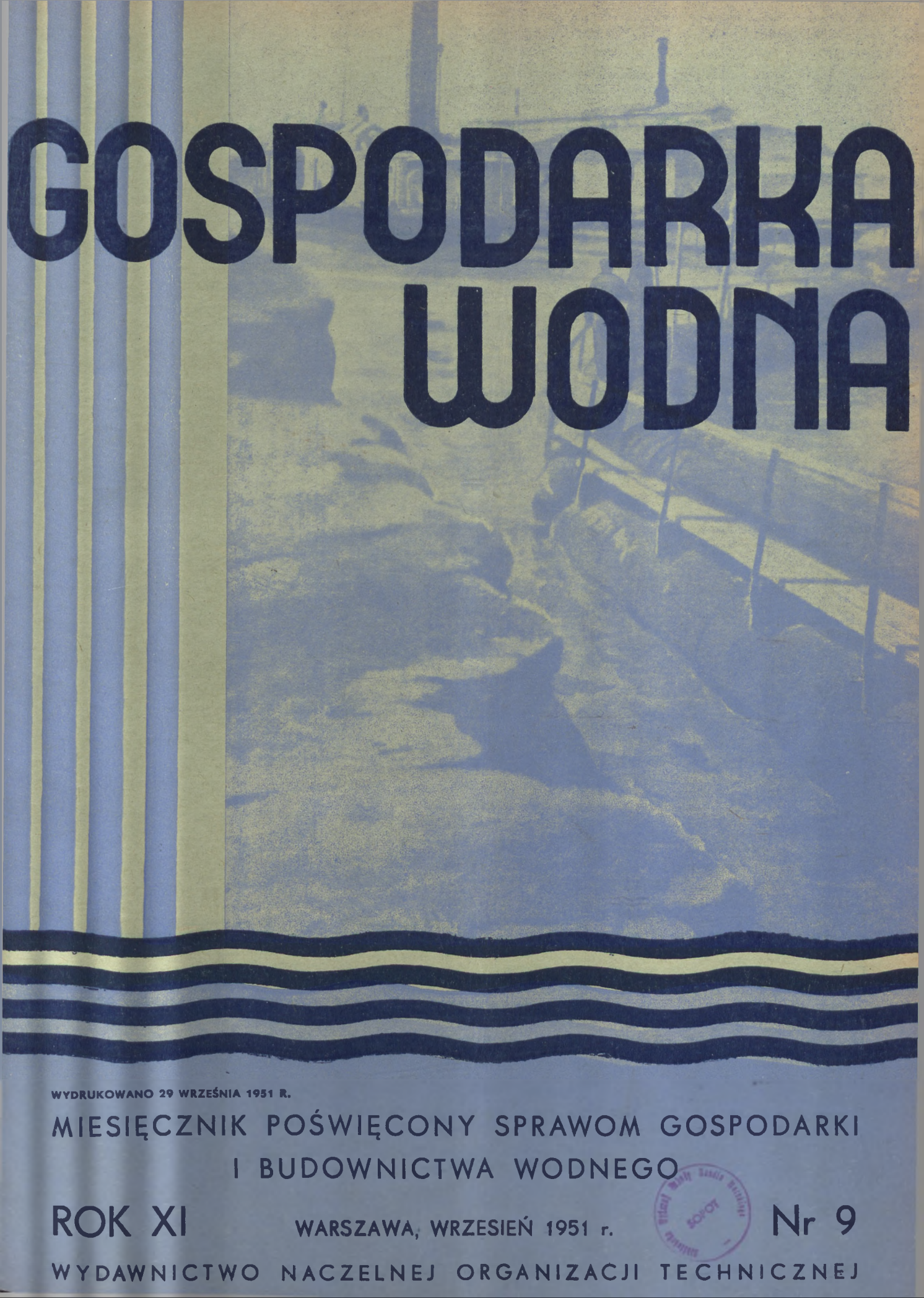


GOSPODARKA WODNA

The background of the cover features a stylized, monochromatic illustration of a dam and a body of water. The dam is depicted with a series of vertical lines, suggesting its structure. The water is represented by wavy lines at the bottom. The overall color palette is muted, with shades of blue, green, and brown.

WYDRUKOWANO 29 WRZEŚNIA 1951 R.

MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI
I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XI

WARSZAWA, WRZESIEŃ 1951 r.



Nr 9

WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

TREŚĆ

DZIAŁ I — PLANOWANIE, ORGANIZACJA

- Inż. Kazimierz Puczyński* — Nowe ogniwo organizacyjne w gospodarce wodnej 313
Prof. Inż. Mgr. Zygmunt Rudolf i Inż. Józef Liebfeld — Inżynieria sanitarna w gospodarce wodnej . . . 316

DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

- Prof. Dr Inż. Kazimierz Dębski* — Perspektywiczny bilans wodny i jego opracowanie (dokończenie) . . . 323
Inż. Antoni Błyskowski — Kilka uwag do zagadnienia prognozy 330
 — W sprawie ustalenia określeń i pojęć związanych z występowaniem wód głębinnych 332

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

- Inż. Zenon Bączek* — Schematy obciążeń i usystematyzowanie obliczeń statycznych przy projektowaniu stopni piętrzących 336
Inż. Jan Kocięcki — Projekt modyfikacji urządzeń melioracyjnych na polderze „Strażnica” na Żuławach . . 339
Inż. Stanisław Gołębiewski — Projekt modyfikacji urządzeń melioracyjnych na polderze „Miłocin” na Żuławach 342

DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO

- Inż. Adolf Riedel* — Hydromechanizacja robót ziemnych na wielkich budowach 346
Inż. Kalina Smólska — Drenowanie szczelinowe 349
Inż. Franciszek Bartosik — Kilka uwag na temat drenowania sadów 350
 — Ślimak do przepompowywania wody 351

DZIAŁ V — EKSPLOATACJA

- Inż. Józef Prończuk* — Kilka uwag o wpływie poziomu i ruchu wody w glebie na ruń łąkową i plonowanie . 352
 Przegląd wydawnictw 354
 Kronika 356

СОДЕРЖАНИЕ

Новые организационные элементы в водном хозяйстве,
 Санитария в водном хозяйстве,
 Перспективичный водный баланс и его разработка (окончание),
 Некоторые замечания относительно прогноза,
 Лексика глубинных вод,
 Статические исчисления при проектировании плотин,
 Проекты модификации мелиоративных устройств в Жулавах (приморской области),
 Гидромеханизация земляных работ на больших постройках,
 Щеловой дренаж,
 Несколько замечаний по дренажу садов,
 Черпальное устройство для перекачки воды,
 Влияние уровня и движения почвенных вод на луговую зелень и урожай,
 Обзор печати,
 Хроника.

SOMMAIRE

Nouveaux éléments d'organisations dans l'aménagements des eaux.
 Technique Sanitaire dans l'aménagement des eaux.
 Bilan prspectivevigue d'eau et son élaboration (fin).
 Quelques remarques sur la question du prognosis.
 Terminologie des eaux souterraines.
 Calculs statiques dans la projetation des barrages.
 Projets de modification des aménagements hydrauliques des champs d'irrigation de Żuławy (region maritime).
 Mécanisation hydraulique des travaux de terrassement lors des constructions etandues.
 Drainage de fissure.
 Quelques remarques sur la question de drainage des jardins fruitiers.
 Truelle pour le pompage de l'eau.
 L'influence du niveau de l'eau du sol sur la recolte des paturages.
 Revue des publications.
 Chronique.

CONTENTS

New organisation links in water management.
 Sanitary technics in water management.
 Perspectivic water balance and its elaboration.
 Some notices on the question of prognosis.
 Terminology of subterranean waters.
 Statical calculations in dam designing.
 Designs of modifications in water catchmenet constructions of the irrigation fields in Żuławy (sea region).
 Hydraulic mechanisation of earth-moving works on large constructions.
 Slot drainage .
 Some notices on fruit garden draining.
 Ladle for water pumping.
 Influence of level and soil water moving on themeadow crops.
 Review of publications.
 Chronicle.

DZIAŁ I – PLANOWANIE, ORGANIZACJA

INŻ. KAZIMIERZ PUCZYŃSKI

Nowe ogniwo organizacyjne w gospodarce wodnej

Poniżej podajemy artykuł omawiający ostatnie posunięcia organizacyjne, poczynione pod kątem stworzenia właściwych warunków dla prowadzenia planowej gospodarki wodnej w Polsce.

Redakcja uznała za wskazane zamieszczenie tego artykułu celem wyrobienia poglądów Czytelników na doniosłość i potrzebę koordynacji w poczynaniach wodnych.

Artykuł m.in. porusza nowe formy prowadzenia planowej gospodarki wodnej w Polsce.

Duży i szybki rozwój gospodarczy Polski spowodował, szczególnie ostatnio, konieczność wprowadzenia zmian i uzupełnień organizacyjnych na szeregu odcinków naszego życia gospodarczego, gdyż dotychczasowe formy organizacyjne stały się niewłaściwe lub niewystarczające do podjęcia planowej i wzmoczonej działalności gospodarczej.

Gospodarka wodna, ze względu na swe dotychczasowe, datujące się jeszcze z okresu przedwojennego, zaniedbania organizacyjne, posiadała największe może trudności w tym zakresie. Przenikając głęboko w podstawy głównych działów gospodarki narodowej, oddawna wymagała skoordynowania prac wodnych, wykonywanych odcinkowo w różnych resortach i planowego dalszego ich prowadzenia.

Dziś, gdy w wyniku półtorarocznej realizacji planu 6-letniego na odcinku gospodarki wodnej i budownictwa wodnego, zarysowały się wyraźnie obecne zadania i wyłoniły się najważniejsze problemy na najbliższą przyszłość, stało się jasne, że należy jak najszybciej poczynić takie kroki organizacyjne, aby gospodarka wodna nie przyczyniała się w dalszym ciągu do opóźniania procesu socjalizacji kraju.

Zagadnienia organizacyjne w gospodarce wodnej były ostatnio przedmiotem szeregu artykułów w naszym czasopiśmie.

Jako jedną ze spraw najważniejszych wysuwano konieczność powołania do życia odpowiednich komórek dla planowego, integralnego prowadzenia gospodarki wodnej. Wyczerpująco przy tym została naświetlona sprawa Instytutu Gospodarki Wodnej i Instytutu Hydrotechniki (w zespole z planową gospodarką wodną)¹⁾

Pojawiły się również artykuły o potrzebie odpowiedniej organizacji wykonawstwa wodnego w Polsce oraz o konieczności poczynienia niezbędnych uzupełnień w zakresie biur projektowych dla sporządzania dokumentacji technicznej wielkich, kompleksowo ujmowanych inwestycji wodnych²⁾. Nie brak było wreszcie wypowiedzi co do celowości poczynienia różnych zmian organizacyjnych w poszczególnych dzia-

łach gospodarki wodnej, prowadzonych przez resorty gospodarcze.

W tym stanie rzeczy, wobec dającego się dotkliwie odczuć braku powiązania organizacyjnego istniejących komórek wodnych, samo życie częstokroć bezpośrednio i doraźnie regulowało poszczególne rodzaje i fazy działania gospodarki wodnej.

W pierwszym zatem rzędzie zostało zreorganizowane wykonawstwo budownictwa wodnego w dostatecznie silny ośrodek. Powstały więc odpowiednie Zjednoczenia Budownictwa Wodno-Inżynierskiego w Centralnym Zarządzie Robót Specjalnych Ministerstwa Budownictwa Przemysłowego dla wykonywania dużych robót wodnych w zakresie większości dziedzin gospodarki narodowej. Nie wyklucza to dalszej reorganizacji wykonawstwa wodnego, szczególnie w działach nie objętych jeszcze działalnością wspomnianego Centralnego Zarządu.

Ostatnio kończy się proces ustawiania w poszczególnych resortach gospodarczych — branżowych biur projektowych dla sporządzania projektów wodnych, nastawionych na produkcję dokumentacji dla własnych resortów.

Nie brak było również innych mniejszych posunięć organizacyjno-administracyjnych na poszczególnych odcinkach gospodarki wodnej.

Należy jednak stwierdzić, że gospodarka wodna organizowana była na ogół przede wszystkim pod kątem potrzeb pojedynczych resortów. Potrzeby te nie zawsze były dostatecznie skoordynowane z całością zagadnień wodnych.

*

Ponieważ powiązanie ze sobą poszczególnych działów wodnych nie może być rozwiązane oddolnymi, często oderwanymi, posunięciami organizacyjnymi, przeto w szybkim stosunkowo czasie zarysowała się wyraźna konieczność stworzenia odpowiedniej komórki, zdolnej do ujęcia w sposób planowy i skoordynowany wszystkich potrzeb wodnych kraju w kompleksowo prowadzoną gospodarkę wodną.

To też ostatnio przy Państwowej Kom'cji Planowania Gospodarczego powołane zostało Biuro dla Spraw Gospodarki Wodnej.

Powołanie tej komórki należy uznać za jedno z najważniejszych i planowych posunięć organizacyjnych na odcinku gospodarki wodnej.

