A że w zależności od warunków powstają w drodze naturalnej utwory łąkowe o różnej wartości gospodarczej — zarówno złe jak i dobre — nasuwa się łatwo wniosek, że przekształcając świadomie układ naturalny warunków biologicznych, można spowodować, również w drodze naturalnej, stopniowe przekształcanie się porostu łąkowego w pożądanym kierunku. W oparciu o te założenia powstała teoria poprawy łąk naturalnych, bądź to przy pomocy odpowiednio wykonanych melioracji technicznych, bądź też przy pomocy melioracji technicznych połączonych z powierzchniową uprawą mechaniczną, nawożeniem, podsiewem itp. Sposoby tych zagospodarowań, zalecane głównie przez klasyczną podręcznikową literaturę łąkarską z drugiej połowy ubiegłego stulecia, przedrukowywane są w zmienionej postaci ze starych podręczników do nowych, przy czym jest rzeczą znaną, że literatura fachowa przynosi niezmiernie mało opracowań źródłowych, opartych na eksperymentalnych danych, stwierdzających skuteczność i trwałość tych zabiegów.

Omawiając niezmiernie szczegółowo i wnikliwie, w oparciu o ścisłe podstawy biologiczne, rozwój prac nad ulepszaniem i odnawianiem łąk naturalnych za pomocą nawożenia, upraw powierzchniowych (uprawek) i podsiewów uzupełniających, akademik Wiliams stwierdza ich znikomo małą skuteczność i zupełną nieopłacalność. Zdaniem tego autora przyczyna niepowodzenia wyszczególnionych tu zabiegów polega na dokonującym się w każdym utworze łąkowym, zarówno naturalnym jak i sztucznym, stopniowym zaniku procesów rozkładu tlenowego (aerobowego) materii organicznej, nagromadzającej się w dużych ilościach w warstwie darniowej i na powierzchni gleby, w postaci obumarłych korzeni i części nadziemnych sprzątniętych roślin. W wyniku tego procesu najcenniejsza z punktu widzenia gospodarczego roślinność trawiasta, odżywiająca się substancją mineralną, uruchomioną przez procesy aerobowe, ustępuje stopniowo miejsca w kolejności, roślinom kępczastym, zakładającym węzły krzewienia nad powierzchnią gleby, mchom zielonym pobierającym pokarmy znajdujące się na powierzchni oraz turzycom, sitom itp., które współżyjąc z bytującymi na ich korzeniach grzybkami niższymi (mikoryza) korzystać mogą za ich pośrednictwem z pokarmów tylko częściowo rozłożonych przez bakterie beztlenowe (anaerobowe) i z tego powodu nieprzyswajalnych przez rośliny zielone.

W oparciu o powyższe przesłanki, jak też z uwagi na znaczenie, jakie ma dla produkcji roślinnej proces uruchamiania przez bakterie tlenowe znacznych zasobów pokarmów zawartych w substancji organicznej nagromadzonej w warstwie darniowej oraz na powierzchni łąki, — stworzył Wiliams szczegółowo opracowaną metodę zagospodarowania użytków łąkowych, polegającą na zaoraniu starej darni oraz zasiewie odpowiednich mieszanek szlachetnych traw wieloletnich i roślin motylkowych. Opracowana teoretycznie przez Wiliamsa metoda pełnej uprawy łąk, powszechnie dziś stosowana w ZSRR, pokrywa się dość dokładnie z wypracowaną empirycznie w okresie międzywojennym w Zakładzie Doświadczalnym Uprawy Torfowisk pod Sarnami metodą zagospodarowania łąk na zmeliorowanych glebach torfowych oraz z metodami zagospodarowania łąk, ogólnie przyjętymi w umiarkowanej strefie klimatycznej Europy środkowej i Ameryki Północnej. W drodze pełnej uprawy powstały już na świecie miliony ha łąk

kulturalnych o wysokiej produkcji, gdyż w ogromnej większości wypadków jest to jedyny sposób uzyskania pełnowartościowych użytków łąkowych w najkrótszym czasie, przy najmniejszym nakładzie pracy i środków materialnych.

Zapewne, że okres życia „łąki trwałej“ jest przemijający i może być z grubsza ustalony w zależności od warunków na kilka albo kilkanaście lat, jest to jednak powszechny los wszystkich zarówno sztucznych, jak i naturalnych łąk o poroście szlachetnej roślinności trawiastej, która w miarę zagęszczania się warstwy darniowej, powstrzymującej dopływ powietrza do gleby i powodującej zahamowanie procesów aerobowych, ustępuje miejsca zespołom roślin z punktu widzenia gospodarczego niepożądanym — trawom zwartołępowym, turzycom, mchom i chwastom dwuliściennym. Korzystny wyjątek pod tym względem stanowią jedynie łąki naturalne i sztuczne, znajdujące się w warunkach nawodnienia powierzchniowego, gdzie woda odgrywa rolę nie tylko czynnika zraszającego i użyźniającego, ale posiada również oddziaływanie termiczne i fizyczne, przyczyniające się do dobrej aeracji warstwy glebowej.

Przy panujących na całym Niżu Polskim niedostatecznych dla produkcji łąkowej opadach atmosferycznych, dobre w prawdziwym tego słowa znaczeniu łąki naturalne, charakteryzujące się bujnym porostem traw szlachetnych i roślin motylkowych, są zjawiskiem tak rzadkim, że statystycznie niemal nie mogą być brane pod uwagę. Spotkać je można jedynie na niektórych nadrzecznych terenach, podlegających okresowemu zalewowi, występującym częstokroć w okresie letnim, a więc w czasie kiedy siano jest jeszcze na pniu albo w trakcie sprzętu, jak też na łączkach smużnych, położonych wśród żyznych pól uprawnych i korzystających ze spływających po pochyłościach wód erozyjnych. Są to typowe przykłady ekstensywnych (żywiłowych) kultur, o bardzo nierównomiernych i zawodnych plonach.

Poza tymi nielicznymi wyjątkami, ogromna większość łąk naturalnych w Polsce wymaga mniej lub więcej gruntownych zabiegów w celu ich doprowadzenia do stanu zadowalniającej produkcji. W myśl przytoczonej na wstępie zasady konieczności dostosowywania metod zagospodarowania użytków łąkowych do istniejących w każdym poszczególnym wypadku aktualnych warunków przyrodniczych, przy wyborze tych metod, technika łąkarska, opierając się na swoich dotychczasowych osiągnięciach, jak również na uznanych przez współczesną agrobiologię przesłankach teoretycznych, posługuje się następującymi wytycznymi, ujętymi tu w najbardziej ogólnikowej formie:

1. Wszelkie zabiegi agrotechniczne na użytkach łąkowych i pastwiskowych mogą być wykonywane po uprzednim uregulowaniu stosunków wodnych po linii zaspokojenia potrzeb szlachetnej roślinności łąkowej.
2. Łąki naturalne o szacie roślinnej, w której przeważają szlachetne trawy łąkowe i rośliny motylkowe, mogą być zagospodarowywane przy pomocy samych tylko zabiegów nawozowych, przy czym szczególnie korzystnie na poprawę porostu wpływają tu nawozy organiczne i azotowe, których skuteczność daje się zaobserwować nawet na glebach zasobnych w związki azotowe, jak np. na torfach niskich. Należy zaznaczyć, że w odniesieniu do nawożenia azotowego panuje dość znaczna rozbieżność zdań. Zaleca ich stosowanie wielu badaczy zachodnich, natomiast Wiliams ocenia działanie nawozów azotowych na trwałych kulturach łąkowych negatywnie, uważając że zwykła plonów odbywa się tu wyłącznie na skutek bujnego rozwoju chwastów dwuliściennych. W oparciu o pogląd Wiliamsa można wnioskować, że stosowanie kosztownych nawozów azotowych na glebach zawierających duże zasoby nieuruchomionych pokarmów azotowych w postaci nierozłożonej substancji organicznej wydaje się sprzeczne z zasadą celowej gospodarki. Nasuwa się tu porównanie do gospodarza, który posiadając obfite zapasy artykułów spożywczych musi się odżywiać w jadłodajni, gdyż nie może znaleźć klucza do własnej spiżarni.

3. W wypadkach, gdy szlachetny porost łakowy nie posiada dostatecznego zwarcia lub jest zbyt jednostronny pod względem składu botanicznego, a zadarnienie jest słabe i luźne, jak to ma miejsce np. na terenach opanowanych przez mchy, może być stosowane zagospodarowanie łąk przy pomocy podsiewów uzupełniających, połączonych z silnym nawożeniem, przy czym nawożenie organiczne, a w szczególności kompostowanie, odgrywa tu specjalnie dużą rolę.

Przy podsiewach uzupełniających zalecana jest silna uprawa powierzchni łąki za pomocą bron, skaryfikatorów itp., umożliwiającą zarówno przenikanie do gleby powietrza, jak i wprowadzenie do niej nasion.

4. W znacznej większości wypadków najwłaściwszą, bo dającą najwyższy efekt produkcyjny w najkrótszym czasie, jest metoda zagospodarowania trwałych użytków zielonych przy pomocy pełnej uprawy, polegającej na zaoraniu starej darni i zasiewie odpowiedniej mieszanki szlachetnych traw i motylkowych. Z reguły metoda ta zalecana jest jako jedynie właściwa na glebach próchnicznych, bądź też zawierających duże ilości substancji organicznej, np. na glebach torfowych, w wypadkach gdy porost stanowi roślinność bagienna, nie posiadająca większej wartości pokarmowej, bądź też tak zwane trawy „kwaśne” — turzyce, sity itp.

Szybkie zagospodarowanie w drodze pełnej uprawy, niezwłocznie po zmeliorowaniu, bogatych w materię organiczną gleb bagiennych, a w szczególności torfowych, jest tym więcej wskazane, że umożliwia ono pełne wykorzystanie dla celów produkcyjnych okresu najbardziej intensywnych procesów mineralizacji materii organicznej, dokonujących się pod wpływem dostępu powietrza.

Metoda pełnej uprawy połączonej z orką, nie może być stosowana w ogóle lub też bez uprzednich dłuższych przygotowań na glebach wadliwych, gdzie pod płytką warstwą próchniczną zalega gleba jałowa, o wadliwej strukturze, bądź też zawierająca szkodliwe dla roślin szlachetnych związki, jak np. ruda darniowa itp., a także na stromych zboczach, gdzie zachodzi obawa splukania świeżo uprawionej gleby, nie umocnionej warstwą darniową.

* * *

Oprócz przytoczonych wyżej metod, którymi się posługuje współczesna technika łąkarska, niektórzy przedstawiciele naszego łąkarstwa teoretycznego, dążąc do odtworzenia za pomocą odpowiednio wykonanych melioracji technicznych naturalnych warunków, pod wpływem których powstają w przyrodzie samorzutnie dobre łąki, chcieliby rozwiązać problem zagospodarowania

trwałych użytków łakowych bez uciekania się do zabiegów wymagających znacznego nakładu pracy w postaci upraw oraz materiałów w postaci nasion, nawozów sztucznych itp.. Dodatnie wyniki, wyrażające się systematycznym wzrostem produkcji łąkowej pod względem ilościowym i jakościowym, mają tu wystąpić na skutek umiejętnie zastosowanej gospodarki wodnej, umożliwiającej pełne wykorzystanie dla celów produkcyjnych procesów sorpcji i akumulacji beczennych z punktu widzenia gospodarki narodowej elementów gleboformujących i pokarmowych, zawartych w wodach erozyjnych, jak też wytworzenia optymalnych dla szlachetnej roślinności łąkowej warunków wilgotnościowych.

Te ciekawe koncepcje teoretyczne, co do możliwości zrealizowania których w szerokiej praktyce można wysunąć a priori pewne zastrzeżenia, wymagają oczywiście naukowego i technicznego rozpracowania na specjalnych terenach eksperymentalnych. Zanim zastosować je można będzie jako metody zagospodarowania trwałych użytków zielonych w szerokim zakresie na żywym organizmie wsi polskiej.

Gospodarka socjalistyczna otwiera pod tym względem przed nauką ogromne możliwości realizacji na wielką skalę prac badawczych, ale nakłada jednak jednocześnie tamę na realizację niedojrzałych jeszcze koncepcji, stawiając fachowym czynnikom gospodarczym konkretne zadania produkcyjne, za wykonanie których są one odpowiedzialne.

Tak więc, nasz Plan 6-letni stawia łąkarstwu jasno określone zadania wyprodukowania w określonych terminach, określonych ilości pasz, niezbędnych do zaspokojenia potrzeb rozwijającej się produkcji zwierzęcej. Odpowiedzialna za wykonanie tych zadań technika łąkarska posługiwać się musi przy realizacji zagospodarowań łąkowych metodami powszechnie znanymi i wypróbowanymi, usankcjonowanymi przez oficjalną dyscyplinę agrobiologiczną, dającymi rękojmię pomyślnych wyników, a więc metodami, o których była mowa wyżej.

Ten stan rzeczy trwać będzie dopóty, dopóki nauka nie wypracuje nowych, być może, bardziej racjonalnych metod zagospodarowań łąk, które z kolei technika łąkarska wprowadzać będzie w życie.

Nie ulega kwestii, że postęp i rozwój naszego łąkarstwa dokonywać się może jedynie na drodze ściślej współpracy nauki z techniką. Nauki, która w zakresie swoich prac badawczych włączać będzie aktualne, wysunięte przez życie zagadnienia i techniki, która, bacznie śledząc zdobycze nauki, wcielać je będzie w życie.

Przegląd wydawnictw

VODNI HOSPODARSTVI

Rozwój gospodarki wodnej w Czechosłowacji nie znajdował dotychczas należytego odzwierciedlenia w czasopiśmiennictwie zawodowym. Jedyne wyłączenie wodne pismo, dwumiesięcznik „Plavební cestý Dunaj—Odra—Labe” (Drogi wodne Dunaj—Odra—Łaba), wydawane przez Stowarzyszenie Kanału Dunaj—Odra, poświęcone było wąskiemu zakresowi żeglugi śródlądowej i problemom związanym z tym kanałem. Pozostałe zagadnienia gospodarki wodnej poruszane były głównie w miesięczniku ogólnotechnicznym „Technický Obzor” (Przegląd Techniczny), a częściowo także i w oficjalnym biuletynie Min. Techniki „Vestník Ministerstva Techniky”.

Dla uzupełnienia należy dodać, iż sprawom inżynierii sanitarnej, a głównie wodociągów i kanalizacji w Czechosłowacji poświęcony jest miesięcznik „Voda”, powstały w roku ubiegłym z podziału czasopisma „Palivo a Voda” (Gaz i Woda), równoważnego naszemu „Gaz, Woda i Technika Sanitarna”.

Nowa struktura organizacyjna gospodarki narodowej spowodowała i w tej dziedzinie daleko idącą zmianę. Po-

wołana do życia instytucja „Prumyslové Vydavatelství” (Wydawnictwo Przemysłowe) przejęło wydawanie większości dotychczasowych periodyków technicznych oraz uruchomiło nowe, wśród nich „Vodni hospodarství” (Gospodarka Wodna).

„Vodni hospodarství” to miesięcznik Min. Przemysłu Budowlanego, poświęcony sprawom planowania w gospodarce wodnej, hydrologii, budownictwu wodnemu, wykorzystaniu wody dla przemysłu, żeglugi, rolnictwa, leśnictwa i gospodarki stawowej. Zakres tematyki niemal identyczny z zakresem naszej „Gospodarki Wodnej”.

W przedmowie do numeru pierwszego, wydanego w marcu rb. czytamy: „Nie ma drugiej gospodarczo-technicznej dziedziny w organizacji państwowej, która by w poprzednich latach była bardziej rozdrobniona, niż nasza gospodarka wodna. Okoliczność ta była logicznym następstwem bezplanowego i bezwładnego organizacyjnie kapitalistycznego systemu naszej poprzedniej republiki. Dlatego w 1945 r., kiedy dzięki zwycięstwu Związku Radzieckiego, zapewniony był nowej Czechosłowacji spokojny rozwój socjalizmu, jasne było dla wszystkich hy-

drotechników, że zjednoczenie gospodarki wodnej jest nieodzownym przygotowaniem i podstawowym czynnikiem do planowej gospodarki narodowej...

...Redakcja nowego czasopisma jest w pełni świadoma, że czynność wydawnicza nie może ograniczać się tylko do wąskich interesów gospodarki wodnej, ale musi zaznajać o postępach dziedzin pokrewnych, z którymi jest w zależności i współpracy...

...Czasopismo nasze będzie zwracać uwagę na wzajemną zależność czynników gospodarowania wodą i na konieczność koordynacji tych zagadnień w ogólnym planie gospodarczym.

Będziemy informować o wynikach wspaniałego rozmachu w realizowaniu gigantycznych przedsięwzięć Związku Radzieckiego. Będziemy zaznajać z rozwojem gospodarki wodnej w innych krajach, a głównie w krajach demokracji ludowych, które tak jak Czechosłowacja pracują z myślą o pokoju na świecie i osiągnięciu socjalizmu.

Pragniemy, aby wielkie zadania były wykonywane przy współpracy szerokich rzesz hydrotechników i aby nowe nasze pismo spełniło swe zadanie, którym jest rozwój gospodarki wodnej w naszej ludowej ojczyźnie".

* * *

Wydane dotychczas trzy numery miesięcznika „Vodni hospodarstvi” za miesiące III, IV V, zawierają bogaty materiał tematyczny.

Numer pierwszy otwiera wypowiedź prof. dr Slechty, ministra przemysłu budowlanego. pt. „Gospodarstwo wodne w republice Czechosłowackiej”. Prof. Slechta wskazuje na niekorzystny układ stosunków wodnych z jednej strony, a wzrost zapotrzebowania wody przez wodociągi, rolnictwo, przemysł, żeglugę itp. z drugiej strony. Z tych właśnie powodów w grudniu 1948 r. przystąpiono do opracowania państwowego planu gospodarki wodnej w ramach 5-letki Plan ma przedstawić bilans wodny i zasady dystrybucji wody z wytyczeniem podstawowych zadań gospodarki wodnej.

Pierwszym więc zadaniem planu jest stwierdzenie możliwości akumulacyjnych wody i określenie hierarchii potrzeb. W następnej kolejności idzie zabezpieczenie czystości wód przez usunięcie źródeł zanieczyszczenia, dalej rejonizacja kraju pod względem zasobów wodnych oraz możliwości ich wykorzystania itd.

Plan państwowy będzie zatem podstawą planów regionalnych i systematycznego gospodarowania wodą w całym kraju. Z tego znów wypływa konieczność jednolitego kierowania gospodarką wodną i zabezpieczenie odpowiedniej ilości i jakości kadry hydrotechnicznej.

Realizowanie planu znamionować będą w dużej mierze wielkie budowle, wymagające szerokiego zastosowania mechanizacji. Wzorem będą tu gigantyczne budowle komunizmu na Wołdze, Donie i Amu-Darii.

Kończąc nawołuje min. Slechta do popularyzowania zagadnień wodnych wśród najszerszych warstw społeczeństwa. Należy stale przypominać, iż gospodarka wodna stanowi istotny wkład do budowy państwa socjalistycznego.

Z kolei minister przemysłu ciężkiego Kliment omawia znaczenie gospodarowania wodą w przemyśle, a minister zdrowia dr Plojhar stosunek gospodarki wodnej do zagadnień sanitarnych.

Sprawą niedostatku wody zajmuje się rektor Wyższej Szkoły Technicznej w Pradze prof. Bezdiczek, który w artykule „Naprawa niedostatku w gospodarce wodnej” zastanawia się jak osiągnąć optymalne wykorzystanie zasobów wodnych kraju.

„Gospodarstwo wodne w budowie państwa socjalistycznego”, to tytuł artykułu inż. Jirouska. Autor, na podstawie analizy stosunków wodnych w Czechosłowacji, określa możliwości wykorzystania wody w przemyśle, rolnictwie, zaopatrzeniu ludności i dochodzi do wniosku, że do rozwiązania tych problemów i wykonania zadań z nich wypływających, konieczne jest stworzenie jednolitego organu administracyjnego.

Inż. Bažant daje zwięzły opis budowli wodnych w ZSRR poprzedzony krótkim omówieniem zasobów wodnych.