Główne prace Biura dla Spraw Gospodarki Wodnej dadzą się ująć w następujące zasadnicze działy:

- koordynacji gospodarki wodnej,
- planów wieloletnich i bilansów wodnych,
- gospodarki wodą przemysłową,
- spraw prawno-wodnych,

¹⁾ „O potrzebie rewizji dotychczasowych poglądów na regulację rzek i zagospodarowanie dolin“. „Gospodarka Wodna“ Nr 9 z r. 1950; „O Instytucie Hydrotechnicznym“ Nr 4—5 z r. 1950; „O potrzebie powołania Instytutu Gospodarki Wodnej“ Nr 6 z 1950 r.

²⁾ „W sprawie organizacji wykonawstwa inwestycji wodnych“ Nr 7—8 s. 1950. „Potrzeby w dziedzinie organizacji wykonawstwa wodnego“ Nr 9 z 1950 r. „O utworzenie Centralnego Biura Projektów i Studiów Budownictwa Hydrotechnicznego czyli w sprawie Hydroprojektu“ Nr 2 z r. 1950.

— spraw lokalizacji i inwentaryzacji inwestycji wodnych.

Prace Biura będą zatem dotyczyły:

- Koordynacji gospodarki wodnej rozwijanej przez poszczególne resorty: przemysłowe, komunikacyjne rolnictwa, oraz gospodarki komunalnej.
- Planów wieloletnich i bilansów wodnych, tj. sprawowania przede wszystkim nadzoru nad sporządzaniem planowych bilansów wodnych (regionalnych) dla potrzeb komunikacji, rolnictwa, przemysłu i gospodarki komunalnej oraz opracowywania zbiorczych planów rocznych i wieloletnich z zakresu gospodarki wodnej, na podstawie odcinkowych planów sporządzanych przez poszczególne resorty, w oparciu o planowane bilanse wodne regionalne i plany perspektywiczne.
- Gospodarki wodą przemysłową, tj. koordynacji prac w zakresie dostarczania wody dla celów przemysłowych oraz nieszkodliwego usuwania ścieków, szczególnie w rejonach deficytowych pod względem wodnym.
- Spraw, wśród których występować będą: sprawy ustawodawstwa wodnego oraz sprawy usprawnień organizacyjnych w zakresie gospodarki wodnej.
- Zagadnień lokalizacji i inwentaryzacji inwestycji wodnych, a w szczególności inwentaryzacji potrzeb i zasobów wodnych w państwie, opracowania zbiorczej inwentaryzacji w dziedzinie gospodarki wodnej, opiniowania wniosków w zakresie lokalizacji inwestycji związanych z gospodarką wodną.

Pracę z zakresu koordynacji gospodarki wodnej oraz częściowo z zakresu planów wieloletnich i bilansów wodnych będą miały charakter prac planistyczno-koordynacyjnych na szczeblu centralnego planowania.

Inaczej będzie się przedstawiała sprawa działalności w zakresie gospodarki wodą przemysłową. Prace tu będą rozbudowane pionowo w dół. Pierwsza faza akcji tego działu obejmie zaplanowanie i skoordynowanie zagadnień wodnych w zakresie wyłącznie resortów przemysłowych. Dopiero na bazie tak zaplanowanej przemysłowej gospodarki wodnej nastąpi dalsze jej skoordynowanie z pozostałymi odcinkami wodnymi (drogi wodne, energetyka wodna, melioracje, gospodarka komunalna). To bliższe zainteresowanie się Biura zagadnieniami wodnymi przemysłu wynika stąd, że poszczególne resorty przemysłowe nie posiadają dotychczas odpowiednich komórek wodnych dla prowadzenia skoncentrowanej akcji na swym terenie — w odróżnieniu od resortów rolnictwa, żeglugi i gospodarki komunalnej. Tymczasem zagadnienia przemysłowej gospodarki wodnej nabierają z każdym rokiem Planu 6-letniego coraz większego znaczenia.

Zacząto powszechnie uświadamiać sobie fakt, że jednym z podstawowych czynników niezbędnych dla utrzymania i wzrostu zdolności wytwórczej produkcji szeregu gałęzi przemysłu jest woda. Szczególnie jaszkrawo wypukliło się to w regionach ubogich w wodę. Wobec czego należy dążyć, by na obszarach deficytowych prowadzić bardziej planową gospodarkę wodną i wykluczyć wszelkie ewentualne marnotrawstwo tego cennego w procesach technologicznych przemysłu surowca. Musi być między innymi położony większy nacisk na racjonalizowanie procesów wytwórczych niektórych przemysłów i na opracowanie norm zużycia wody na jednostkę produkcyjną w zakładach najwięcej zużywających wody. Prowadzić to będzie do uzdrowienia stosunków w zakresie gospodarki wodą przemysłową.

W problemach przemysłowej gospodarki wodnej wysuwa się również na czoło zagadnienie oczyszczania ścieków przemysłowych, ich utylizacji oraz ochrony wód przed zanieczyszczeniem.

Zagadnienia poruszone ostatnio są niezwykle ważne. Mamy tu do czynienia z dużymi zaniedbaniami pochodzącymi z okresu gospodarki kapitalistycznej. Sprawa pogarsza fakt, że problemy te nie są jeszcze w dostatecznym stopniu rozpracowane. Odczuwa się tu między innymi dotkliwy brak metod technologicznych oczyszczania ścieków, szczególnie w niektórych

kategoriach przemysłu, dających uciążliwe zrzuty wody.

W poważnym też stopniu występuje tu problem ekonomicznego i technologicznego opracowania utylizacji ścieków w okręgach najbardziej uprzemysłowionych.

Wszystkie te zagadnienia wiążą się z niesłychanie ważnym problemem ochrony wód przed zanieczyszczeniem. Problem ten występuje często w formie szczególnie zapalnej w niektórych okręgach wysoko uprzemysłowionych zarówno ze względu na zanieczyszczanie źródeł poboru wody, jak i na gospodarkę rybną w ciekach oraz na utrzymanie dróg wodnych. a nade wszystko ze względu na potrzeby ogólnosanitarne³⁾.

Do innych podstawowych prac, które mają być zapoczątkowane przez Biuro do Spraw Gospodarki Wodnej, należy zaliczyć prace nad planowymi bilansami wodnymi, które w zasadzie dążyć będą do kształtowania gospodarki wodnej ujmowanej regionalnie⁴⁾.

Dotychczas dominującą rolę w kształtowaniu gospodarki wodnej kraju odgrywały resortowe pany roczne i wieloletnie. Wytyczały one główne kierunki rozwojowe. Wydaje się, że na przyszłość w kształtowaniu gospodarki wodnej w Polsce wielką rolę odegrają planowane bilanse wodne, obejmujące regiony, które stanowią całość pod względem gospodarczym. Łącznie z planami resortowymi, ujmującymi w zasadzie własne odcinkowe potrzeby, kształtować one będą gospodarkę wodną kraju poprzez specjalne opracowywane plany zbiorcze, w których regionalne interesy wodne będą traktowane na równi z interesami ujętymi resortowo.

Poza tym Biuro podejmie również bardzo ważne zagadnienie nowelizacji ustawy wodnej w Polsce. Pozostawiona w spuściznie z okresu kapitalistycznej gospodarki ustawa wodna jest zbyt przestarzała i nie daje wystarczających podstaw do normowania zagadnień w gospodarce wodnej. Dostosowanie ustawy do potrzeb gospodarki socjalistycznej, łącznie z właściwym podziałem władzy wykonawczej w tym zakresie, jest zagadnieniem ważnym i pilnym.

*

Biuro dla Spraw Gospodarki Wodnej przy Państwowej Komisji Planowania Gospodarczego odegra dużą rolę w gospodarce wodnej i ogólnonarodowej kraju. Nie będzie jednak mogło samo wykonać szeregu prac i przygotować wszystkich materiałów, niezbędnych do prowadzenia zamierzonej planowej gospodarki wodnej. Brakować mu będzie bowiem opracowań w zakresie odpowiednich podstaw naukowych, kryteriów i wskaźników jako bazy wyjściowej dla integralnie prowadzonej gospodarki wodnej.

Biuro w swej działalności planowej nie będzie się mogło również obyć bez dostatecznie opracowanego, opartego na właściwych studiach, planu perspektywicznego gospodarki wodnej. Nie jest zatem do pomyslenia rozwinięcie planowej akcji bez dodatkowego aparatu, zdolnego opracować niezbędne plany perspektywiczne, główne koncepcje oraz sporządzić dokumentację techniczną dla wielkich zagadnień wodnych, wykraczających poza zainteresowania pojedynczych resortów.

W świetle tych potrzeb wysuwamy postulat jak najpilniejszego powołania odpowiedniej instytucji — najlepiej Instytutu Gospodarki Wodnej — nabiera szczególnie doniosłego znaczenia.

Instytut ten, z uwagi na brak kadr, powinien skupiać w pierwszej fazie działalności oprócz właściwych

³⁾ Patrz „Rola inżyniera sanitarnego w gospodarce wodnej” oraz „Ochrona wód przed zanieczyszczeniem w świetle obowiązującego ustawodawstwa”. „Gospodarka Wodna” Nr 4—5 z 1951 r.

⁴⁾ Patrz „Planowany bilans wodny” — Gospodarka Wodna Nr 4—5 z 1951 r. oraz „Uwagi Komitetu Redakcyjnego do referatu generalnego Podsekcji Budownictwa Wodnego” Nr 2 z 1951 r.

sobie prac naukowo-badawczych, przede wszystkim prace w zakresie planów perspektywicznych. Poza tym winien on objąć sporządzanie wstępnej dokumentacji technicznej najbardziej doniosłych dla kraju wielkich inwestycji wodnych.

Chodziłoby przede wszystkim o te inwestycje wodne, które z uwagi na swój zasięg i potrzebę współpracy fachowców różnych branż wodnych, napotykałyby na trudności w sporządzaniu dokumentacji technicznej w branżowych biurach projektowych poszczególnych resortów.

Bardziej prawidłowe rozwiązanie tego problemu wymagałoby powołania oddzielnego Instytutu Gospodarki Wodnej o charakterze naukowo-badawczym, który jednocześnie mógłby być obciążony opracowywaniem planów perspektywicznych i zasadniczych koncepcji. Natomiast dla sporządzania dokumentacji czołowych inwestycji wodnych, wymagających zespołu wielu fachowców, powinno być powołane specjalne biuro projektów i studiów gospodarki wodnej⁵⁾.

Pozostaje jeszcze do rozpatrzenia zagadnienie umiejscowienia Instytutu Gospodarki Wodnej. Należy rozważyć dwa rozwiązania. Jedno — to powołanie Instytutu przy tworzącej się Polskiej Akademii Nauk, drugie — przy PKPG.

Jeżeli weźmiemy pod uwagę, że omawiany Instytut ma powstać w pierwszym rzędzie z powodu narosłych potrzeb gospodarczych w omawianej dziedzinie i musi w pierwszej fazie działania opracować plan perspektywiczny gospodarki wodnej, ogólne koncepcje wodne oraz zająć się sporządzeniem dokumentacji technicznej dla większych, międzyresortowych

zagadnień wodnych — miejscem jego właściwego uplasowania wydaje się być PKPG.

Po przygotowaniu w wystarczającym stopniu kadr fachowych Instytut raczej powinien być podzielony na 2 instytucje: ściśle naukowo-badawczą z jednej strony i na centralne biuro projektów i studiów wodnych z drugiej strony. W późniejszej zatem fazie organizacyjnej mogłaby być mowa o ewentualnym bezpośrednim powiązaniu Instytutu Gospodarki Wodnej z Polską Akademią Nauk.

Załączony szkic przedstawia pożądany układ organizacji ogólniejszej w gospodarce wodnej.

Cechą charakterystyczną tego układu jest to, że poza komórką centralnego planowania, znajdującą się na szczeblu ponad resortowym, na tym samym poziomie został uplasowany Instytut Gospodarki Wodnej, Centralne Biuro Projektów i Studiów dla międzyresortowych zagadnień wodnych oraz centralna komórka wykonawstwa wodnego. Te czołowe instytucje gospodarki wodnej, mające za zadanie wprowadzenie planowej akcji, nie wykluczają potrzeby powstawania resortowych instytutów, branżowych biur dokumentacyjnych, bardziej specjalnych przedsiębiorstw wykonawczych dla sprostania węższych, odcinkowych zadań w zakresie wodnym.