Dr Ruzicka omawia państwowy plan gospodarki wodnej. Rozpoczyna od znaczenia wody w poszczególnych resortach i dziedzinach, zastanawia się nad przyczynami niedostatku wody, a wreszcie udowadnia potrzebę opracowania planu i jego realizację oraz możliwości wykonania.

W dalszym ciągu zeszytu znajdujemy następujące prace: Inż. Polak pisze o stanie wykorzystania energii wodnej. Inż. Vavrouch o drogach wodnych w Czechosłowacji, inż. Dub omawia podstawy hydrologiczne przy zakładaniu stawów rybnych, inż. Petru planowanie wody w przemyśle, inż. Kelis i inż. Horejsi piszą o betonowaniu przegród w zimie, inż. Husek o lasach w planowaniu gospodarki wodnej, dr Puchmajerowa o znaczeniu torfowisk w gospodarce wodnej Czechosłowacji, dr Pytlík o hodowli ryb w wodach Czechosłowacji, dr Kamenický o znaczeniu wody w sadownictwie, wreszcie prof. Smolík o erozji gleb jako zagadnieniu gospodarczym.

Tematyka n-ru 2 jest nie mniej ciekawa:

Inż. Mertl: Stosunek rolnictwa do gospodarki wodnej. Inż. Dub: Gospodarka wodna w okresie kapitalizmu i socjalizmu. Inż. Velkoborsky: Dunajska droga wodna. Dr Chlup: Naprężenia w zaporach ciężkich. Vokoun: Stawy rybne od strony gospodarki wodnej. Dr Tille: Rozbudowa dróg wodnych w Polsce. Inż. Cerny: Problemy wodno-gospodarcze okręgu praskiego. Inż. Pustina: Leśnik współpracownikiem hydrotechnika. Inż. Divis: O nawodnieniach zimowych. Arch. Riha: Kanał Odra—Dunaj jako problem krajobrazowy. Dr Puchmajerowa: Zwiększenie wartości torfowisk słowackich. Inż. Storkan: Gospodarka wodna oczyma geodety. Inż. Bulicek: Badania w dziedzinie czystości wody.

Nr 3 zawiera artykuły:

Lukacovic: Problemy gospodarki wodnej w Słowacji. Prof. Jermar: Napełnianie i opróżnianie śluz komorowych. Mikyska: Fitocenologia a planowanie przestrzenne. Inż. Jirousek: Gospodarka wodna w ZSRR. Inż. Zubcenko: Korozja upustów w przegrodach. Dr Sramek-Husek: W kwestii stawów rybnych. Dr Ruzicka: Z dziejów gospodarki wodnej. Kutler (ZSRR): O kosztach budowy siłowni wodnych.

Jak wynika z powyższego przeglądu „Vodni hospodarstvi” obejmuje swym zasięgiem tematykę bodaj czy nie bogatszą od „Gospodarki Wodnej”. Z szeregu wypowiedzi na łamach pisma widać, iż podobnie jak u nas, naczelnym zagadnieniem przy gospodarowaniu wodą jest konieczność koordynacji wszelkich zamierzeń w tej dziedzinie i konieczność powołania do życia osobnej jednostki organizacyjnej.

Powstanie „Vodni hospodarstvi” jest tego znamionem przykładem w gospodarce wodnej Czechosłowacji i wstępem do realizacji tych postulatów. W naszych warunkach wyrazem tego jest m. in. uchwała ostatniego zebrania Komisji Programowej „Gospodarki Wodnej”, podkreślająca konieczność zjednoczenia wszystkich hydrotechników w Stowarzyszeniu Inżynierów i Techników Wodnych w ramach NOT.

Bratniemu organowi czeskiemu życzymy jak najlepszego rozwoju, wierząc, iż wykona należycie swe zadanie wśród kolegów hydrotechników czechosłowackich.

STUDIA GEOLOGICZNE W ZWIĄZKU Z BUDOWĄ ELEKTROWNI WODNYCH

Radziecka geologia i hydrotechnika osiągnęły obecnie poziom, który umożliwia pokonanie wszystkich trudności, jakie mogą powstać w związku z budową hydroelektrowni.

Zbyt wielka nieszczelność i mała wytrzymałość podłoża, uskoki i ześlizgi różnych uwarstwień geologicznych nie stanowią już przeszkód przy budowie zapór i zbiorników. Wymienione warunki geologiczne mogą tylko w pewnym stosunku skomplikować pracę lub zwiększyć kosztorys budowy, jednakże nie stanowią zasadniczej przeszkody uniemożliwiającej budowę.

Jeszcze niedawno geolog przeprowadzając studia rozstrzygał przede wszystkim zagadnienie, czy w istniejących warunkach geologicznych możemy budować hydroelektrownię. Obecnie geolog wraz z inżynierem spo-

razdającym projekt zastanawiają się nad innym problemem: czy decydujemy się w danych warunkach budować hydroelektrownię, tj. czy prace, które należy przeprowadzić pokonując niesprzyjające lub niebezpieczne warunki geologiczne nie będą zbyt kosztowne i komplikujące budowę w stosunku do pożytecznych efektów, które spodziewamy się uzyskać po wybudowaniu elektrowni. Niewątpliwie to ostatnie zagadnienie jest bardziej skomplikowane niż pierwsze, gdyż poza określeniem niesprzyjających warunków geologicznych należy jeszcze zaprojektować właściwy sposób ich przezwyciężenia. Stosownie do istniejących okoliczności może to być rozwiązane w różny sposób: odpowiednio rozplanowanie poszczególnych obiektów i przystosowanie ich konstrukcji do czynników geologicznych, właściwe zaprojektowanie fundamentów, wzmocnienie podłoża itd.

W związku z powyższym geolog przy projektowaniu i budowie hydroelektrowni przyjmuje coraz większy udział. Jego funkcje nie ograniczają się do zbadania i przeanalizowania geologiczno-inżynierskich warunków rejonu budowy, lecz dotyczą również zakresu projektowania, wskutek czego winien on być najbliższym współpracownikiem naczelnego inżyniera i wraz z nim decydować o rozwiązaniu szeregu zasadniczych problemów projektu.

Studia inżyniersko-geologiczne w związku z opracowaniem projektu hydroelektrowni możemy podzielić na 3 etapy:

1. Studium wstępne obejmuje powzięcie decyzji o miejscu budowy zapory, jej rozmiarów, typów budowli oraz zbadanie całokształtu geologicznych czynników rejonu budowy.
2. Do następnego zakresu studiów zaliczamy bardziej szczegółowe opracowanie geologicznych zagadnień dotyczących się zbiornika i placu budowy, wyjaśnienie możliwości dostawy naturalnych mineralnych materiałów budowlanych.
3. Końcowy etap studiów obejmuje opracowanie szczegółowego projektu oraz decyzję o zastosowaniu specjalnych środków zapobiegawczych, mających na celu wzmocnienie lub uszczelnienie podłoża, obniżenie zwierciadła wody gruntowej itd.

Na tym kończy się zakres prac geologa związany ze studiami, a zaczynają się nowe jego zadania, odnoszące się do geologicznej i hydrogeologicznej dokumentacji wykopów, geotechnicznej kontroli robót wykonawczych oraz obserwacji budowli w miarę jak zaczynają one powstawać na placu budowy.

Geologiczna i hydrologiczna dokumentacja na budowie spełnia 3 zadania:

1. Dokładne ustalenie rzeczywistych inżyniersko-geologicznych warunków budowy obiektów, sporządzenie geologicznych przekroiów podłoża i profilów niezbędnych dla rysunków wykonawczych tych budowli.
2. Określenie rozbieżności w stosunku do projektu warunków geologicznych, które wyszły na jaw w czasie budowy.
3. Przeprowadzenie badania nowych właściwości gruntu, które zaobserwowano w czasie robót ziemnych i w związku z tym wycofanie odpowiednich wniosków, dotyczących się konieczności tych czy innych zmian w projekcie.

Nawet najbardziej dokładne badania geologiczne nie mogą ustalić wszystkich właściwości terenu i w czasie wykopów fundamentowych zwykle spotykamy nowe czynniki, które mogą spowodować konieczność zmiany pierwotnych założeń.

Geolog winien przeanalizować o ile te nowe rozbieżności z warunkami przewidzianymi projektem wymagają zasadniczych czy też mniej ważnych zmian w statycznych obliczeniach obiektów.

Poza tym geolog winien systematycznie obserwować stan placu budowy, gdyż prowadzenie robót budowlanych bez dostosowania się do geologicznych czynników podłoża może spowodować daleko idące zmiany w statyczności i przewidywanym osiadaniu gruntów. Zmiany te uwydatniają się, gdy prace budowlane trwają przez czas dłuższy, a wykopy pozostając otwarte podlegają wpływom atmosferycznym.

Do zadań kontroli geotechnicznej zalicza się również kolaudację fundamentów budowli i obserwacje dotyczące ich wykonywania zgodnie ze zmianami, zaproponowanymi w zależności od wykrytych w czasie robót warunków geologicznych placu budowy.

W przyszłej pracy obiektów hydrotechnicznych należy uwzględnić wpływ na nią wód gruntowych i infiltrujących. Czynniki ten obserwujemy przez czas dłuższy nawet po wykończeniu budowli, albowiem woda powodowała liczne katastrofy przy budowach hydroelektrowni.

Należy przyjąć pod uwagę, że prawa ruchu wody w utworach skalistych, a szczególnie w szczelinach skalnych, nie są jeszcze opracowane w stopniu wystarczającym do wyciągnięcia zadawalniających wniosków praktycznych. Wszelkie obliczenia w tym zakresie mają tylko charakter orientacyjny. Dlatego też wszelkie wnioski dotyczące się regime'u wód podziemnych w utworach skalnych winny opierać się na dłużej trwających obserwacjach. Dotyczy to szczególnie zmian tego regime'u, zachodzących po napełnieniu zbiornika.

Odpowiednio przeprowadzone obserwacje hydrologiczne mogą przyczynić się do korekty obliczeń projektu i uchronić budowle od katastrof. W tym zakresie również są cenne obserwacje choćby niewielkich deformacji fundamentów, osiadania obiektów, statyczności sztucznych skarp i stanu nasypów.

Wszystkie powyższe obserwacje są pożyteczne nie tylko ze względów praktycznych, lecz również i teoretycznych. Zebranie i usystematyzowanie tego rodzaju obserwacji z kilku budowli posłuży jako cenny materiał do opracowania dokładnych metod obliczeń i prognoz geotechnicznych.

Powyższe obserwacje można podzielić na 3 grupy:

- a) piezometryczne obserwacje w związku z infiltracją w fundamentach i za pośrednictwem obiektów, u nasypów itd.,
- b) obserwacje deformacji, osiadania a nawet wypiętrzania się fundamentów,
- c) obserwacje ciśnienia utworów skalnych w tunelach i głębszych wykopach.

Obserwacje te należy prowadzić nie tylko w czasie budowy, lecz również jeszcze po oddaniu hydroelektrowni do normalnej eksploatacji.

W pewnych wypadkach specjalnych może być wskazany jeszcze czwarty dział służby geologicznej, jak np. uzupełniające prace badawcze, dotyczące się konstrukcji zasłon przeciwfiltracyjnych, obniżania zwierciadła wód gruntowych i in.

Wnioski:

1. Organizacja służby geologicznej na większych i średnich hydroelektrowniach winna być obowiązkową i przewidzianą regulaminem budowy.
2. W budżetach i kosztorysach budów na powyższy cel należy przewidywać odpowiednie kredyty.
3. Inżynierów budownictwa wodnego należy w zakresie niezbędnych wiadomości geologicznych przeszkolić na odpowiednich kursach.

(Gidrotechničeskoje Stroitelstwo, Nr 4/49).

L. S.

BUDOWA STOPNIA KANALIZACYJNEGO W DONZERE — MONDRAGON NA RODANIE¹⁾

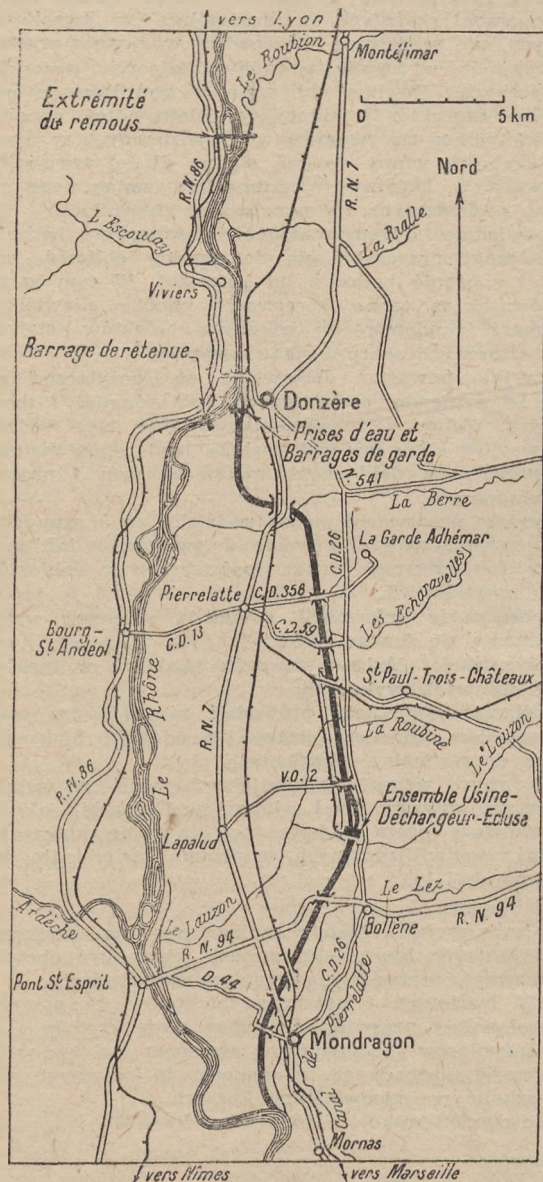
Pierwszy stopień na Rodanie został wykonany w Gémisiat. Jego 4 już czynne agregaty hydro-elektryczne produkują 1550 milionów kWh rocznie, a montowany obecnie piąty agregat doprowadzi tę produkcję do 1750 milionów kWh.

W 1947 r. przystąpiono do budowy stopnia w Donzère — Mondragon, który ma dostarczyć ok. 2 miliardów kWh rocznie.

1) Budowa ta jest dla nas interesująca, zwłaszcza ze względu na rozpatrywaną obecnie alternatywę podobnego rozwiązania za pomocą kanału lateralnego jednego z odcinków drogi wodnej Wschód — Zachód (porównaj artykuł zamieszczony w niniejszym zeszycie na str. 210).

Jednocześnie zostanie ominięty za pomocą kanału lateralnego przeszło 30 km długi, szczególnie trudny dla żeglugi, odcinek rzeki (rys. 1).

Przepływ minimalny rzeki wynosi w tym miejscu 400 m³/sek., przepływ sześciomiesięczny 1400 m³/sek. Przepływ poniżej — 560 m³/sek. trwa tylko przez 10 dni w roku. Wobec tego przewidziano pobór wody do kanału w wysokości 1530 m³/sek., pozostawiając w korycie rzeki jako minimum przepływ 60 m³/sek. Pobór ten będzie się mógł odbywać w pełni przez okres czasu, kiedy przepływ rzeki przewyższa 1590 m³/sek., co ma miejsce około 5 miesięcy w roku.



Rys. 1. Plan sytuacyjny.

Siłownia będzie wyposażona w 6 agregatorów po 50 000 kW, a każdy z nich będzie się składał z turbiny Kaplana o przepływie 255 m³/sek. i 107 obrotami na minutę i generatora o napięciu 10,500 V. Wysokość spadku waha się od 16 do 26 m.

Statki będą przechodziły przez śluzę o szerokości 12 m i długości 195 m, obok której w przyszłości, sto-

sownie do wymagań żeglugi, będzie mogła być zbudowana druga podobna.

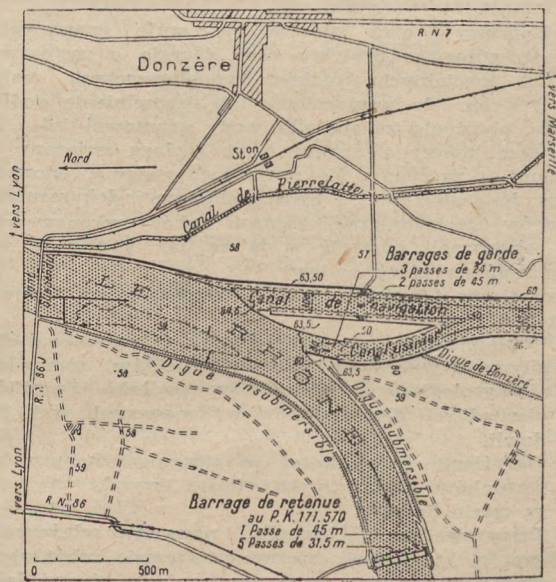
Kanał lateralny (roboczy) ma ogółem 28 km długości, z czego 17 km powyżej i 11 km poniżej siłowni. Przez kanał przerzuconych będzie 9 mostów, w tym 2 kolejowe.

Jaz piętrzący posiada 5 otworów po 31,50 m światła i jedno przeszło żeglugowe o świetle 45 m. Wszystkie 6 otworów są zaopatrzone w zawory segmentowe 9,15 m wysokie.

Kanał ma przekrój trapezowy ze skarpami o pochyleniu 1:3. Głębokość kanału powyżej siłowni wynosi 10,3 m, poniżej 12,4 m. Szerokość dna powyżej siłowni 83,3 m, poniżej 60 m. Szerokość zwierciadła wody powyżej siłowni — 145,1 m, poniżej — 126 m (rys. 2). Kanał ma przepuszczać 1530 m³/sek. wody z szybkością 1,3 m/sek. Przekrój czynny kanału wynosi 1180 m².

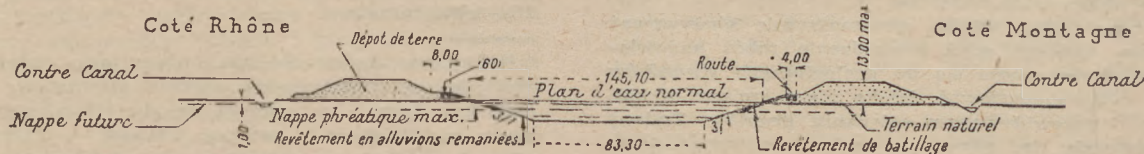
Niezbędnym jest z jednej strony zepewnienie statkom łatwego wejścia do kanału i odwrotnie, z drugiej strony, zabezpieczenie kanału od zamulenia materiałem wleczonym przez rzekę. Liczne doświadczenia na modelach wykazały, że należy wykonać dwa obiekty wejściowe: jeden przeznaczony dla żeglugi, drugi — roboczy dla pozostałego przepływu, potrzebnego dla siłowni (rys. 3).

Wlot żeglugowy ma nieznaną głębokość i światło 100 m. Wprowadza on ok. 1/2 przepływu przy szybkości poniżej 1,5 m/sek. Przeciwnie, wlot roboczy jest wąski i głęboki. Jest on położony we wklęsłym zakolu rzeki poniżej wlotu żeglugowego. W tych warunkach przed progiem wlotu roboczego tworzy się silny prąd, unoszący materiał wleczony w dół rzeki w kierunku jazu, skąd będzie on usuwany przy okresowych przepłukiwaniach.



Rys. 3.

Przy wlocie roboczym istnieje więc w rzece skłonność do podmywu. Wobec tego próg tego wlotu wykonany jest z betonu spoczywającego na podłożu kredowym, gdy próg wlotu żeglugowego wykonany jest jedynie z drewnianej ścianki szczelnej wbitej w aluwium. Każdy wlot zabezpieczony jest jazem z zasuwami, pozwalającym odgrodzić kanał od Rodanu.



Rys. 2. Przekrój poprzeczny kanału powyżej siłowni.

Zamknięcia te mają na celu:

- uniknięcie potrzeby podnoszenia poziomu wałów opasujących kanał,
- uniknięcie opróżniania kanału przy przepłukiwaniu stanowiska rzeki przez otwieranie jazu,
- umożliwienie w razie potrzeby opróżnienia kanału,
- ułatwienie regulowania poboru wody.

Wlot żeglugowy ma dwa światła po 45 m, zamykane zaworami sektorowymi. Wlot roboczy ma 3 światła po 24 m.