W przedstawionym układzie wyraźnie się uwypukla rola koordynacyjna komórek ponadresortowych w stosunku do odpowiednich komórek resortowych

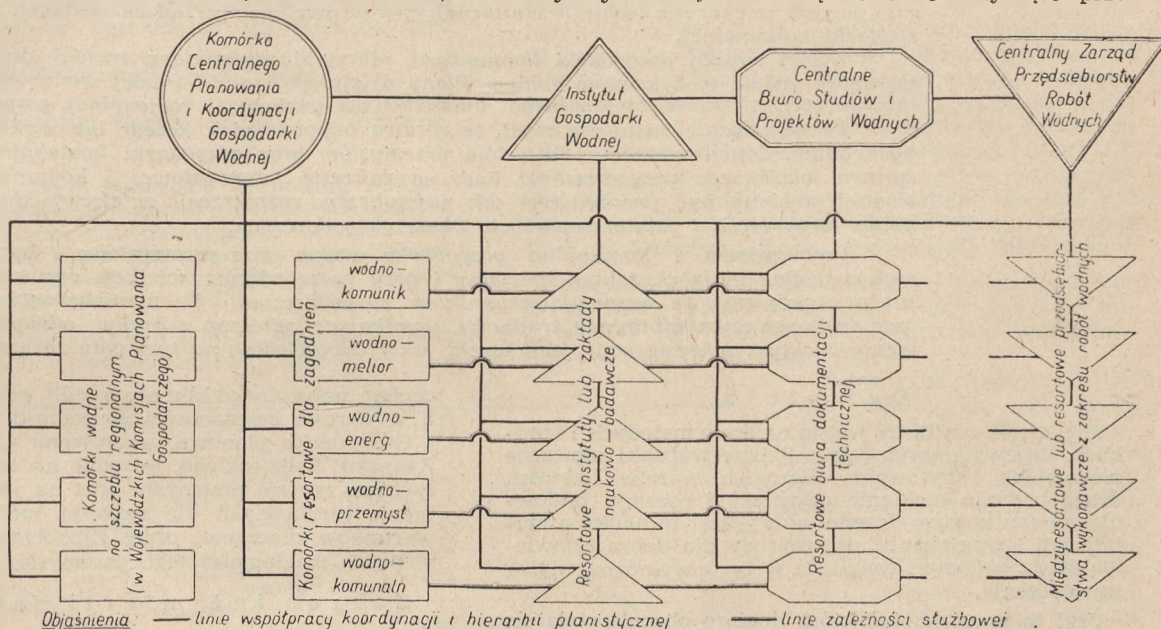
⁵⁾ Patrz odnośnik 2).

i regionalnych. Uwidocznione jest również wzajemne współdziałanie.

★

Omawiając zagadnienia organizacyjne gospodarki wodnej, należy jeszcze wspomnieć o niektórych ostatnich posunięciach, zmierzających do porządkowania gospodarki wodnej w skali regionalnej.

Najważniejsze z nich — to powołanie Pełnomocnika Przewodniczącego PKPG dla spraw wody pitnej i przemysłowej w okręgu przemysłowym Górnego Śląska, charakteryzującym się ujemnym bilansem wodnym. Głównym jego zadaniem będzie planowe kształtowanie gospodarki wodnej. Długofalową gospodarkę wodną Pełnomocnik prowadzić będzie poprzez planowane bilanse wodne. Bieżące formowanie gospodarki wodnej odbywać się będzie m. in. przy pomocy operatywnych bilansów wodnych, które są nowym czynnikiem wprowadzanym w naszej dziedzinie. Operatywne bilanse wodne w skali regionalnej sporządzane będą jako bilanse dotyczące wody pitnej, przemysłowej oraz wód ściekowych. Składać się one będą z dwóch części: jednej sprawozdawczej, drugiej — planowanej. Pierwsza część bilansów wodnych operatywnych obejmować będzie dane dotyczące prze-



biegu produkcji i zużycia wody pitnej, przemysłowej oraz odprowadzenie wód zużytych w kwartale sprawozdawczym. Druga część umiennie przewidywany przebieg produkcji, zużycie wody pitnej i przemysłowej oraz przewidywane odprowadzenie wód zużytych w kwartale następnym. Należy podkreślić, że wprowadzone ostatnio operatywne bilanse wodne stać się mogą ważnym elementem doraźnego kształtowania gospodarki wodnej w regionach ubogich w wodę.

★

Do normowania zagadnień wodnych w regionach bardziej zasobnych w wodę, a mniej uprzemysłowionych, powinny wystarczyć odpowiednie komórki wodne przy Wojewódzkich Komisjach Planowania Gospodarczego. Wydaje się, że życie pójdzie w tym kierunku. Wobec ważności i wielkiego wpływu gospodarki wodnej regionalnej na całokształt gospodarki wodnej w Polsce, należy się spodziewać w najbliższym czasie powstawania tych placówek, co zależeć będzie bezpośrednio od narastania problemów wodnych w poszczególnych regionach.

★

Z niniejszego szkicu widzimy, że ostatnie posunięcia organizacyjne zostały dokonane pod kątem rozwiązania najbardziej istotnych i pilnych problemów w gospodarce wodnej w Polsce. Wskazują one na troskę, jaką Polska Ludowa otacza wszystkie dziedziny, mające wpływ na dobro obywateli i rozwój gospodarki kraju.

PROF. INŻ. MGR ZYGMUNT RUDOLF I INŻ. JÓZEF LIEBFELD

Inżynieria sanitarna w gospodarce wodnej¹⁾

W poprzednich numerach „Gospodarki Wodnej“ zostały zamieszczone skróty referatów Podsekcji Budownictwa Wodnego I Kongresu Nauki Polskiej (Nr 10—11 z 1950 r.), tezy tej podsekcji (Nr 1 z 1951 r.) oraz referat generalny pt. „Stan, zadania i organizacja nauki polskiej w dziedzinie budownictwa wodnego“ (Nr 2 z 1951 r.).

Poniżej podajemy skrót referatu Podsekcji Techniki Sanitarnej zgłoszony na I Kongres Nauki Polskiej.

Redakcja uznała za celowe i wskazane zamieszczenie skrótu tego referatu z uwagi na szerokie powiązanie techniki sanitarnej nie tylko z gospodarką wodną, ale również i z budownictwem wodnym.

Musimy podkreślić, że w prasie technicznej nie są jeszcze dostatecznie naświetlone punkty styczne techniki sanitarnej z zagadnieniami budownictwa wodnego. Wymagają one szerszych omówień.

Technika sanitarna, jako nauka młoda, która dopiero od niedawna stała się kierunkiem kształcenia politechnicznego, słusznie na początku swego rozwoju jest zajęta w większym stopniu bezpośrednimi zagadnieniami i mniej z konieczności może poświęcić czasu swoim elementom konstrukcyjnym, w których dużą rolę odgrywa budownictwo wodne.

Budownictwo wodne rozwijało się u nas dotychczas przede wszystkim na gruncie zadań wodno-komunikacyjnych, wodno-energetycznych, młioracyjnych oraz morskich i nie dostrzegało potrzeb w zakresie techniki sanitarnej oraz w dziedzinie urządzeń wodnych przemysłu i gospodarki komunalnej.

Wielki rozwój gospodarki komunalnej, olbrzymi postępujący rozwój przemysłu domaga się uporczywie i to z każdym rokiem Planu 6-letniego coraz bardziej wielu wskaźników i elementów technicznych racjonalnego budownictwa wodnego i racjonalnej gospodarki wodnej.

Te wymagania nasuwają myśl, że sprawa odpowiednich katedr lub wykładów poświęconych budownictwu wodnemu dla celów przemysłowych oraz gospodarki komunalnej, jak również sprawa właściwego przygotowania kadr w zakresie przemysłowej i komunalnej gospodarki wodnej powinny być przedmiotem jak najszybszego rozpatrzenia ze strony odpowiednich czynników naukowych i zainteresowanych władz gospodarczych.

Przemysłowa i komunalna gospodarka wodna oraz przemysłowe i komunalne budownictwo wodne mają charakter specjalny i przy postępującym wielkim rozwoju gospodarczym kraju zagadnienia te nasuwają czynnikom gospodarczym i pianistycznym, projektowym oraz wykonawczym olbrzymie trudności, wynikające zarówno z braku odpowiednio przygotowanych w tym zakresie kadr fachowych, jak i odpowiednio na tym polu rozwiniętej nauki.

Definicja

Inżynieria sanitarna jest to nauka o metodach i środkach, zapewniających jak najlepsze warunki sanitarne środowiska i bytowania szerokich warstw ludności, drogą badania otoczenia człowieka i rozwoju budownictwa sanitarnego. Innymi słowy, jest to nauka o mobilizacji i wyzyskaniu sił przyrody dla dobra człowieka, drogą badania i wcielania w życie wymogów higieny otoczenia.

Jest to nowa nauka, która dopiero obecnie stała się kierunkiem kształcenia na Politechnikach w Warszawie i we Wrocławiu, na utworzonych w roku 1950/51 wydziałach inżynierii sanitarnej.

Termin „inżynieria sanitarna“ (Sanitary Engineering, Public Roalth Engineering, Genio Sanitaire) jest może bardziej odpowiedni, aniżeli „technika sanitarna“ (Sanitarnaja technika, Gesundheitstechnik). W ZSRR „sanitarnaja technika“ obejmuje jedynie domowe instalacje wewnętrzne i właściwy termin odpowiadający „inżynierii sanitarnej“ nosi nazwę „sanitaria“.

Otoczenie człowieka, tzw. „środowisko zewnętrzne“, niezmiernie skomplikowało się i w dalszym ciągu komplikuje się na skutek niebywałego postępu technicznego, którego jesteśmy świadkami w ciągu ostatnich kilkudziesięciu lat.

Niespotykane przedtem osiągnięcia techniki, niebywały, rozwój osiedli powstawanie nowych wielkich miast, powstawanie gigantów przemysłowych, budowa wielkich urządzeń wodnych, nawodnianie olbrzymich obszarów wodno-deficytowych, tworzenie ochronnych pasów leśnych, stosowanie nowych środków lokomocji, szerokie wyzyskiwanie bogactw naturalnych, gazu i elektryczności, stosowanie radia i energii atomowej oraz perspektywy pokojowego jej wyzyskania — wszystko to wywiera odpowiedni wpływ na otoczenie człowieka.

Rosnące uprzemysłowienie Polski groziłoby skrajnym zniszczeniem otoczenia człowieka i zniekształ-

ceniem naturalnego klimatu osiedli, gdybyśmy pozostali w okresie bezplanowej gospodarki kapitalistycznej.

Gospodarka planowa, wzorowana na doświadczeniu Związku Radzieckiego, pozwoli na niespotykany dotychczas rozwój przemysłu oraz na jednocześnie stworzenie niezbędnych dla rozwoju ludności pracującej warunków otoczenia, przez zapobieganie szkodliwym skutkom działalności tego przemysłu.

Zakres inżynierii sanitarnej

Inżynieria sanitarna, jako nauka o całokształcie zagadnień, mających na celu ochronę otoczenia człowieka przed zanieczyszczeniem, m. in. obejmuje następujące działy:

- centralne urządzenia sanitarno-techniczne w osiedlach,
- zaopatrzenie w wodę ludności i przemysłu wraz z ochroną przeciwpożarową,
- odprowadzenie i unieszkodliwienie ścieków,
- oczyszczanie ulic i placów,
- rolnicze i przemysłowe wykorzystanie ścieków i odpadków,
- oczyszczanie wody i ścieków,
- odprowadzanie wód opadowych i osuszenie gruntu,
- ochrona wód, gleby i powietrza przed zanieczyszczeniem,
- urządzenia sanitarne w uzdrowiskach,
- wewnętrzne instalacje sanitarne w budownictwie mieszkaniowym, przemysłowym i leczniczym,
- urządzenia sanitarne na placach budowy,
- techniczne metody zwalczania zarazków i ich przenosieli,
- podstawy naukowe do prawodawstwa techniczno-sanitarnego.

Jak wynika z powyższego, zakres jest obszerny i różnorodny, dlatego też inżynieria sanitarna wiąże się mniej lub więcej ściśle z szeregiem innym dziedzin, jak:

- gospodarka wodna,

¹⁾ Skrót referatu generalnego Podsekcji Techniki Sanitarnej na I Kongres Nauki Polskiej.

- gospodarka komunalna,
- technika budowlana,
- technika uzdrowiskowa,
- organizacja, higiena i bezpieczeństwo pracy,
- technika przeciwpożarowa,
- obronność kraju.

W pracach nad ochroną otoczenia człowieka biorą udział liczni fachowcy, bowiem równą tu rolę odgrywają lekarz i inżynier, chemik i fizjolog, hydrogeolog i biolog, ekonomista i balneolog, statystyk i badacz laboratoryjny.

Znaczenie inżynierii sanitarnej

O znaczeniu inżynierii sanitarnej najlepiej zorientują niektóre dane statystyczne²⁾, z których wynika, że w okresie 1907 — 1910 umierało na 1000 mieszkańców: w miastach europejskich przeciętnie 15 — 18 osób, w miastach b. Rosji carskiej przeciętnie 30 — 40 „ w Bombaju 39,5 osób, w Kalkucie 33 osoby.

Nie ulega najmniejszej kwestii, że przyczyną tych kolosalnych różnic były przede wszystkim różne poziomy stan zaopatrzenia w urządzenia techniczno-sanitarne poszczególnych krajów i miast.

Klasowy charakter polityki władz przedwojennych w dziedzinie zaopatrzenia ludności dobitnie wskazuje następujące zestawienie (wg Wiesiołowskiego). W 1915 roku śmiertelność w Petersburgu wynosiła na 1000 mieszkańców:

w dzielnicy arystokratycznej wokół Pałacu Zimowego — 8,7 osób,
w dzielnicy robotniczej Kołomieńskiej — 29,3 osób.