(„Le Génie Civil” 1950, Nr 14).

T. T.

BADANIE KRZYWYCH UŻYTKOWANIA MAŁYCH POTOKÓW GÓRSKICH

Siłownie wodne położone w górach są często zasilane ze zlewni o małej powierzchni nie przekraczającej kilku dziesiątków km². Przepływ średni określa się najczęściej w takim wypadku przez porównanie z podobnymi potokami lub ze zlewnią główną, dla których to przypadków dysponujemy zwykle wystarczającą ilością pomiarów. Nawet w przypadku, gdy dla bezpośrednio badanego potoku istnieją codzienne pomiary, operujemy średnimi miesięcznymi.

Wymienione metody badawcze nie są jednak uzasadnione dla tych potoków o małej zlewni, ponieważ występujące nieregularności przepływów itp. są większe od podobnych zjawisk w rzekach o znacznych zlewniach. Wiadomo przecież, że spływ jednostkowy (l/s/km²) w tej samej zlewni, dla poszczególnych małych odpływów, może być różny od średniego dla całej zlewni. Decyduje o tym geologia, przepuszczalność terenu, okres topnienia śniegów, źródła itd.

W konkluzji można sformułować następujące wnioski:

- 1. Małe zlewnie ze względu na swoje charakterystyki morfologiczne odznaczają się nieregularnością zjawisk hydrologicznych, tak pod względem rozkładu w czasie, jak i wartości absolutnych i nie nadają się do podciągnięcia pod ogólne zasady badań hydrologicznych.
- 2. Specjalnym методом badań powinny podlegać potoki o zlewni do 100 km².
- 3. Wyznaczanie przepływów użytecznych na podstawie średnich wartości miesięcznych zamiast dobowych jest błędne. Przepływy dobowe są zmienne w sposób nieregularny, szczególnie w zlewniach o opadach charakteru deszczowego. W razie konieczności uproszczenia obliczeń, np. przy porównywaniu różnych wariantów, należy wprowadzić współczynnik korekcyjny dla całego roku uzyskany na podstawie przepływów dobowych i wprowadzić go do obliczeń przeprowadzonych w oparciu o przepływy miesięczne.
- 4. Wyznaczenie rozmiarów budowli wodnych i przepływów, na jakie muszą być budowane, nabiera specjalnego znaczenia i decydują o nim zarówno względy ekonomiczne jak i hydrologiczne.
- 5. Opracowano następujące wzory empiryczne dla zbadanych 21 potoków:

$$q_d = n \log \frac{1}{1 - q_u}, \text{ gdzie}$$

- q_d — przepływ jaki należy przepuszczać przez urządzenie poboru wody,
 q_u — przepływ użytkowy,
 n — współczynnik wyznaczony doświadczalnie.

$$\epsilon = 0,4 \sigma$$

- ϵ — współczynnik nierównomierności,
 σ — przepływ średni roczny.

- 6. Ujęcia wody małych potoków często służą do dodatkowego zasilania utworzonych zbiorników.

Należy więc ujęcia wody i doprowadzenia wymiarować bogato, gdyż specjalne znaczenie ma doprowadzenie wielkich wód. Praktyka wykazała, że graniczną wartością jest doprowadzenie do zbiornika lub zakładu 95% rocznego przepływu.

(Energia Elettrica, Tom XXVII, Nr 9/50).

Inż. T. Biernacki

UMOCNIENIE BRZEGÓW RZEKI

Na środkowej części Mississipi przedsięwzięto poważne roboty regulacyjne, które zostały uszkodzone na skutek zmiennych reżimów hydrograficznych tej rzeki.

Celem przywrócenia stanu poprzedzającego katastrofę, musiano zbudować tamy pomocnicze z małymi ochraniającymi je zaporami oraz wzmocnić tamy podłużne sposobem niżej opisanym.

Długość brzegów, którą należało zabezpieczyć, wynosiła 700 km. W chwili obecnej pozostaje jeszcze 430 km do umocnienia. Projekt tych robót przewidywał zależnie od miejsca użycie materaców z betonu, grobli i zapór.

Brzegi Mississipi są z natury bardzo nieustabilizowane, gdyż zawierają bardzo drobnej struktury gliny, aluwia i piaski, wystawione silnie na erozję. Zabudowa brzegów składa się z 2 różnych części, jednej, która znajduje się poniżej normalnego zwierciadła wody i drugiej, leżącej wyżej. Na pierwszą część składa się materac, stanowiący $\frac{3}{4}$ lub nawet $\frac{4}{5}$ całej konstrukcji.

Operacje stabilizacji następują w następujące kolejności: czyszczenie brzegu, usuwanie warstwy zanurzonej i niezanurzonej, niwelowanie spadku, zakładanie materaców i wykładanie płytami lub brukowanie brzegu.

Materac z betonu składa się z elementów prefabrykowanych 7,62 x 1,22 m. o grubości 7,6 cm. Każdy element zawiera 20 poszczególnych bloków o wymiarze 0,35 m, oddzielonych od siebie o 2,5 cm. Bloki te są zbudowane z żelazobetonu o wysokiej wytrzymałości na korozję.

Elementy układa się na pochyłym pomoście specjalnego galaru. Są one połączone ze sobą złączami z kabla stalowego, które z kolei przymocowuje się do kabli służących do spuszczenia elementów. W ten sposób tworzy się materac o pożądanej szerokości, który zanurza się zwalniając kable, utrzymujące go na galarze.

Na Mississipi pracują obecnie 3 takie instalacje, które układają 1 300 000 m² materaców miesięcznie, co stanowi 64 km brzegu w normalnym sezonie niskich wód, trwającym 5 miesięcy.

Dla części nadwodnej brzegu używa się kamieni o wymiarach 0,25 m, układanych na piasku i żwirze, stanowiących 94% całości budowli z dodatkiem 6% cementu asfaltowego. Agregaty te są podgrzewane do 200° C i wprowadzane do mieszadła. Cement asfaltowy nie powinien być podgrzewany powyżej 160° C.

(„La Technique Moderne — Construction”, Nr 7/50).

TRS

WODOCIĄGI W CZECHACH I NA MORAWACH W 1948 ROKU

Podobnie jak w latach ubiegłych, tak i w 1950 roku, zostały opublikowane w zeszycie 5—6 miesięcznika „Voda”, wydawanym przez Czechosłowackie Zrzeszenie Gazowników, Wodociągowców i Techników Sanitarnych, dane statystyczne za 1948 rok dotyczące wodociągów w Czechach i na Morawach. Ogłoszone dane stanowią bardzo ciekawy materiał z punktu widzenia projektowania i planowania inwestycji wodociągowych.

Sprawozdanie za 1948 rok zostało ujęte odmiennie, niż sprawozdania z lat poprzednich. Dla porównania biorę rok 1947. W sprawozdaniu z roku 1947 wodociągi, zależnie od ilości ujmowanej w ciągu roku wody, zostały podzielone na cztery następujące grupy:

1. wodociągi ujmujące rocznie do	25.000 m ³ wody
2. wodociągi ujmujące rocznie do	100.000 m ³ wody
3. wodociągi ujmujące rocznie do	500.000 m ³ wody
4. wodociągi ujmujące rocznie ponad	500.000 m ³ wody.

Opublikowane dla każdej grupy wodociągów dane były rozbite oddzielnie dla Czech i Moraw oraz zestawione łącznie dla całego obszaru obu tych ziem. W sprawozdaniu za 1948 rok nie zachowano podziału wodociągów na grupy, w zależności od ilości ujętej w ciągu roku wody, a terytorium czeskich ziem historycznych, w miejsce dotychczasowego podziału na ziemie, zostało podzielone na 13 okręgów — zgodnie z wprowadzonym w Czechosłowacji w 1948 r. nowym podziałem administracyjnym państwa. Poza wspomnianymi już wyżej zmianami, sprawozdanie za 1948 rok, w stosunku do sprawozdań z lat poprzednich, zostało także powiększone o nowe, nie publikowane dotąd dane.

Przeglądem statystycznym w 1948 r. zostało objęte 1.210 samodzielnych wodociągów — ujmujących wodę dla celów publicznych. W roku sprawozdawczym ujęły one 259.181.533 m³ wody.

Liczba wodociągów objętych sprawozdaniem wzrosła w stosunku do ilości wodociągów z 1947 roku, lecz jednakże sprawozdanie za rok 1948, tak jak i sprawozdania za lata poprzednie, nie obejmuje wszystkich wodociągów, znajdujących się na czeskich ziemiach historycznych. W sprawozdaniu nie są uwzględnione wodociągi ujmujące małe ilości wody, lecz jednakże podana ilość wody stanowi najmniej 99% wszystkich wody ujętej w 1948 roku przez wodociągi publiczne na czeskich ziemiach historycznych.

Poniżej podaję wyjęte z opublikowanych zestawień dane, dotyczące całego terytorium czeskich ziem historycznych.

1. Ilość samodzielnych wodociągów — 1210.
2. Ilość zatrudnionych w nich pracowników stałych — 3040.
3. Ilość zatrudnionych w nich pracowników sezonowych — 1299.
4. Łączna ilość pracowników — 4339.
5. Ilość wody ujętej w ciągu roku w m³ — 259.181.533.
6. Ilość ujętych wód gruntowych w m³ — 166.845.000.
7. Ilość ujętych wód powierzchniowych w m³ — 90.539.000.
8. Ilość ujętych wód infiltrowanych w m³ — 1.798.000.
9. Ilość wody dostarczonej grawitacyjnie w m³ — 71.225.000.
10. Ilość wody dostarczonej pompami w m³ — 187.957.000.
11. Ilość dostarczonej wody nieoczyszczonej w m³ — 131.008.000.
12. Ilość dostarczonej wody oczyszczonej w m³ — 128.174.000.
13. Ilość dostarczonej wody pitnej w m³ — 202.054.000.
14. Ilość dostarczonej wody użytkowej w m³ — 57.128.000.
15. Całkowita liczba mieszkańców — 8.762.361.
16. Liczba mieszkańców korzystających z wodociągów — 4.468.611.
17. Procent mieszkańców korzystających z wodociągów — 50,9%.
18. Ilość zaopatrywanych miejscowości — 1.766.
19. Ilość dużych zwierząt domowych zaopatrywanych w wodę wodociągową — 239.861.
20. Ilość małych zwierząt domowych zaopatrywanych w wodę wodociągową — 365.775.
21. Długość sieci wodociągowej (bez połączeń domowych) w m — 14.639.566.
22. Długość sieci wodociągowej przypadającej na jednego mieszkańca w m — 3,27.
23. Ilość połączeń domowych — 455.369.

24. Łączna długość połączeń domowych w m — 5.905.894.
25. Ilość hydrantów — 58.281.
26. Ilość studzienek czerpalnych — 5.159.
27. Ilość wodomierzy u odbiorców — 292.994.
28. Ilość wodomierzy kontrolnych w sieci — 1.068.
29. Ilość mieszkańców przypadająca na jeden wodomierz kontrolny w sieci — 4.184.
30. Ilość wody zużytej przez mieszkańców w m³ — 135.633.000.
31. Ilość wody zużytej przez przemysł w m³ — 83.188.000.
32. Ilość straconej wody w m³ — 40.361.000.
33. Zużycie wody na mieszkańca i dzień w litrach — 158,9.

34. Zużycie wody na mieszkańca i dzień w litrach (po odliczeniu wody zużytej przez przemysł) — 107,9.

Interesującym zjawiskiem wynikającym z prowadzonej statystyki jest procentowy wzrost ilości ujmowanych wód powierzchniowych. Przy całkowitej ilości ujętej wody 259.182 tys. m³, ujęto 63% wód gruntowych, a 37% wód powierzchniowych i infiltrowanych, gdy w 1947 r. 67% ujętych wód stanowiły wody gruntowe, a 33% wody powierzchniowe i infiltrowane. Potwierdza to zdanie, że źródła wód gruntowych w Czechosłowacji są już obecnie intensywnie eksploatowane i zwiększone zapotrzebowanie wody musi być pokryte przez wody powierzchniowe.

Z punktu widzenia planowania inwestycji wodociągowej szczególnie interesującą jest długość sieci wodociągowej, przypadająca na jednego zaopatrywanego w wodę mieszkańca. Średnio dla całego terytorium czeskich ziem historycznych przypada na jednego zaopatrywanego mieszkańca 3,3 m sieci wodociągowej. Dla poszczególnych okręgów, zależnie od gęstości zaludnienia, wartość ta waha się od 1,99 m — w okręgu praskim, do 6,18 m — w okręgu libereckim. Czechosłowackie Ministerstwo Techniki przyjmuje dla celów planowania na jednego nowo zaopatrywanego mieszkańca 7 m sieci wodociągowej.

W porównaniu z 1947 r. spadła znacznie ilość kontrolnych wodomierzy w sieci — gdy w 1947 r. było ich 1754, a na jeden wodomierz przypadało 2427 odbiorców, to w 1948 r. liczba wodomierzy kontrolnych w sieci wynosiła 1068, a na jeden wodomierz kontrolny wypadało 4184 odbiorców. Zmniejszenie liczby kontrolnych wodomierzy w sieci nastąpiło w wyniku zużycia dużej ilości wodomierzy, pracujących przez wiele lat, a produkcja wodomierzy w Czechosłowacji jeszcze nie starcza na pokrycie zwiększonego po wojnie zapotrzebowania, zwłaszcza na wodomierze o większych przepuszczalnościach.

Podane straty wody w ilości 40.361 tys. m³ przy ilości wody ujętej w 1948 r. stanowią około 15,5% wydajności rocznej. Porównując procentowe straty wody w 1948 r. ze stratami wody w 1947 r., w którym to roku procentowe straty wody wyniosły 17% całkowitej wydajności, stwierdzono procentowe obniżenie się strat wody. Obniżenie się strat wody w 1948 r. nastąpiło w wyniku zwrócenia większej uwagi na ten ważny problem. Podany wyżej procent strat wody należy jednak przyjąć z rezerwą, z uwagi na niedostateczną kontrolę ilości wody dostarczanej do sieci, i ocenia się, że rzeczywiste straty wody są wyższe.

W zakończeniu przeglądu dołączono zestawione dane porównawcze wodociągów słowackich z lat 1947 i 1948. Sprawozdaniem za rok 1947 było w Słowacji objęte 60 wodociągów, które ujęły 35.868.768 m³ wody. W 1948 r. objęto sprawozdaniem 70 wodociągów — ujęta w ciągu roku woda wyniosła 40.389.225 m³, co stanowi około 15,5% ilości wody ujętej w tym roku przez wodociągi publiczne na czeskich ziemiach historycznych.

PROGRAMOWA REGULACJA ODPIŁYWÓW ZE ZBIORNIKÓW

Zagadnienie programowej regulacji odpiływów ze zbiorników zostało już wyczerpująco opracowane. Ze swojej strony autor dorzuca do licznych istniejących opracowań, nową, bardzo prostą metodę graficzną. Dla uproszczenia rozpatruje się tylko jeden rok.

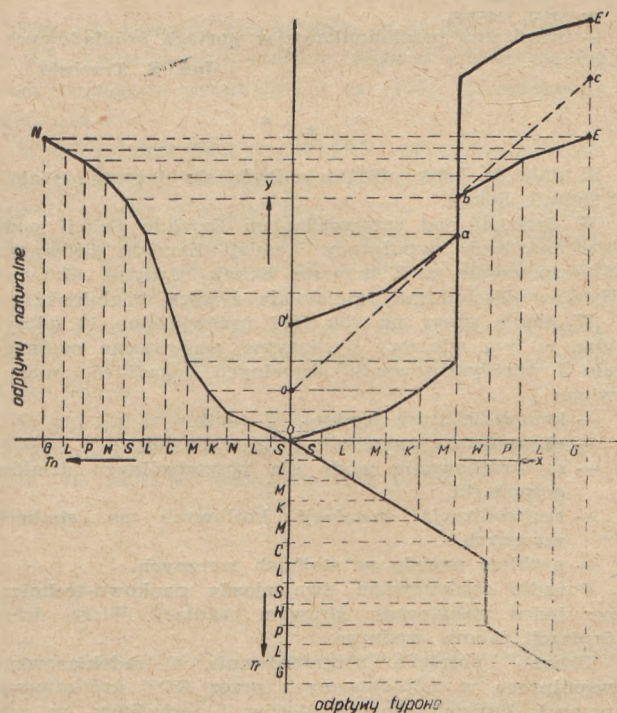
Naturalne dopiływy są określone dwunastoma wartościami miesięcznymi $q_1, q_2, \dots, q_{12}$, tworzącymi krzywą ON. Rzędna OY_n odpowiada n-miesiącowi (na rys. 1 $n=11$)

i jest proporcjonalna do $\sum_{i=0}^n q_i$. Odpiływy naturalne wyznacza ćwiartka $OT_r Y$ (rys. 1).

W ćwiartce $OT_r X$ rysujemy odpiływy regulowane i nazwiemy je odpiłymi typowymi. Oznaczając przez $q'_1, q'_2, \dots, q'_n$ dwanaście odpiływów miesięcznych typowych, $\sum_{i=0}^n q'_i$ będzie żądanym odpiływem

w końcu n-miesiąca, określonym rzędną X_n . Każdemu miesiącowi odpowiada więc wartość X_n (odpiływ typowy) i Y_n (odpiływ naturalny). Wykreślamy obecnie krzywą OE, miejsce geometryczne punktów o rzędnej X_n i odciętej Y_n . Wykreślona krzywa nie różni się niczym od krzywej odpiływów naturalnych, za wyjątkiem przesunięcia na skali rzędnych, które nie są proporcjonalne do czasu, lecz do odpiływów typowych według założonego programu.

Jasnym jest, że dla wykreślenia OE nie ma potrzeby wykreślenia krzywych OR i ON. Odcięte i rzędne wylicza się jako wartości odpiływów naturalnych i typowych. Krzywe ON i OR narysowano jedynie dla ilustracji metody.

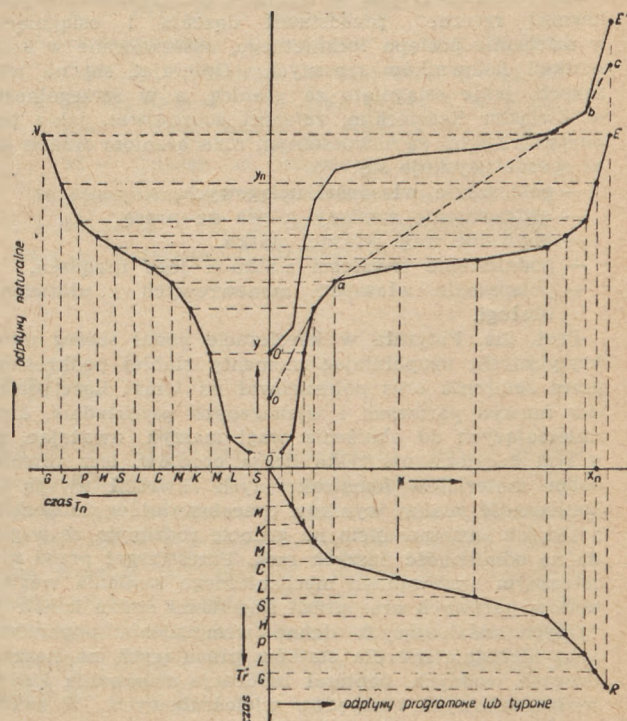


Rysunek 1

je się odcinkiem prostym, przedstawia on pojemność odpowiadającą regulacji całkowitej (100%) czyli takiej, która pozwoli na uzyskanie całkowitego wyrównania przepływu wieloletniego w danym przekroju lub dowolnego sposobu regulacji. Jeżeli żądany reżim pracy ma wyrównać całkowicie przepływ, odpiływy typowe są proporcjonalne do czasu.

Jeżeli całkowity odpiływ w okresie badanym jest równy odpiłowi typowemu, czyli, że $\sum q = \sum q'$ a skala odpiływów X i Y jest jednakowa, prosta OE jest dwusieczną osi współrzędnych. Jeżeli $\sum q' < \sum q$, kąt EOX jest większy od 45°.

Wymiary wykresu można zmniejszyć, umieszczając na osi rzędnych nie odpiływy naturalne, lecz różnicę odpowiadającą odpiłowi typowemu. Odcięte powinny być zawsze proporcjonalne do odpiływów typowych.