R y s h i s t o r y c z n y

Już w starożytności budowano urządzenia sanitarne, które dochowały się częściowo do naszych czasów, świadcząc o wysokim poziomie tej gałęzi techniki. Wraz z upadkiem Rzymu upada stan sanitarny miast, co spowodowało szereg epidemii, które pochłonięły znaczne ofiary, wyludniając miasta i osiedla.

²⁾ Prof. Dr B. Wiesiołowski — Kurs ekonomiki i planowania komunalno-chałazjstwa. 1945.



Pod wpływem strachu przed skutkami epidemii, nastąpił zwrot w budownictwie techniczno-sanitarnym i ponownie przystąpiono do budowy tych urządzeń. Pierwsze wodociągi polegały na ujęciu wód, które odprowadzane były grawitacyjnie do miasta często ze znacznych odległości za pomocą akweduktów, bądź kanałów otwartych lub przy pomocy drewnianych i ołowianych rurociągów podziemnych. Gdy warunki naturalne nie pozwalały na grawitację, stosowano również podnoszenie wody ręczne lub przy użyciu sił zwierzęcych.

W Polsce pierwszy wodociąg powstał w 1272 r. we Wrocławiu³⁾, w 1282 r. doprowadzono wodę do klasztoru XX Dominikanów w Poznaniu za pomocą kanału od młyna książęcego na Warcie, zaś w 1286 r. Leszek VI Czarny zezwala XX Dominikanom na budowę kanału z rzeki Rudawy, celem zaopatrzenia w wodę klasztoru w Mydlnikach pod Krakowem (L. Piskarski „Zarys dziejów wodociągów miejskich w Polsce przedrozbiorowej“ — 1932 r.).

Dalszy rozwój wodociągów w Polsce przypadł na wieki XV i XVI, znaczny zaś rozkwit związany jest z imieniem Mikołaja Kopernika, uznanego za patrona wodociągowców.

Przełom w dziedzinie techniki wodociągowej wiąże się z okresem Odrodzenia, kiedy odkryto pierwsze zasady nauk sanitarnych. Późniejszy rozwój związany jest z zastosowaniem pomp (w 1527 r. w Hannowerze, w 1582 r. w Londynie), zastosowaniem rur żeliwnych oraz zastosowaniem pary do pompowania (w. XVIII). Właściwy rozwój techniki wodociągowej we wszystkich krajach cywilizowanych nastąpił po 1880 r. i związany jest z zastosowaniem mikroskopu oraz odkryciami Pasteura i Kocho w dziedzinie bakteriologii.

Stopniowo udoskonalane są metody uzdatniania wody: w 1826 r. zastosowano filtry powolne, tzw. angielskie, w 1896 r. filtry pośpieszne, tzw. amerykańskie i w 1900 r. dezynfekcję wody.

Rozwój kanalizacji w Polsce datuje się od końca XVIII stulecia, chociaż kanalizację częściową już XIV i XV w. posiadało szereg miast: Kazimierz, Kraków, Lublin, Płock, Poznań, Warszawa i inne. Technika kanalizacyjna zajmuje się nie tylko usuwaniem ścieków poza granice miast i osiedli, lecz również ich oczyszczaniem i wykorzystaniem dla celów rolniczych i przemysłowych⁴⁾.

Obecnie staje przed nami zagadnienie planowego rozwiązania sprawy wykorzystania ścieków, zwłaszcza przemysłowych, a nie tylko należytego ich usuwania, a także wykorzystania odpadków stałych, śmieci itp. Zagadnienie to ma duże znaczenie dla miast, również dla osiedli typu wiejskiego, państwowych gospodarstw rolnych, wsi uspołecznionych, ze względu na możliwość wyzyskania cennych zawartości odpadków.

Z innych urządzeń techniczno-sanitarnych sprawa łaźni i kąpielisk ma duże znaczenie dla podniesienia stanu sanitarnego ludności miast i osiedli.

³⁾ Dr M. Gajewski — rękopis 1950 r.

⁴⁾ Prof. K. Wóycicki — „Wodociągi i Kanalizacje“. 1948 — 49.

Powstanie nauki inżynierii sanitarnej

1. W ZSRR już przed ostatnią wojną istniały specjalne wydziały na wyższych zakładach naukowych z 4-letnim programem studiów, obejmujących całość kształtu dziedziny inżynierii sanitarnej. Ponadto istnieje szereg instytutów naukowo - badawczych, w których odbywa się szkolenie kadr naukowych w tej dziedzinie, m. in.:

- Akademia komunalnowo chłaziastwa im. M. P. Pamfilowa,
- Nauczno - izsledowatielnyj sanitarnyj instytut im. F. F. Erismana,
- Instytut obszczej i komunalnoj gigieny Akademii medic. nauk ZSRR,
- Leningradskij nauczno - izsledowatielnyj instytut komunalnowo chłaziastwa,
- Leningradskij nauczno - izsledowatielnyj sanitarno - higieniczskij instytut,
- Leningradskij instytut inżynierii - komunalnowo stroitelstwa.

Wymienione instytuty wraz z placówkami badawczymi przy wyższych uczelniach umożliwiają przygotowanie kandydatów naukowców, przysparzając w ten sposób niezbędne do realizacji długoletnich planów kadry. Ponadto ilość i poziom wydawnictw z dziedziny inżynierii sanitarnej, jakie docierają do nas ukazując się na półkach księgarskich, choć nie są kompletne, świadczą o wielkości pracy i wysiłku, jaki wkładany jest w te prace.

ZSRR realizuje hasło rzucone przez J. Stalina „zbliżenia wsi do miast i zniszczenia przeciwności między nimi” — drogą przeprowadzenia planu elektryfikacji i zaprowadzenia innych niezbędnych urządzeń⁵⁾.

2. Stany Zjednoczone A. P. właściwie powstanie nauki inżynierii sanitarnej zawdzięczają odmiennym i wręcz katastrofalnym warunkom, jakie tam powstały. Niezmiernie szybki rozwój nieskrępowanego przemysłu w drugiej połowie XIX stulecia spowodował powstawanie dużych skupisk ludzkich na terenach do tego celu zupełnie nieprzygotowanych. Niesłychanie ciężkie warunki bytowania robotników przemysłowych w tych nowokleconych osiedlach osiągnęły szczyty, nieznane dotąd w świecie cywilizowanym. Epidemie urosły do takich rozmiarów, że uniemożliwiały normalny bieg produkcji. Robotnicy zaczęli domagać się zmiany warunków i zmusili przedsiębiorców do szukania środków zaradczych.

W oparciu o znane już wówczas wyniki prac europejskich badaczy, inżynierowie amerykańscy zaczęli budować różne urządzenia techniczno - sanitarne i przeprowadzać na nich doświadczenia. W 1906 r. zorganizowano na jednej z wyższych uczelni normalne szkolenie w dziedzinie inżynierii sanitarnej. Obecny stan zatrudnienia inżynierów sanitarnych w Stanach Zjednoczonych A. P. wynosi około 9000 osób, liczba zakładów wodociągowych wynosi około 14.4500.

3. W Polsce przed 1939 r. inżynieria sanitarna jako przedmiot oddzielnych systematycznych studiów nie była uwzględniana w programie żadnej wyższej uczelni. Istniały jedynie katedry wodociągów i kanalizacji na dwóch politechnikach. Przedmiot ten był traktowany głównie od strony konstrukcyjnej, a to z uwagi na brak u słuchaczy odpowiedniej podbudowy z chemii, biologii, bakteriologii, techniki sanitarnej i innych przedmiotów. Na Politechnice Warszawskiej istniały ponadto krótkie wykłady zlecone higieny ogólnej, techniki sanitarnej, ogrzewania i wentylacji, technologii i higieny wody na wydziale inżynierii oraz techniki sanitarnej na wydziale architek-

tury. Na Politechnice Lwowskiej prowadzone były wykłady zlecone mikrobiologii wody i ścieków, hydrogeologii i balneologii. Na wydziale chemii prowadzony był wykład zlecony technologii wody i ścieków oraz na wydziale architektury wykład: sanitarne instalacje wewnętrzne, ogrzewania i wentylacji. Na Akademii Górniczej istniały wykłady wodociągów i kanalizacji.

Ze względu na brak dostatecznej liczby zakładów naukowo - badawczych i brak wyposażenia nielicznych istniejących, nie prowadzono właściwie prac naukowych, ograniczając się najczęściej niemal jedynie do pracy dydaktycznej. Na skutek niedostatecznego szkolenia, absolwenci wchodziłi w powyższym okresie do życia bez należytego przygotowania, co pozbawiało ich samodzielności w rozwiązywaniu napotykanym problemom i trudności. Prowadziło to u młodych inżynierów do bezkrytycznego nieraz wzorowania się na urządzeniach obcych i ich kopiowanie, co w rezultacie dawało wyniki ujemne i prowadziło do strat materialnych. Ten stan rzeczy tłumaczyć można jedynie zbyt małą liczbą urządzeń wykonanych w kraju, główną zaś przyczyną tego był niedo rozwój gospodarczy kraju okresu kapitalistycznego.

W okresie przedwojennym jednak należy podkreślić badania, prowadzone (może niedostateczne) w trudnych warunkach przez niektóre Zakłady Higieny na Uniwersytetach np. warszawskim (prof. Dzierżogowski), Jagiellońskim (prof. Gądziliewicz), wileńskim (prof. K. Karaffa - Korbutt i A. Safarewicz). Prof. A. Safarewicz pod wpływem prof. K. Karaffa - Korbutta napisał pracę o oczyszczaniu ścieków metodą osadu czynnego. Ponadto na Politechnice Warszawskiej prowadzone były badania nad instalacjami wodociągowo - kanalizacyjnymi (prof. Radziszewski) i na Politechnice Lwowskiej badania hydrologiczne w kanalizacji (prof. Rośkoński i prof. Pomianowski).

Po 1945 roku stan nauczania i liczba pracowników przy wyższych uczelniach zmieniły się radykalnie i choć jeszcze nie odpowiadają wszystkim potrzebom kraju, zwłaszcza powstałym w związku z realizacją Planów Narodowych, jednakże stanowią wielki krok naprzód. Na Politechnikach w Warszawie i we Wrocławiu utworzono wydziały inżynierii sanitarnej, obejmujące przede wszystkim następujące katedry i zakłady uczelniane:

- techniki sanitarnej,
- wodociągów i kanalizacji,
- ogrzewania i wietrzenia,
- technologii wody i ścieków,
- biologii sanitarnej.

Na Politechnikach w Gdańsku i Gliwicach utworzono katedry:

- techniki sanitarnej,
- wodociągów i kanalizacji.

Jednocześnie w Gliwicach utworzono zakład badań wodociągowo - kanalizacyjnych. Na Uniwersytecie Wrocławskim przy katedrze melioracji utworzono dział rolniczego wykorzystania ścieków. Na wydziałach politechnicznych Akademii Górniczo - Hutniczej w Krakowie katedra i zakład Budownictwa Wodnego II obejmują hydrologię oraz hydrogeologię, wodociągi i kanalizację. W Szkole Inżynierskiej w Szczecinie utworzono katedrę wodociągów i kanalizacji. W Szkole Inżynierskiej w Poznaniu wprowadzono wykłady z techniki sanitarnej. W Szkole Głównej Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie wprowadzono wykłady zlecone inżynierii sanitarnej wraz z ćwiczeniami na Wydziale Melioracyjnym oraz na Wyższym Studium Wodno - Melioracyjnym. Ponadto przy katedrze melioracji wprowadzono dział rolniczego wykorzystania ścieków. W Akademii Lekarskiej w Warszawie na Oddziale sanitarno - higienicznym utworzono katedrę

⁵⁾ J. W. Stalin — Dzieła t. VII, str. 157.

higieny miast i osiedli, prowadzonym przez inżyniera sanitarnego.

Jak widać z podanego wyżej zestawienia, przed 1939 rokiem istniały zaledwie 2 katedry wodociągów i kanalizacji i tylko kilka wykładów zleconych, obecnie od 1945 r., dzięki przychylnemu ustosunkowaniu się Rządu Ludowego, utworzono 11 katedr w różnych dziedzinach inżynierii sanitarnej wraz z zakładami oraz wprowadzono szereg wykładów zleconych. Po raz pierwszy w Polsce inżynieria sanitarna była jako przedmiot nauczania w Szkole Głównej Gospodarstwa Wiejskiego co świadczy o zrozumieniu potrzeb wsi.

W utworzonych zakładach mają być prowadzone prace naukowo - badawcze oraz ma się szkolić przyszły personel naukowy.

Jako instytucję poza uczelnianą wymienić należy Państwowy Zakład Higieny który prowadzi badania w zakresie kontroli wody z wodociągów lub studzien, a także w zakresie kontroli oczyszczania ścieków.

W zakresie ochrony wód przed zanieczyszczeniem połowy do życia w ostatnich latach „Międzywojewódzki Komitet ochrony wód przed zanieczyszczeniem” działa niestety jedynie w dwóch województwach: katowickim i krakowskim.

4. Instytucje społeczne i zrzeszenia fachowe. Przed 1939 r. istniało w kraju szereg instytucji społecznych i zawodowych o charakterze naukowym, zajmującym się zagadnieniami inżynierii sanitarnej.

— W 1905 r. przy Stowarzyszeniu Techników Polskich powstał Wydział Urządzeń Zdrowotnych Użyteczności Publicznej, zaś w 1913 r. powstało Koło Ogrzewników, które do 1916 r. i później w latach 1930 — 1939 prowadziły prace nad pogłębieniem wiedzy wśród członków Stowarzyszenia.

— Warszawskie, a później Polskie Towarzystwo Higieniczne w Warszawie zorganizowało ścisłą współpracę między lekarzami - higienistami i inżynierami sanitarnymi.

— Przy Wydziale Krajowym we Lwowie istniało Biuro Melioracyjne, które prowadziło badania i projektowanie w dziedzinie wodociągów i kanalizacji dla szeregu miast i osiedli w Małopolsce.

— W 1927 r. został utworzony Polski Instytut Wodociągowo - Kanalizacyjny, który postawił sobie za cel podniesienie stanu projektowania oraz eksploatacji zakładów wodociągowych i kanalizacyjnych w oparciu o nową zdobycę nauki. PIWK wprowadził instytucję Komitetu Rzeczników do kolegiального opiniowania projektów wszelkich inwestycji techniczno-sanitarnych, wydawał publikacje i czasopisma „Technik Sanitarny” i „Biuletyn Wodociągowo-Kanalizacyjny”. PIWK wydał pierwszą „Statystykę wodociągów i kanalizacji w Polsce”, opracowaną przez prof. I. Piotrowskiego.

— W 1935 r. zostało utworzone Biuro Studiów Wodociągowo - Kanalizacyjnych przy Związku Miast Polskich, które miało m. in. za zadanie przygotowanie studiów naukowo - badawczych, niezbędnych jako podstawa projektowania wodociągów i kanalizacji.

— Pod kierunkiem fachowym Biura Studiów powstało pierwsze Biuro Projektów przy Urzędzie Wojewódzkim w Łucku. Był to pierwowzór dzisiejszych Biur Projektowych w dziedzinie inżynierii sanitarnej.

Zainteresowanie małej grupy fachowców dziedziną inżynierii sanitarnej mogło przejawiać się jedynie w wymienionych wyżej organizacjach oraz w referatach w piśmiennictwie fachowym. Kraj, pozbawiony przemysłu, nie był w stanie wykorzystać w sposób właściwy nawet tej małej liczby fachowców, co było powodem emigracji częściowej za granicę.

Powrót do kraju po zakończeniu pierwszej wojny światowej oraz wyszkolenie za granicą pewnej liczby

inżynierów wniosły ożywienie w dziedzinie inżynierii sanitarnej przez propagowanie nowej dziedziny, szkolenie lekarzy, inżynierów i studentów, doświadczałnictwo, publikacje, studia, projekty techniczne i prace naukowe. Wszyscy oni grupowali się w stowarzyszeniu fachowym, jakim było Polskie Zrzeszenie Gazowników, Wodociągowców i Techników Sanitarnych, które skupiało niemal wszystkich fachowców z dziedziny inżynierii sanitarnej. Organem Zrzeszenia było czasopismo „Gaz i Woda”, a później „Gaz, Woda i Technika Sanitarna”.

— Po 1945 r. Polskie Zrzeszenie Gazowników, Wodociągowców i Techników Sanitarnych wznowiło swą działalność, organizując zjazdy naukowe oraz prowadząc prace sekcji naukowych i wydawnictwo „Gaz, Woda i Technika Sanitarna”. Na kolejnych Zjazdach uchwalone były wnioski, dotyczące nauczania i organizacji działu inżynierii sanitarnej.

— W ciągu okresu od 1947 do 1950 roku przy PZGW i TS działało Biuro Studiów oraz Kolegium Rzeczników. Biuro Studiów do chwili powołania biur projektowych spełniało rolę instytucji opiniującej studia i projekty techniczno - sanitarne, przede wszystkim wodociągów, kanalizacji, ujęć wody, oczyszczalni wody i ścieków zarówno dla miast i osiedli jak i dla przemysłu.

— Polski Komitet Normalizacyjny już w 1945 r. powołał do życia Dział Techniki Sanitarnej z podziałem na komisje wodociągowo - kanalizacyjną, instalacji wewnętrznych, oczyszczania miast i kilku innych. Komisje opracowały szereg norm dotyczących podstaw do projektowania i studiów w dziedzinie wodociągów, kanalizacji, oczyszczania miast itp. Ponadto opracowane zostały warunki badania i odbioru pomp odśrodkowych, warunki badania i odbioru studzien rurowych itp.

— Biura Projektowe m. in. Centralne Biuro Projektów Architektonicznych i Budowlanych, Centralne Biuro Studiów i Projektów Budownictwa Przemysłowego, a także ostatnio utworzone Centralne Biuro Studiów i Projektów Budownictwa Komunalnego prowadziły lub prowadziły prace projektowe oraz studia, niezbędne do projektów w różnych dziedzinach inżynierii sanitarnej. Badania te i studia opierają się na pracach Państwowego Instytutu Geologicznego (PIG), Państwowego Instytutu Hydrologicznego - Meteorologicznego (PIHM) oraz Państwowego Zakładu Higieny (PZH). Biura projektowe nie prowadziły i nie mogą prowadzić badań naukowych, natomiast jako przedsiębiorstwa państwowe, muszą w określonym terminie wyprodukować potrzebną liczbę projektów, tzw. dokumentacji technicznej umożliwiającej realizację 6-letniego Planu.

Należy podkreślić, że przed wojną stosunkowo wiele projektów i studiów w dziedzinie wodociągów i kanalizacji oraz innych dziedzinach inżynierii sanitarnej oddawane było do wykonania fachowcom i firmom zagranicznym. Projekty te nie zawsze stały na odpowiednim poziomie, a najczęściej nie odpowiadały potrzebom kraju. Były wprawdzie i opracowania rodzime, lecz te przeważnie wykonane zostały pod wpływem wzorów obcych, nie zawsze odpowiadających istotnym naszym potrzebom. Główną przyczyną powyższego stanu tkwiła w braku podstaw naukowych i braku doświadczeń które pozwoliłyby na stworzenie wzorów własnych.

Plan 6-letni

Ustawa o 6-letnim Planie rozwoju gospodarczego i budowy podstaw socjalizmu na lata 1950 — 1955 (Dz. U. R. P. Nr 37 z dnia 30.8.50 r.) wysunęła również w dziedzinie inżynierii sanitarnej jako w jednym z działów gospodarki narodowej, szereg niezmiernie ważnych zagadnień.

Zaznaczyć należy, w związku z zagadnieniem realizacji Planu 6-letniego, że tylko część inwestycji w dziedzinie inżynierii sanitarnej została wyodrębniona

i wymieniona w ustawie. Znaczna natomiast liczba inwestycji takich nie została wyodrębniona i jest ukryta w ogólnych pozycjach (tytułach) inwestycyjnych. Wynika stąd, że nakłady na inwestycje techniczno-sanitarne są znacznie większe aniżeli te, które zostały wymienione w ustawie. Do tych nakładów należy dodać tę część nakładów na urządzenia techniczno-sanitarne, która jest objęta innymi tytułami, np. przemysłu, budownictwa osiedlowego, mieszkaniowego itp., a które stanowią określony i poważny procent kosztu tych inwestycji.

Realizacja zadań Planu 6-letniego w dziedzinie inwestycji techniczno-sanitarnych przez budowę nowych i rozbudowę istniejących zakładów wodociągowych i kanalizacyjnych, oczyszczalni wody i ścieków, zakładów oczyszczania osiedli, łaźni i kąpielisk, pralni, melioracji osiedli itp. pozwoli na:

— znaczne podniesienie spożycia wody przez przemysł, zwłaszcza na terenach o deficycie wodnym,

— znaczne podniesienie spożycia wody przez ludność dotychczas pozbawioną wody, kanalizacji i innych urządzeń,

— znaczne wyrównanie różnic między poszczególnymi dzielnicami kraju,

— znaczne wyrównanie różnic między poszczególnymi dzielnicami miast,

— częściowe wyrównanie różnic między dużym miastem i małym, a zwłaszcza wsią społeczną,

— podniesienie stopnia wyposażenia wewnętrzny bryk, miast i osiedli,

— podniesienie bezpieczeństwa kraju pod względem zdrowotnym, podniesienie potencjału finansowego kraju, budowę nowych miast, osiedli i dzielnic,

— Podniesienie stopnia wyposażenia wewnętrznego (instalacji domowych) w mieszkaniach robotniczych.

Realizacja Planu 6-letniego w dziedzinie inżynierii sanitarnej w przytoczonych wyżej ramach wymaga:

— zabezpieczenia niezbędnych kadr na wszystkich szczeblach, poczynając od robotników wykwalifikowanych, a na naukowcach kończąc,

— wykonania niezbędnych prac wstępnych, studiów technicznych, hydrogeologicznych i hydrologicznych, wiercen i poszukiwań terenowych, a także badań laboratoryjnych,

— przygotowania odpowiedniej dokumentacji technicznej i prawnej,

— przygotowania produkcji materiałów i urządzeń z uwzględnieniem zastępczych materiałów,

— stworzenia warunków odpowiedniego wykonania inwestycji,

— kontroli wykonania nie tylko po zakończeniu inwestycji, ale i w czasie jej realizowania.

Stan i potrzeby w dziedzinie inżynierii sanitarnej

Stan sanitarny miast i osiedli w Polsce pozostawia wiele do życzenia. Struktura istniejących miast i osiedli wymaga zmian zasadniczych. W okresie przedwojennym było nie do pomyślenia przeprowadzenie nawet stosunkowo niewielkich zmian, które były połączone — ze względu na istniejący ustrój — z trudnościami nie do przebycia.

Z drugiej strony w okresie powyższym dbałość władz skoncentrowana była przede wszystkim na dzielnicach śródmiejskich, zamieszkałych przez ludność zamożniejszą, natomiast dzielnice peryferyjne z ludnością uboższą, robotniczą, pozostawione bez opieki, rozwijały się samorzutnie, dziko.

Dlatego też naprawa powyższych stosunków wymaga gruntownych zmian i przełamania istniejącej

struktury, co możliwe jest do przeprowadzenia jedynie w ustroju socjalistycznym. Prace te będą wymagały współdziałania wszystkich fachowców pod kierunkiem naukowym i technicznym najwybitniejszych inżynierów sanitarnych.

M i a s t a. Na ogólną liczbę 705 miast w Polsce, wodociągi istnieją w 369 (52,3%) miastach, zaś kanalizacje w 326 (46,2%) miastach. Istniejące zakłady wodociągowe i kanalizacyjne jeszcze nie spełniają całkowicie swej roli, gdyż:

— przeciętne zapotrzebowanie wody w Polsce na skutek braku odpowiednich urządzeń w domach i mieszkaniach, nawet znajdujących się przy ulicach posiadających sieci, jest niskie, niższe od zapotrzebowania przeciętnego w innych krajach:

— urządzenia powyższe nie są równomiernie rozłożone na terenie kraju i np. województwo wrocławskie posiada 97,1% miast zaopatrzonych w wodociągi i 94,2% miast zaopatrzonych w kanalizację, analogicznie olsztyńskie — 94,1% i 79,4%, opolskie — 88,9% i 92,6%, natomiast województwo łódzkie — 11,4% i 5,7%, lubelskie 12,5% i 8,3%, kieleckie — 22,2% i 11,1%, a nawet warszawskie — zaledwie 26,5% miast posiada wodociąg i 10,2% miast kanalizację;

— istniejące urządzenia sanitarne w miastach znajdują się w dzielnicach śródmiejskich, podczas gdy dzielnice robotnicze peryferyjne są ich pozbawione. Jest to pozostałość okresu przedwojennego i klasowego stosunku do spraw techniczno-sanitarnych.

W i e ś pozbawiona jest nie tylko wodociągów i kanalizacji, lecz często nie posiada dobrej wody do picia, higienicznych ustępów, odpowiednich gnojowisk i łaźni. Mieszkania wiejskie, zresztą jak i wiele miejskich, nie odpowiadają elementarnym wymaganiom higieny.

Na ogólną liczbę 25.600 studzien publicznych i o charakterze publicznym posiadało dobrą wodę 49%, a wodę niepewną 35%. Mała ilość wsi (494) zaopatrzonych w wodociągi znajduje się przeważnie w zachodnich województwach, np. w województwie wrocławskim — 151, katowickim — 93 i koszalińskim — 84, natomiast w województwie łódzkim, lubelskim i kieleckim brak jest zupełnie wodociągów wiejskich. Kanalizacja istnieje zaledwie w 169 wsiach, z tego w województwie wrocławskim — 85 i katowickim — 46, natomiast województwa warszawskie, łódzkie, lubelskie, kieleckie i białostockie nie posiadają zupełnie kanalizacji na wsi.

Jeżeli uwzględnimy, że mamy w Polsce ponad 40.000 gromad wiejskich, znajdujących się w granicach 3000 gmin wiejskich, przytoczone wyżej dane wskazują, jak wielkie potrzeby techniki sanitarnej istnieją na terenach wsi.