Rysunek 2

Analitycznie, linia krzywa „oabc” odpowiada minimum wyrażenia

$$\int_0^x \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \cdot dx,$$

y i x są rzędną i odciętą punktów „oabc”. Oznaczając przez q_1 przepływ rzeczywisty (regulowany), dający wykres „oabc” i przez q' odpiływ typowy: $dy = q_1 \cdot dt$; $dx = q' \cdot dt$, a poprzednie równanie sprowadzi się do.

$$\int_0^T \frac{q_1^2}{q'} dt = \min$$

Jeżeli $q' = \text{const}$, otrzymamy:

$$q_1^2 \cdot dt = \min.$$

(Energia Elettrica, Tom XXVI, Nr 5/49).

Inż. T. Biernacki

Regulację badamy na krzywej OE metodą Conti'ego lub metodą odcinkową. Jeżeli pojemność zbiornika przedstawia odcinek OO' (rys. 1), to wykreślamy krzywą $O'E'$ jako przesuniętą ku górze krzywą OE. Najlepsza regulacja następuje podług linii krzywej „oabc” (kreskowana na rysunku) zgodnie z regułą Conti'ego. Czasy odczytujemy według odwrotności skali. Jeżeli odcinek OO' jest tych rozmiarów, że linia krzywa sta-

KRONIKA

Z ŻYCIA SEKCJI GŁÓWNEJ DRÓG WODNYCH STOW. INŻYNIER. I TECHN. KOMUNIK.

Sekcja Główna Dróg Wodnych S. I. i T. K. zorganizowała Branżowy Zjazd Naukowo-Techniczny, poświęcony rozpracowaniu zagadnienia holowników dla śródlądowych dróg wodnych na tle potrzeb w tej dziedzinie w Planie 6-letnim.

Zjazd odbył się w Warszawie dn. 20 grudnia 1950 r. Obok Wiceministra Komunikacji inż. Balickiego, który uczestniczył w obradach podkreślając swą obecnością wagę jaką przywiązuje się do zagadnienia żeglugi śródlądowej, zasiedli profesorowie wyższych uczelni, inżynierowie, technicy i przodownicy pracy ze świata wodniackiego.

Obrady zajął i prowadził inż. Riedel, przewodniczący Sekcji Główniej Dróg Wodnych.

Inż. Nekanda-Trepka w referacie pt. „Nowoczesne holowniki rzeczne” przedstawił dążenia i osiągnięcia w dziedzinie postępu technicznego, obserwowane w konstrukcji holowników rzecznych. Opierając się na wynikach, jakie osiągnięto za granicą, a w szczególności w Związku Radzieckim, referent zobrazował, jakie postrzegamy i jakie są nowoczesnym rozwiązaniem oraz w jaki sposób uzyskuje się:

- polepszenie własności uciągowych,
- usprawnienie zamiany ciepła na pracę,
- obniżenie wagi własnej statku,
- podniesienie trwałości statku i jego urządzeń,
- polepszenie własności manewrowych i ułatwienie obsługi.

Prof. inż. Potyrała w koreferacie podał szereg uwag krytycznych, uzupełniając momenty słabiej podkreślone przez referenta oraz polemizował na temat ilości obrotów maszyn parowych i wymaganych przekładnie, dróg zmierzających do obniżenia wagi maszyn. Uważając, że o tym decyduje nie tylko liczba obrotów, lecz również dobór materiałów konstrukcyjnych. Zwrócił uwagę na konieczność analizy wyników prac instytutów radzieckich przed ich zastosowaniem na gruncie rodzimym ze względu na odmienną naszą rzek. Przestrzegając przed nieostrożnym stosowaniem mechanicznego zasilania węglem kotłów parowych oraz przed sugestiami zmian konstrukcyjnych osłabiających denne wzmocnienia poprzeczne, jako niebezpieczne dla statków pracujących na naszych drogach wodnych, popierał tendencję stosowania kotłów wodnorurkowych i napędów wielośrubowych. W zakończeniu prof. Potyrała wskazał na znaczne niedomagania, prymitywizm i przypadkowość rozwiązań konstrukcyjnych używanych u nas statków i podkreślił konieczność i możliwość zaradzenia temu stanowi rzeczy.

Ożywiona dyskusja wykazała wielką troskę o usprawnienie pracy statków już istniejących, troskę o należyte wykonanie pod względem technicznym jednostek, przewidzianych do wybudowania w ramach planu 6-letniego. Dzieleno się nabytymi na polskich drogach wodnych spostrzeżeniami i doświadczeniami, które będą cennymi wskazówkami przy stawianiu wymagań oraz projektowaniu nowo wybudowanych statków. Statki te winny posiadać wszystkie cechy nowoczesności, lecz zastosowane do specyfiki naszych szlaków wodnych.

Wyniki obrad podsumowała Komisja, zgłaszając poniżej przytoczone wnioski, które zebrani przyjęli jednomyślnie.

I. Na statkach istniejących należy wprowadzić usprawnienia, jakie okazały się możliwe. Komisja w odniesieniu do starych statków zaleca:

1. przeprowadzić studia ekonomiczne i techniczne nad
2. wprowadzić usprawnienia przez zastosowanie:
 - dysz Korta,
 - zmodernizowanych kół łopatkowych wzgl. śrub napędowych,
 - łożysk gumowych,
 - skraplaczy,
 - zmiękczania wody.

II. Dla holowników nowo wybudowanych Komisja zaleca uznać, jako zadania pilne i konieczne do wykonania w 1951 r..

1. przeprowadzenie studiów ekonomiczno-eksploatacyjnych i technicznych,
2. wyciągnąć wnioski z przeprowadzonych studiów i wykorzystać je:

— do ewentualnego zmodyfikowania holowników nowo wybudowanych.

— do projektowania i budowy dalszych holowników.

III. W odniesieniu do statków które są przewidziane w planie budowy, Komisja stawia następujące wnioski:

1. każdy typ statku winien być poddany próbom modelowym.
2. wybudować przewidzianą serię holowników o mocy 250 KM według poprawionych projektów, bez wprowadzenia dalszych zasadniczych zmian,
3. niedobór holowników silniejszych pokryć drogą importu w latach 1952—1953, a jednocześnie holowniki te rozpracować w koncepcji najbardziej nowoczesnej,
4. do wszystkich typów zastosować najnowsze zdobycze techniki, z uwzględnieniem specyfiki poszczególnych odcinków szlaków wodnych oraz zaleceń i wypowiedzi podniesionych na Naradzie.

IV. Prowadzić studia nad zagadnieniami, których realizacja może nastąpić w terminie późniejszym, co nierozważalnie łączy się z koniecznością utworzenia komórek badawczych które swym zakresem działania obejmą również zagadnienia, wymagające badań, a wymienione w punktach poprzednich.

V. Jako najpilniejsze i najważniejsze należy rozwiązać zagadnienie szkolenia i doszkalania załóg pływających.

VI. Nazada zgłasza rezolucję pod adresem Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Komunikacji o zorganizowanie dalszych Zjazdów Naukowo-Technicznych, przedmiotem których powinny być w pierwszej kolejności następujące zagadnienia:

- typy barek,
- urządzenia przeładunkowe w portach śródlądowych.

Inż. S. Trzebski

* * *

W dniu 26 lutego 1951 r. odbyło się doroczne Walne Zebranie Sekcji.

W dyskusji nad sprawozdaniem Zarządu Sekcji podkreślono brak współpracy Komisji Zarządu Głównego Stowarzyszenia z Komisjami Sekcji. Jedynie Komisja Naukowo-Techniczna przejawiała żywszą działalność.

W planie pracy na rok 1951 przewidziano 19 odczytów, w tym wieczory dyskusyjne, poświęcone omówieniu i przedyskutowaniu aktualnych zagadnień, mianowicie:

- koncepcje trasy wodnej W — Z,
- ekonomiczne znaczenie dróg wodnych,
- zapotrzebowanie wody dla poszczególnych działów gospodarki,
- racjonalizacja instalacji kotłowych na statkach rzecznych,
- problem napędu na statkach rzecznych.

Ponadto zaplanowano dwa zjazdy naukowo-techniczne: jeden poświęcony sprawom regulacji Wisły, drugi typizacji taboru wodnego.

Uznano potrzebę zorganizowania i zadeklarowano współpracę w zainicjowanych przez NOT krótkoterminowych kursach dla inżynierów i techników, w celu podniesienia i pogłębienia ich wiedzy fachowej, w oparciu o najnowsze zdobycze techniki w dziale budownictwa wodnego i mechanizacji robót.

Do Zarządu na rok bieżący powołano:

- kol. Riedla — jako przewodniczącego,
- kol. Sylurskiego — jako zastępcę przewodniczącego,
- kol. Gajownika — jako I sekretarza,
- kol. Dobrzyńskiego — jako II sekretarza.

Poza tym do Zarządu jako członkowie i delegaci Sekcji do Komisji przy Zarządzie Głównym S. I. i T. K. weszli kol. kol.: Dykowski, Marymont, Pajęczkowski.

R.

DO PRENUMERATORÓW

Z dniem 1.V.51 r. PPK „Ruch“ otworzył dla czasopism technicznych nowe konta wg niżej podanego zestawienia.