U z d r o w i s k a, bogate w wodę mineralną i inne naturalne środki lecznicze, powinny posiadać i urządzenia sanitarno-techniczne na odpowiednim poziomie. W rzeczywistości często zdarza się, że uzdrowiska, wskutek swego wyjątkowego położenia, nie posiadają wody pitnej w dostatecznej ilości i odpowiedniej jakości, jak również utrudnione mają odprowadzenie ścieków.

P r z e m y ś ł. Jednym z najważniejszych konsumentów wody jest przemysł. Woda wodociągowa używana jest przez przemysł przede wszystkim dla celów pitnych i gospodarczych, ale również w niektórych wypadkach jako surowiec, do chłodzenia, do ochrony przeciwpożarowej i innych celów. Ilość wody wodociągowej używana przez przemysł stanowi ok. 33% ogólnej ilości wody dostarczanej przez te wodociągi, nie licząc wody przemysłowej z własnych źródeł. Ilość ta ze względu na przewidziany znaczny wzrost przemysłu, ma również tendencję zwiększającą w większym stopniu aniżeli wzrost spożycia wody przez ludność i musi być uwzględniona w ogólnych obliczeniach zapotrzebowania wody.

Sprawa odprowadzenia ścieków przemysłowych stanowi specjalne zagadnienie, ze względu na olbrzymie ilości ścieków oddawanych przez przemysł i zanieczyszczenia z okresu przedwojennego. Ściśle łączy się z tym sprawa ochrony wód przed zanieczyszczeniem, a także ochrony powietrza i gleby.

Sprawa ta, mająca duże znaczenie dla gospodarki narodowej, jest szczególnie ważna na terenach przemysłowych — wodno-deficytowych. Na terenach takich (zagłębie śląskie, wałbrzyskie, okręg dzierzoniowski, jeleniogórski, łódzki i in.) sprawa zaopatrzenia w wodę stanowi poważne zagadnienie i wymaga studiów technicznych i naukowych, gdyż jest warunkiem rozwoju i istnienia niektórych przemysłów.

Z a g a d n i e n i e k a d r

Zagadnienie kadr można rozważyć po pierwsze — od strony różnego rodzaju dziedzin, wchodzących w zakres inżynierii sanitarnej, po drugie — od strony różnego rodzaju faz czynności, mianowicie:

- planistycznych na szczeblu najwyższym,
- planistycznych terenowych (regionalnych) oraz wewnątrz zakładowych,
- naukowo-badawczych i szkoleniowych,
- projektowania (dokumentacji),
- wykonawstwa i kontroli,
- administracji technicznej.

Kadry wymagają odpowiedniego stopnia przygotowania teoretycznego — techniczno-naukowego oraz praktycznego (doświadczenia). Już w okresie realizacji Planu 3-letniego dał się zauważyć brak fachowców inżynierów i techników w dziedzinie inżyniersko-sanitarnej, spowodowany ubytkiem wojennym, wyniszczeniem przez okupanta wybitnych profesorów i fachowców, brakiem należytego kształcenia z okresu przedwojennego oraz przejściem do atrakcyjniejszej dziedziny budownictwa ogólnego w okresie odbudowy.

Stan kadr z końcem Planu 3-letniego w niektórych dziedzinach uległ zmianie na lepsze, w inżynierii sanitarnej natomiast nie wiele się poprawił, z wyjątkiem melioracji osiedlowych, w której notuje się większy postęp na skutek systematycznego szkolenia na dwuletnim wyższym studium przy SGGW w Warszawie. Studia te są uzupełniane wykładem inżynierii sanitarnej dla potrzeb wsi.

Opierając się na danych z ankiety skierowanej przez PKPG, na prośbę Prezydium Podsekcji Techniki Sanitarnej I Kongresu Nauki Polskiej, do różnych resortów oraz na analizie potrzeb i wynikach obliczeń przeprowadzonych w gospodarce wodnej, stwierdzić możemy, że potrzeby kadrowe w dziedzinie inżynierii sanitarnej dla zrealizowania zadań Planu 6-letniego są następujące:

— inżynierów magistrów	300
— inżynierów zawodowych	700
— techników	5.000
— majstrów i robotników wykwalifikowanych	30.000

Są to liczby na nasze warunki i możliwości bardzo duże. Zagadnienie kadr wymaga specjalnej i wnikliwej uwagi. W najważniejszych dziedzinach inżynierii sanitarnej, związanych ściśle z gospodarką wodną, jak wodociągi, kanalizacja, melioracja oraz ochrona wód przed zanieczyszczeniem, występują te same zjawiska, które są związane z gospodarką wodną.

W dziedzinie gospodarki wodnej proces ostatecznego planowania inwestycji poprzedzają długotrwałe studia przyrodnicze, hydrologiczne, hydrogeologiczne, techniczne i ekonomiczne, wszystkie na szczeblu naukowym. Sprzeczne często interesy odcinkowe poszczególnych resortów lub regionów, długotrwałe studia w okresie wzmoczonych inwestycji, czynią zagadnienie planowania wymienionych wyżej działów inżynierii sanitarnej procesem szczególnie pracochłonnym, jeśli chodzi o wysoko kwalifikowany personel naukowo-techniczny.

W żadnej niemal dziedzinie gospodarki narodowej walka o obniżenie kosztów inwestycji i osiągnięcie większej efektywności nie jest tak potrzebna, a jednocześnie tak trudna do wygrania, jak w działach wodnych inżynierii sanitarnej, ściśle związanych z całokształtem gospodarki wodnej.

Z a g a d n i e n i a m a t e r i a ł u i d o s k o n a l s z y c h f o r m p r a c y

Niezależnie od walki o należyte wyzyskanie istniejących materiałów przy realizowaniu Planu 6-letniego, zachodzi konieczność zastosowania w większym niż dotychczas stopniu zastępczych lecz wartościowych dla budowy materiałów w miejsce deficytowych.

W tym celu należy czynić następujące wysiłki naukowo-badawcze:

- dla wodociągów — 1) badania zastosowania rur niemetalicznych — żelbetowych i azbestocementowych (oszczędność stali i żeliwa), 2) stosowania spawania rur metalicznych (oszczędność obrotu), 3) stosowania automatycznych urządzeń do kontroli ciśnienia sieci (zapobieganie awariom), 4) zbadania warunków stosowania oddzielnych wodociągów dla ludności i przemysłu;
- dla kanalizacji — 1) badania zastosowania rur kwasoodpornych azbestocementowych, asfaltopiaszkowych, ceramicznych, torkretowanych, 2) zautomatyzowania ruchu przepompowni i oczyszczalni ścieków;
- dla zakładów oczyszczania ścieków — 1) badania możliwości i warunków usuwania nieczystości stałych za pośrednictwem sieci kanalizacyjnej, przy zastosowaniu rozdrabniarek, 2) badania warunków wykorzystania, unieszkodliwienia i niszczenia nieczystości na miejscu ich powstawania, 3) badania warunków unieszkodliwienia i wykorzystania cennych składników zawartych w ściekach przemysłowych, a także w ściekach miejskich;
- dla wszystkich dziedzin inżynierii sanitarnej — badania doskonalenia form mechanizacji robót inwestycyjnych;
- dla uzdrowisk — badania zastosowania rur i armatury z materiału odpornego na niszczące działanie wód leczniczych;
- dla wsi — badania zastosowania prostszych i tańszych elementów w urządzeniach techniczno-sanitarnych, odpowiadających potrzebom i warunkom wsi.

P l a n b a d a ń n a u k o w o - b a d a w c z y c h

Zadania, jakie stawia Plan 6-letni w dziedzinie inżynierii sanitarnej, tj. zakładów i urządzeń sanitarnych zarówno komunalnych, jak i przemysłowych, są bardzo duże.

Zadania te będą należycie spełnione, jeżeli rozwiązania będą oparte na podstawach naukowych. Dlatego też nieodzowne jest prowadzenie badań w poszczególnych przygotowanych do tego placówkach naukowych i stacjach doświadczalnych zakładów wodociągowo-kanalizacyjnych, a także w poszczególnych obronach do tego celu zakładach przemysłowych. Rodzaj badań musi być odpowiednio podzielony przede wszystkim w zależności od potrzeb miejscowych (regionu), jak i możliwości prawidłowego i skutecznego przeprowadzenia tych prac.

Plan badań w okresie 6-lecia 1950—1955 powinien objąć następujące zagadnienia:

I. Metodyka badań stnitarno-technicznych.

- Ujednostajnienie metod badania wody pod względem fizycznym, chemicznym i bakteriologicznym w oparciu o naukowe podstawy badawcze.
- Ujednostajnienie metod badania ścieków i osadów ściekowych jw.

Uzasadnienie: różnorodność metod stosowanych przy badaniu wody i ścieków wymaga naukowego ich uzasadnienia, odrzucenia przestarzałych i wypracowania nowych metod, odpowiadających potrzebom kraju.

II. Zagadnienia zaopatrzenia w wodę przemysłu i osiedli.

- Charakterystyka składu naturalnych wód i ich przydatności do zasilania wodociągów dla różnych przemysłów i osiedli z podziałem na ujęcia a) wód gruntowych i b) wód powierzchniowych.

Uzasadnienie: rozwój przemysłu i osiedli wymaga dokładnego orientowania się w zasobach wodnych danego regionu.

III. Zagadnienia usuwania ścieków, ich unieszkodliwiania oraz wykorzystania dla celów przemysłowych i rolniczych.

- Charakterystyka składu ścieków pochodzących z różnych zakładów przemysłowych i osiedli.
- Całkowite wykorzystanie ścieków dla celów przemysłowych i rolniczych.

Uzasadnienie: sprawa usuwania ścieków łączyć się powinna nie tylko z ich unieszkodliwieniem, lecz także wykorzystaniem ścieków przemysłowych na tych zakładach oraz miejskich w rolnictwie.

IV. Zagadnienia ochrony wód, powietrza i gleby przed zanieczyszczeniem.

- Próby sklasyfikowania rzek polskich na podstawie stopnia ich zanieczyszczenia.
- Metody dezynfekcji powietrza oraz mikroelementy w powietrzu i wodzie — wpływ na zdrowie ludności miast i osiedli.
- Skuteczność dezynfekcji ścieków w szpitalach.
- Zastosowanie detergentów przy oczyszczaniu ścieków, dezynfekcji i dezynsekcji.

Uzasadnienie: sprawa ochrony wód, powietrza i gleby przed zanieczyszczeniem jest ściśle związana z rozwojem przemysłu i osiedli. Ochrona wód wymaga oczyszczania ścieków. Nowoczesne oczyszczanie polega na stosowaniu różnych środków chemicznych o właściwościach mydła, tzw. detergentów, usprawniających i zmniejszających koszt tego oczyszczania. W Polsce zagadnienie to praktycznie nie jest znane.

V. Zagadnienie inżynierii sanitarnej w uzdrowiskach.

- Zagadnienie pitnych wód gruntowych i powierzchniowych na terenach zawierających wody mineralne oraz wpływy wzajemne tych wód.
- Badane istniejących urządzeń na terenie uzdrowisk, obfitujących w wody mineralne i pozbawionych wód pitnych oraz elementarnych urządzeń sanitarnych, powinien ulec zmianie. Należy zastąpić nieodpowiednie materiały przez trwalsze i właściwsze.

VI. Zagadnienia inżynierii sanitarnej na wsi.

- Badania nad stałym chlorowaniem wody studzien kopanych.
- Uproszczone sposoby odżelaziania, zmiękczenia i dezynfekowania wody.
- Uproszczone sposoby gromadzenia i wyzyskania ścieków i odpadków, jako problem gospodarczy i sanitarny.
- Badania nad nierównomiernością rozbioru wody oraz potrzebami przeciwpożarowymi.

Uzasadnienie: uzdrowotnienie wsi sprowadza się właściwie do zaopatrywania w dobrą wodę i wykorzystania ścieków i odpadków. Należy opracować proste i tanie metody rozwiązania zaspokojenia potrzeb przeciwpożarowych.

VII. Zagadnienie kąpielisk i pływalni.

- Czynniki decydujące o stanie sanitarnym pływalni.

— Ocena poszczególnych typów kąpielisk naturalnych i sztucznych.

— Biologia pływalni sztucznych.

Uzasadnienie: pływalnie naturalne i sztuczne mają duże znaczenie dla zdrowotności narodu i jako teren sportowe. Stan sanitarny pływalni budzi duże zastrzeżenia, czynniki wpływające na stan sanitarny pływalni są różnorodne i niedostatecznie jeszcze poznane. Brak jest dostatecznych podstaw naukowych do oceny jakości biologicznej wody w pływalniach. Dotychczasowe kryteria, oparte na oznaczaniu miana Coli, często zawodzą. Dalsze badania są konieczne.

VIII. Zagadnienie kąpielisk i pływalni.

- Normy wody pożarowej dla osiedli.
- Normy wody pożarowej dla poszczególnych gałęzi przemysłu.
- Urządzenia zewnętrzne i wewnętrzne (instalacje) przeciwpożarowe.