Architektura	I-19870/110
Gazeta Cukrownicza	I-19871/110
Gaz, Woda i Technika Sanitarna	I-19872/110
Gospodarka Wodna	I-19873/110
Horyzonty Techniki	I-19874/110
Inżynieria i Budownictwo	I-19875/110
Materiały Budowlane	I-19876/110
Mechanik	I-19877/110
Poligrafika	I-19878/110
Przegląd Budowlany	I-19879/110
Przegląd Geodezyjny	I-19880/110
Przegląd Mechaniczny	I-19881/110
Przegląd Spawalnictwa	I-19882/110
Przegląd Techniczny	I-19883/110
Przegląd Telekomunikacyjny	I-19884/110
Przemysł Chemiczny	I-19885/110
Przemysł Drzewny	I-19886/110
Przemysł Rolny i Spożywczy	I-19887/110
Szkło i Ceramika	I-19889/110
Technika Lotnicza	I-19890/110
Technika Motoryzacyjna	I-19891/110
Wiadomości Elektrotechniczne	I-19892/110

Wiadomości Telekomunikacyjne	I-19893/110
Przemysł Włókienniczy	VII-10617/110
Papiernik	VII-10616/110
Przegląd Papierniczy	VII-10615/110
Przegląd Skórzany	VII-10614/110
Technika Morza i Wybrzeża	XI-55407/431
Przegląd Elektrotechniczny	V-11831/110
Energetyka	III-12132/110

Prosimy naszych prenumeratorów, aby należność za prenumeratę za drugie półrocze 1951 r. wpłacali na nowe konta i adresy:

1. za czasopisma: „Przegląd Papierniczy“, „Papiernik“, „Przemysł Włókienniczy“, „Przegląd Skórzany“ — PPK „Ruch“ — Oddział Wojewódzki — Łódź, ul. Roosevelta 17.
 2. za czasopismo: „Przegląd Elektrotechniczny“ — PPK „Ruch“ — Oddział Wojewódzki — Poznań, ul. Kantaka 8/9.
 3. za czasopismo: „Energetyka“ — PPK „Ruch“ — Oddział Wojewódzki — Katowice, Rynek 6.
 4. za czasopismo: „Technika Morza i Wybrzeża“ — PPK „Ruch“ — Oddział Wojewódzki — Gdańsk, ul. Marynarki Polskiej 14.
- za czasopisma nie wymienione w punktach 1, 2, 3, 4, na adres: PPK „Ruch“ — Centralna Ekspedycja — Warszawa, ul. Srebrna 12.

SPROSTOWANIE

Wskutek przyczyn niezależnych od Redakcji w zeszytach 4-5 (kwiecień-maj) znalazło miejsce szereg błędów, które niniejszym prostujemy i za które przepraszamy Czytelników:

W spisie treści (na 2 str. okładki) opuszczono jako pozycję pierwszą „I Kongres Nauki Polskiej“... 121, oraz ostatnią pozycję „Przegląd wydawnictw“... 188; w tekście rosyjskim należy skreślić wiersze 1, 37, 38, 39, 40, 41, 43, 44, 45, 46, natomiast w wierszu 31 należy zastąpić wyraz „elodea“ wyrazem „solidago“; — w tekście angielskim w wierszu 20 skreślić wyraz „literature“ oraz skreślić ostatni wiersz; w tekście francuskim skreślić ostatni wiersz.

Na str. 121 w wierszu 22 zamiast „Nr 1/51 Stan.“... powinno być „Nr 2/51 Stan.“... w wierszu 3 od dołu zamiast „Nr 1-4/51 r.“ winno być „Nr 1-4/50 r.“

Na str. 135 we wstępie do artykułu „Potoki górskie dorzecza Wisły w okresie Planu 6-letniego“ użyto mylnie dwa razy „odbudowa“, powinno być „obudowa“.

Na str. 156 w 2 wierszu wstępu do artykułu „Modyfikacja wzorów Iszkowskiego“ opuszczono oznaczenia współczynników C; powinno być C_m (C_s) i $(h(C))$.

Na str. 192 mylnie wydrukowano Nr konta PKO „I-1960/113“ i cenę 1 numeru „7,50 zł“ — powinno być „I-19873/110“ i „15 zł.“

W art. inż. Stebnickiego Romana „Maszyny do robót ziemnych stosowane w budownictwie wodno-melioracyjnym“ zamieszczonym w nr nr 2 i 3 naszego pisma w br. omyłkowo są zamienione fotografie nad napisami rys. 12 na str. 71 i rys. 17 na str. 101.

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 Centralnej Redakcji Technicznej NOT: 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 1 numeru 7,50 zł.

na osiągnięcie najlepszych wyników dzięki wprowadzeniu i stosowaniu
metody inż. Kowalowa

Centralna Rada Związków Zawodowych przy udziale Naczelnej Organizacji Technicznej i Głównego Instytutu Pracy ogłasza konkurs na osiągnięcie najlepszych wyników uzyskanych dzięki wprowadzeniu i stosowaniu metody inż. Kowalowa.

Celem Konkursu jest przyczynienie się do jak najszybszego wprowadzenia metody inż. Kowalowa do produkcji dla podniesienia wydajności pracy, obniżenia kosztów własnych i polepszenia jakości produkcji.

Cześć I (ogólna)

Pkt. 1. Udział w konkursie mogą brać: zespoły, brygady lub grupy produkcyjne zakładów pracy, a także poszczególni pracownicy.

W konkursie mogą brać również udział ci, którzy już wprowadzają metodę inż. Kowalowa.

Pkt. 2. Przystępujący do konkursu winni złożyć pisemne zgłoszenia do Wydziału Ekonomicznego CRZZ w Warszawie, ul. Kopernika nr 36/40.

Pkt. 3. Zgłoszenie do konkursu winno zawierać: pełną nazwę zakładu pracy i jego adres oraz dokładne określenie zespołu, brgady w przypadku zgłoszeń indywidualnych również — imię, nazwisko oraz stanowisko w zawodzie biorącego udział w konkursie.

W zgłoszeniu należy również podać, na jakim odcinku pracy wprowadzona zostanie metoda inż. Kowalowa.

Pkt. 4. Przy zgłaszaniu prac konkursowych do 1-go i 2-go etapu konkursu oprócz danych cyfrowych, należy dać szczegółową część opisową.

Pkt. 5. Konkurs dzieli się na dwa etapy: a) 1-szy etap, dotyczący planów i harmonogramów wprowadzenia metody inż Kowalowa. b) 2-gi etap, dotyczący wyników osiągniętych w czasie trwania konkursu na podstawie wyżej wymienionych planów i harmonogramów.

Pkt 6. Wyniki osiągnięć poszczególnych uczestników konkursu 1-go i 2-go etapu zostaną ocenione i rozpatrzone przez sąd konkursowy, w skład którego wejdą: Przedstawiciele CKZZ, Naczelnej Organizacji Technicznej, Gł. Instytutu Pracy oraz przedstawiciele władz i najbardziej zasłużeni przodownicy pracy i racjonalizatorzy produkcji.

C z ę ś ć II (szczegółowa)

Warunki konkursu etapu pierwszego.

Etap pierwszy, obejmujący opracowanie planów i harmonogramów na wprowadzenie metody inż. Kowalowa, stanowi oddzielną część konkursu, która będzie oceniana oddzielnie i za którą to część będą przyznane osobne nagrody.

Pkt. 1. Zespoły, brygady lub grupy produkcyjne zakładów pracy, a także poszczególni pracownicy, zgodnie z pkt. 2-gim części I-ej, winni złożyć prace konkursowe do Sekretariatu Konkursu przy Wydziale Ekonomicznym CRZZ (Warszawa, ul. Kopernika 36/40) do dnia 30 września 1951 roku.

W zgłoszeniu tym należy podać:

a) plany i harmonogramy oraz odpowiedni opis:

b) stwierdzenie, czy dotychczas już istniały w zakładzie pracy plany i harmonogramy dotyczące metody inż. Kowalowa, czy też wprowadza się je po raz pierwszy;

e) inne dane, wymienione w pkt. 3 części I-ej.

Pkt 2. Plany i harmonogramy winny obejmować czasokres od chwili złożenia zgłoszenia o przystąpieniu do konkursu do dnia 31 grudnia 1951 r.

Pkt 3. Opracowanie planów i harmonogramów winno być wykonane szczegółowo, aby umożliwić zorientowanie się, w jaki sposób i na jakiej jednostce zakładu pracy, względnie stanowisku pracy, oraz w jakim czasie będzie wprowadzona metoda inż. Kowalowa.

Pkt. 4. Ocena planów i harmonogramów dokonana będzie przez sąd konkursowy, o którym mowa w pkt. 6 części I-ej, do dnia 30 listopada 1951 r.

Pkt 5. Za najlepsze prace przyznane będą następujące nagrody:

jedna I nagroda dla zespołu — 6000 zł	jedna I nagroda indywu. do 2000 zł
trzy II „ „ „ po 4000 zł	jedna II „ „ „ 1500 zł
osiem III „ „ „ , 2000 zł	trzy III „ „ „ każda do 1000 zł

Pkt. 6. Nagrody dla zespołów będą wypłacane na ręce upoważnionego przez zespół (odnosi się to również do nagród II-go etapu konkursu).

C z e ś ć III (szczegółowa)

Drugi etap konkursu dotyczy wyników, osiągniętych na podstawie planów i harmonogramów, które stanowiły temat 1-go etapu konkursu zarówno nagrodzonych w I-szym etapie jak i nienagrodzonych.

Pkt 1. Zespoły, brygady lub grupy produkcyjne oraz indywidualni pracownicy, chcący wziąć udział w II etapie konkursu, winni złożyć do Sekretariatu Konkursu przy Wydziale Ekonomicznym CRZZ (Warszawa ul. Kopernika 36/40) do końca lutego 1952 r. szczegółowe dane, ilustrujące wyniki stosowania metody inż. Kowalowa, osiągnięte w ramach złożonych planów i harmonogramów w pierwszym etapie konkursu.

Dane te niezależnie od odpowiedniego opisu, obejmować winny osiągnięcia w zakresie:

a) wydajności pracy.

b) kosztów własnych

Jednocześnie dla dokonania porównania należy złożyć odpowiednie dane, dotyczące okresu poprzedzającego konkurs, to jest od 1 stycznia 1951 r. do 30 czerwca 1951 roku

Pkt. 2 Dane wymienione w pkt. 1 części III-ej muszą być potwierdzone przez kierownictwo zakładu pracy oraz radę zakładową

Prz. 3. Przy ocenie wyników nie będą brane pod uwagę osiągnięcia uzyskane przez zastosowanie nowych urządzeń technicznych.

Pkt. 4. Za najlepsze wyniki osiągnięte w II-gim etapie konkursu będą przyznane, do dnia 31 marca 1952 r., następujące nagrody pieniężne:

jedną I nagrody dla zespołu	— 10.000 zł	jedną I nagrodę indywidualną	do 2.000 zł
trzy II-gie nagrody dla zespołów	po 5.000 zł	jedną II nagrodę indywidualną	do 2.000 zł
osiem III-ich nagród dla zespołów	po 3.000 zł	trzy III-cie nagrody indywu.	każda do 1.000 zł
oraz dyplomy i nagrody rzeczowe.			

**Centralna Rada Związków Zawodowych
Naczelna Organizacja Techniczna
Główny Instytut Pracy**