Uzasadnienie: zagadnienie ochrony przeciwpożarowej łączy się ze sprawą należytego zaopatrzenia w wodę. Zapobieganie stratom pożarowym jest konieczne.

IX. Metody i środki techniczne zwalczania przenosicieli chorób.

- Ekologiczne podstawy deratyzacji.
- Racjonalne metody zabezpieczenia budynków przed szczurami.
- Metody zwalczania much, komarów itp. środkami chemicznymi.

Uzasadnienie: walka z dudem brzuszny i letnimi biegunkami u dzieci łączy się z akcją odmuszania i odkomarzania. Straty gospodarcze z powodu zaszczurzenia Polski wynoszą około 150 mln. zł rocznie. Obecne metody zwalczania szczurów nie są dostatecznie oparte na ich ekologii, co jedynie może zagwarantować skuteczność akcji „D”.

X. Ocena stanu uzbrojenia sanitarnego terenu.

- Stan wodociągów, kanalizacji, oczyszczalni wody i ścieków, zakładów oczyszczania osiedli, a także stan pływalni, kąpielisk i innych urządzeń sanitarnych, wraz z wynikami badań i oceną sanitarną.

Uzasadnienie: dotychczasowe dane są niedostateczne, są one potrzebne zarówno dla służby zdrowia, jak i dla planowania inwestycji sanitarno-technicznych.

XI. Ochrona żelaznych i stalowych rurociągów i zbiorników przed korozją.

- Badania nad katodową ochroną rurociągów i zbiorników wodnych z żelaza i stali przed korozją.
- Badania nad ochroną rurociągów wodnych przed korozją za pomocą korekty pH.

Uzasadnienie: oszczędność deficytowego materiału, jakim jest żelazo i stal oraz zapobieganie znacznym stratom.

XII. Zagadnienie podstaw naukowych ustawodawstwa przemysłowego w dziedzinie inżynierii sanitarnej.

- Określenie stref sanitarnych w stosunku do osiedli ze względu na zanieczyszczenia wody, gleby i powietrza oraz hałasy i wstrząsy.
- Lokalizacja poszczególnych oddziałów na terenie zakładu.
- Lokalizacja ujęcia wody pitnej oraz wylotu ścieków.
- Urządzenia techniczno-sanitarne w zakładach stałych oraz na terenie budowlanym pod przyszłe wielkie zakłady.

Uzasadnienie: istniejące prawodawstwo przemysłowe nie jest oparte na wynikach badań naukowych. W szczególności ustawodawstwo polskie w zakresie inżynierii sanitarnej jest niedostateczne, a poza tym wymaga unowocześnienia w oparciu o badania i podstawy naukowe.

DZIAŁ II – PODSTAWY PROJEKTOWANIA

PROF. DR INŻ. KAZIMIERZ DĘBSKI

Perspektywiczny bilans wodny i jego opracowanie

(dokończenie)

OBLICZENIE ZMIAN POMELIORACYJNYCH

Zmiany jednostkowe elementów bilansu wodnego zlewni zmeliorowanej i zagospodarowanej (według prof. Ostromięckiego).

Ocena zmian jednostkowych nie jest łatwa. Rodzaj i wielkość zmian zależy od bardzo wielu różnych czynników, a w szczególności od rodzaju robót wodnych, melioracyjnych i agrotechnicznych, od rodzaju użytków rolnych i od sposobu ich zagospodarowania, od pór roku i od przebiegu zjawisk klimatycznych i hydrologicznych.

Obszerne studia zmierzające do oceny zmian bilansu wodnego wywołanych robotami wodno-melioracyjnymi i odmiennym zagospodarowaniem terenu przeprowadzono w różnych krajach, ostatnio bardzo wiele w Związku Radzieckim.

Zagadnieniem tym zajmuje się u nas niewiele osób, wśród nich głównie profesorowie Bac i Ostromięcki.

Prof. Ostromięcki opracował sprawozdanie na ten temat, mające na celu przystosowanie norm opartych na doświadczeniach radzieckich do warunków spotykanych na zlewni Bugu. Zaleca on podział badanej zlewni na kategorie obszarów o typowej charakterystyce, na których przewidziano pewne określone roboty wodno-melioracyjne i zabiegi agrotechniczne.

Kategoria 1 są to tereny płaskie, składające się z pól ornych nie wymagających drenowania i z nieużytków przeznaczonych do zalesienia. Prof. Ostromięcki przyjmuje, że po wprowadzeniu płodozmianów trawo-polnych, po zastosowaniu głębszej orki, polepszeniu struktury gleby przez zwiększenie zawartości próchnicy w glebie, wreszcie po zalesieniu nieużytków i wprowadzeniu zadrzewień śródpolnych pojemność wodna profilu gleby zwiększy się o 10 mm. Spowoduje to zatrzymanie tej ilości wody w glebie w kwartale wiosennym i zmniejszenie odpływu wody wiosennej o tę samą ilość. Wilgoć zmagazynowana w glebie na wiosnę wejdzie do bilansu wodnego następnych kwartałów w postaci zwiększonego parowania terenowego i dopływu wody gruntowej korytami rzek.

Kategoria 2 są to tereny podległe obecnie zmywom powierzchniowym i zbocza, narażone na erozję. Tereny te muszą być chronione przed zmywami i erozją za pomocą różnych zabiegów dostosowanych do miejscowych warunków. W tym celu zabiegi mogą być następujące: orka wzdłuż warstw, odpowiednie płodozmiany, zadrzewienia, obudowa debr i wawozów itp. Prof. Ostromięcki przyjmuje, że za pomocą stosownych środków można zwiększyć pojemność wodną terenów o 30 mm, które będą zatrzymane przez glebę w kwartale wiosennym i następnie oddane na parowanie i odpływ gruntowy.

Kategoria 3 są to pola orne wymagające drenowania. Prof. Ostromięcki opiera się na wskazówkach Trosbacha¹⁾ i uwzględniając stosunki zachodnie w dorzeczu Bugu (po Wyszków) ocenia zmiany jednostkowe odpływu po dokonanych drenowaniu pól ornych następująco: w kwartale wiosennym (miesiące luty, marzec, kwiecień) wzrost warstwy odpływu o 4 mm, w kwartale letnim (miesiące maj, czerwiec, lipiec) wzrost odpływu o 11 mm, w kwartale jesiennym

(miesiące sierpień, wrzesień, październik) zmniejszenie odpływu o 9 mm, w kwartale zimowym (miesiące listopad, grudzień, styczeń) zmniejszenie odpływu o 6 mm.

Kategoria 4 są to meliorowane użytki zielone w dolinach rzek i torfowiska. Prof. Ostromięcki przyjmuje, że regulacja wilgotności odbywać się tu będzie za pomocą systemu rowów otwartych. Działanie osuszające rowów koncentruje się głównie w kwartale wiosennym, zaś nawodniające — w kwartale letnim, kiedy zamyka się zastawki dla powstrzymania odpływu. Odpływ naturalny zmieni się pod wpływem urządzeń regulacyjnych następująco:

- w kwartale wiosennym wzrośnie o 15 mm,
- w kwartale letnim zmaleje o 15 mm,
- w kwartale jesiennym zmaleje o 5 mm,
- i w kwartale zimowym wzrośnie o 3 mm.

Prof. Ostromięcki uważa, że oprócz tych zmian, spowodowanych działaniem urządzeń technicznych, regulujących ilości wody odpływającej, powstaną jeszcze zmiany, spowodowane wzrostem zapotrzebowania wody na produkcję masy roślinnej.

Kategoria 5 są to pola uprawne i łąki, na których wzrośnie produkcja masy roślinnej po zastosowaniu różnych środków agrotechnicznych. Prof. Ostromięcki przyjmuje, że przy wzroście plonów o 35% zachodzić tu będzie następujący wzrost wysokości warstwy wyparowanej z terenu:

- w kwartale wiosennym 2 mm,
- w kwartale letnim 15 mm,
- w kwartale jesiennym 9 mm.

Wzmóżone parowanie zużywać będzie częściowo zmagazynowane w zlewni pozimowe zapasy wody, poza tym odbywać się będzie kosztem odpływu wody gruntowej, który ulegnie odpowiedniemu zmniejszeniu.

Kategoria 6 są to planowane stawy rybne. Prof. Ostromięcki przyjmuje, że na napełnienie stawów na wiosnę potrzeba 1250 mm; straty wody wskutek parowania w ciągu lata i jesieni wyniosą 150 mm, zaś zrzuć przy spuszczeniu wody ze stawów w jesieni wyniosć będą 1000 mm.

Tablica zmian jednostkowych

Słuszności podziału powierzchni zlewni na kategorie obszarów ani podanych przez prof. Ostromięckiego wielkości zmian jednostkowych nie będziemy dowodzić ani dyskutować.

W danym wypadku zależy nam mniej na udowodnieniu ścisłości naszych założeń, jak na przeciwstawieniu sposobu opracowania bilansu wodnego, perspektywicznego, na podstawie założeń, które zostały przez nas przyjęte.

Przyjmując normy zmian jednostkowych, podane przez prof. Ostromięckiego za słuszne, spróbujemy sporządzić odpowiadającą im tablicę zmian jednostkowych (tabl. X). Zmiany dotyczyć będą odpływu, parowania i retencji. Zakładamy, że w każdym rozpatrywanym przedziale czasu spełniony musi być warunek zachowania materii:

$$\Delta H + \Delta S + \Delta R = 0$$

z którego wynika, że ilość wody znajdującej się w obiegu zmieniać się nie będzie.

¹⁾ Der Einfluss der Bodenentwässerung auf den Wasserhaushalt der Gewässer. 1935.

TABLICA X

Tablica zmian jednostkowych przy różnych obszarach odpowiadająca wzrostowi produkcji rolnej o 35%

Kategoria obszaru	Kwartał (miesiące)	O d p ł y w		P a r o w a n i e		R e t e n c j a	
		—	+	—	+	—	+
1 terenu płaskie, nie wymagające drenowania	XI—I						
	IV—IV	10	—	—	—	—	10
	V—VII	—	1	—	4	5	—
	VIII—X	—	—	—	—	—	—
2 tereny chronione przed zmykami	XI—I	—	—	—	—	1	—
	II—IV	30	—	—	—	—	30
	V—VII	—	7	—	5	12	—
	VIII—X	—	8	—	—	8	—
3 pola orne, wymagające drenowania	XI—I	6	—	—	—	—	6
	II—IV	—	4	—	—	4	—
	V—VII	—	11	—	—	11	—
	VIII—X	9	—	—	—	—	9
4 meliorowane użytki zielone	XI—I	—	3	—	—	3	—
	II—IV	—	15	—	2	15 + 2	—
	V—VII	15 + 15	—	—	5 + 15	—	10
	VIII—X	5 + 9	—	—	2 + 9	—	3
5 pola uprawne ulepszone środkami agrotechnicznymi	XI—I						
	II—IV				2	2	
	V—VII	15			15		
	VIII—X	9			9		
6 planowane straty rybne	XI—I						
	II—IV	1250					1250
	V—VII		1000		150	150	
	VIII—X				100	1100	
Sumy kontrolne		1373	1049	—	318	13.2	1318
Salda kontrolne		324	—	—	318	—	006

Sposób sporządzenia zestawienia opisano szczegółowo poniżej.

Na obszarach należących do pierwszej kategorii przewidziano wzrost retencji w kwartale wiosennym o 10 mm. O tyle musi się zmniejszyć odpływ w tym kwartale. Część wody retencjonowanej musi następnie wyparować i odpłynąć. Przyjęto, że w kwartale letnim wyparuje 4 mm, a odpłynie 1 mm, natomiast retencja zmniejszy się o 5 mm.

Na obszarach kategorii drugiej przewidziano analogicznie wzrost retencji w kwartale wiosennym o 30 mm i takie samo zmniejszenie odpływu w tym czasie. Przyjęto, że z wody zatrzymanej w kwartale wiosennym wyparuje w kwartale letnim 5 mm, odpłynie ponadto w kwartale letnim 7 mm i w jesiennym 8 mm.

Zmiany odpływu, jakie nastąpią na obszarach kategorii trzeciej muszą być zrównoważone odpowiednimi zmianami retencji.

Na obszarach kategorii czwartej zachodzić będą zmiany odpływu spowodowane działaniem technicznych urządzeń melioracyjnych, a ponadto zwiększy się znacznie zużycie wody na wytworzenie zwiększonej ilości masy roślinnej. Zwiększenie odpływu w półroczu zimowym dokona się kosztem odpowiedniego ubytku retencji. Zmniejszenie odpływu w półroczu letnim nastąpi z powodu zwiększenia ilości wody wyparowanej i retencjonowanej w zlewni. Przyjęto, że na parowanie przypadnie w kwartale letnim 5 mm, a w jesiennym 2 mm, na retencję odpowiednio 10 i 3 mm. Zwiększenie zużycia wody na wytworzenie masy roślinnej dokona się w kwartale wiosennym kosztem zapasów retencyjnych, a w półroczu letnim kosztem odpływu.

Tak samo pokryty będzie nadmiar zużycia wody na wytworzenie masy roślinnej na obszarach należących do kategorii piątej.

Na obszarach kategorii szóstej zmiany odpływu i parowania równoważyć się muszą z odpowiednimi zmianami retencji i odwrotnie, zmiany retencji spowodować muszą zmiany odpływu.

Jak wynika z powyższego opisu, za punkt wyjścia do sporządzenia tablicy X przyjęto w zasadzie normy zmian podane przez prof. Ostromięckiego, jednakże normy te należało jeszcze uzgodnić z warunkami zachowania materii. Uczyniono to, posługując się pewną ilością założeń, opartych na subiektywnej ocenie, na razie nie udowodnionej faktami.

Zmiany jednostkowe podane w tablicy X przedstawiają nam pierwsze założenie, odpowiadające przewidywanemu wzrostowi produkcji rolnej o 35%. Według tego założenia zmiany jednostkowych będą następnie obliczone bezwzględne wielkości zmian, odniesionych do całej zlewni. Te dopiero muszą być skonstruowane z postawionym warunkiem zachowania materii i odpowiednio poprawione.

OPRACOWANIE PODSTAW BILANSU PERSPEKTYWICZNEGO

Zmiany bilansu odniesione do całej zlewni.

Do obliczenia zmian bezwzględnych opadu, odpływu i retencji, odniesionych do całej zlewni potrzebna jest znajomość udziału szczególnych użytków w powierzchni zlewni oraz wielkość obszarów, które mogą być zaliczone do poszczególnych typów, według klasyfikacji podanej przez prof. Ostromięckiego.

Poniżej znajdujemy 3 tablice, z których każda zawiera podział zlewni Bugu, wyrażony w procentach zlewni po Wyszoków, według użytków rolnych i według kategorii obszarów, dostosowany do wymagań stawianych resortowi rolnictwa w państwowych planach gospodarczych, krótko i długofalowych.

W szczególności znajdujemy tablicę XI przedstawiającą stan, który ma być osiągnięty w roku 1955, odpowiadający wzrostowi produkcji rolnej o 25%, dalej tablicę XII przedstawiającą stan w roku 1965, odpowiadający wzrostowi produkcji o 50%, wreszcie tablicę XIII przedstawiającą stan zlewni w roku 2000, odpowiadający wzrostowi produkcji o 100%.

TABLICA XI

Podział zlewni na użytki gospodarcze i kategorie obszarów w roku 1955

Nr	Rodzaje użytków	Procent ogólny	Kategorie obszarów wg prof. Ostromeckiego							
			1	2	3	4	5	6	7	
1.	Grunty orne									
	a] wymagające drenowania	0,7			0,7					
	b] wymagające zabiegów antyerozyjnych	0,5		0,5						
	c] inne	41,3	39				2,3			
2.	Łąki i pastwiska									
	a] torfowe	4,5				4	0,5			
	b] mineralne	9,5				8	1,5			
3.	Lasy i zadrzewienia	4,0	2			2				
4.	Sady i ogrody	1					1			
5.	Stawy i jeziora	0,05						0,05		
6.	Nieużytki									
	a] piaszczyste	1	1							
	b] bagienne	1				1				
	c] odłogi	—								
7.	Różne kategorie użytków nie biorące udziału w intensyfikacji, które nie wpływają na zmianę bilansu wodnego									
		36,45							36,45	
Razem w procentach			100,00	42	0,5	0,7	15,0	5,3	0,05	36,45

TABLICA XII

Podział zlewni na użytki gospodarcze i kategorie obszarów w 1965 r.

Nr	Rodzaje użytków	Procent ogólny	Kategoria obszarów wg prof. Ostromeckiego						
			1	2	3	4	5	6	7
1.	Grunty orne								
	a) wymagające drenowania	2			2				
	b) wymagające zabiegów antyerozyj- nych	1,5		1,5					
	c) inne	41,5	34,5				7		
2.	Łąki i pastwi- ska								
	a) torfowe	5				3,5	1,5		
	b) mineralne	10				6	4		
3.	Lasy i zadrze- wienie	8	4			4			
4.	Sady i Ogrody	1,5					1,5		
5.	Stawy i jeziora	0,15						0,15	
6.	Nieużytki								
	a) piaszczyste	3,5	3,5						
	b) bagienne	3,5				3,5			
	c) odłogi	—							
7.	Różne kategorie użytków nie biorące udzia- łu w intensy- fikacji pro- dukcji rolnej								23,35
		23,35							
Razem w pro- centach		100,00	42	1,5	2	17	14	0,15	23,35

TABLICA XIII

Podział zlewni na użytki gospodarcze i kategorie obszarów w 2000 r.

Nr	Rodzaje użytków	Procent ogólny	Kategoria obszarów wg prof. Ostromeckiego							
			1	2	3	4	5	6	7	
1.	Grunty orne									
	a] wymagające drenowania	5			5					
	b] wymagające zabiegów antyerozyjnych	2		2						
	c] inne	43	26				17			
2.	Łąki i pastwiska									
	a] torfowe	5,5				2	3,5			
	b] mineralne	11				4,5	6,5			
3.	Lasy i zadrzewienie	10	6			4,0				
4.	Sady i ogrody	2,5					2,5			
5.	Stawy i jeziora	0 2							0,2	
6.	Nieużytki									
	a] piaszczyste	4,5	4,5							
	b] bagienno	4,0				4				
	c] odłogi	—								
7.	Różne kategorie użytków nie biorące udziału w intensyfikacji produkcji rolnej									
		12,5							12,3	
Razem w Procentach			100.00	36 5	2	5	14.5	29.5	0.2	12.3

Mnożąc stosunki powierzchni obszaru różnej kategorii przez odpowiednie wartości zmian jednostkowych wyrażone w milimetrach, otrzymujemy zmiany bezwzględne odpływu, opadu i retencji, odniesione do całkowitej powierzchni zlewni i przedstawiające również wysokość warstwy wody w milimetrach.

Odpowiednie obliczenia zawierają tablice od XIV do XVI.

W tablicach tych obliczono bezwzględne zmiany głównych składników bilansu wodnego, spowodowane robotami melioracyjnymi i zabiegami agrotechnicznymi, których oczekiwać należy po 5, 15 i 50 latach.

Stosunki powierzchni obszarów meliorowanych różnych kategorii do całej powierzchni zlewni Bugu po Wyszkwó wzięto z tablic XI do XII, w których stosunki te były wyrażone w procentach całej zlewni.

Podstawowe normy zmian bilansowych, pochodzące od prof. Ostromeckiego, zawarte w tablicy X, opierały się na założeniu, że produkcja rolna zwiększona będzie o 35% w stosunku do produkcji obecnej (1950 r.). Chcąc zastosować te normy do obliczenia zmian bilansowych przy innych procentach wzrostu produkcji rolnej, należało określić odpowiednie stosunki norm jednostkowych właściwych w każdym rozpatrywanym wypadku do norm jednostkowych podstawowych. Stosunki te dla obszarów pierwszej i piątej kategorii zmieniają się w zależności od wzrostu produkcji rolnej. Dla obszarów drugiej kategorii normy zmian zależą również od wzrostu produkcji rolnej, ale w stopniu o połowę mniejszym.

Wzrost produkcji rolnej	25%	35%	50%	100%
Stosunek norm jednostkowych do norm podstawowych w kategorii 1 i 5	0,715	1,00	1,43	2,86
w kategorii 2	0,857	1,00	1,215	1,93

TABLICA XIV

Zmiany w bilansie wodnym przy zwiększeniu produkcji o 25% w roku 1955.

Kategoria obszarów	Stosunek powierzchni	Stosunek dla norm podstawowych	Mnożnik dla norm podstawowych	Kwartał	Zmiany odpływu		Zmiany parowania		Zmiany retencji	
					—	+	—	+	—	+
1	0,420	$\frac{25}{35} = 0,715$	0,300	Z	—	—	—	—	—	—
				W	3,0	—	—	—	—	3,0
				L	—	0,3	—	1,2	1,50	—
				J	—	—	—	—	—	—
2	0,005	$\left(\frac{25}{35} + 1\right) \frac{1}{2} = 0,857$	0,00428	Z	—	—	—	—	—	—
				W	0,128	—	—	—	—	0,128
				L	—	0,030	—	0,02	0,051	—
				J	—	0,034	—	—	0,034	—
3	0,007	1,0	0,007	Z	0,042	—	—	—	—	0,042
				W	—	0,028	—	—	0,028	—
				L	—	0,077	—	—	0,077	—
				J	0,063	—	—	—	—	0,063
4	0,150	1,0	0,150	Z	—	0,45	—	—	0,45	—
				W	—	2,25	—	0,30	2,55	—
				L	4,50	—	—	3,00	—	1,50
				J	2,10	—	—	1,65	—	0,45
5	0,053	$\frac{25}{35} = 0,715$	0,0379	Z	—	—	—	—	—	—
				W	—	—	—	0,076	0,076	—
				L	0,567	—	—	0,567	—	—
				J	0,340	—	—	0,340	—	—
6	0,0005	1,0	0,0005	Z	—	—	—	—	—	—
				W	0,625	—	—	—	—	0,625
				L	—	—	—	0,075	0,075	—
				J	—	0,500	—	0,050	0,500	—

TABLICA XV

Zmiany w bilansie wodnym przy zwiększeniu produkcji o 50% w roku 1965.

Kategoria obszarów	Stosunek powierzchni	Stosunek norm podstawowych	Mnożnik dla norm podstawowych	Kwartał	Zmiany odpływu		Zmiany parowania		Zmiany retencji	
					—	+	—	+	—	+
1	0,420	$\frac{50}{35} = 1,43$	0,601	Z	—	—	—	—	—	—
				W	6,01	—	—	—	—	6,01
				L	—	0,60	—	2,40	3,00	—
				J	—	—	—	—	—	—
2	0,015	$\left(\frac{50}{35} + 1\right) \frac{1}{2} = 1,215$	0,0,82	Z	—	—	—	—	—	—
				W	0,545	—	—	—	—	0,545
				L	—	0,123	—	0,091	0,219	—
				J	—	0,146	—	—	0,146	—
3	0,020	1,0	0,020	Z	0,120	—	—	—	—	0,120
				W	—	0,080	—	—	0,080	—
				L	—	0,220	—	—	0,220	—
				J	0,180	—	—	—	—	0,180
4	0,170	1,0	0,170	Z	—	0,51	—	—	0,51	—
				W	—	2,55	—	0,34	2,89	—
				L	5,10	—	—	3,40	—	1,70
				J	2,38	—	—	1,80	—	0,51
5	0,140	$\frac{50}{30} = 1,43$	0,200	Z	—	—	—	—	—	—
				W	—	—	—	0,40	0,40	—
				L	3,00	—	—	3,00	—	—
				J	1,80	—	—	1,80	—	—
6	0,0015	1,0	0,015	Z	—	—	—	—	—	—
				W	1,875	—	—	—	—	1,875
				L	—	—	—	0,225	0,225	—
				J	—	1,50	—	0,150	1,65	—

TABLICA XVI

Zmiany w bilansie wodnym przy zwiększeniu produkcji o 100% w roku 2000

Kategoria obszarów	Stosunek powierzchni	Stosunek do norm podstawowych	Mnożnik dla norm podstawowych	Kwartał	Zmiany odpływu		Zmiany parowania		Zmiany retencji	
					—	+	—	+	—	+
1	0,365	$\frac{100}{35} = 2,86$	1,042	Z	—	—	—	—	—	—
				W	10,42	—	—	—	—	10,42
				L	—	1,04	—	4,16	5,21	—
				J	—	—	—	—	—	—
2	0,020	$\left(\frac{100}{35} + 1\right) \frac{1}{2} = 1,95$	0,0386	Z	—	—	—	—	—	—
				W	1,16	—	—	—	—	1,16
				L	—	0,27	—	0,19	0,46	—
				J	—	0,310	—	—	0,310	—
3	0,050	1,0	0,050	Z	0,30	—	—	—	—	0,30
				W	—	0,20	—	—	0,20	—
				L	—	0,55	—	—	0,55	—
				J	0,45	—	—	—	—	0,45
4	0,145	1,0	0,145	Z	—	0,435	—	—	0,435	—
				W	—	2,17	—	0,29	2,46	—
				L	4,35	—	—	2,90	—	1,45
				J	2,03	—	—	1,60	—	0,43
5	0,295	$\frac{100}{35} = 2,86$	0,844	Z	—	—	—	—	—	—
				W	—	—	—	1,69	1,69	—
				L	12,65	—	—	12,65	—	—
				J	7,60	—	—	7,60	—	—
6	0,002	1,0	0,002	Z	—	—	—	—	—	—
				W	2,5	—	—	—	—	2,5
				L	—	—	—	0,30	0,30	—
				J	—	2,0	—	0,20	2,20	—

Mnożąc stosunki powierzchni obszarów należących do poszczególnych kategorii przez stosunki norm właściwych dla intensyfikacji do norm podstawowych dla intensyfikacji 35%, otrzymujemy mnożniki dla norm podstawowych.

Mnożąc normy podstawowe przez te mnożniki, otrzymujemy bezwzględne wysokości zmian warstwy odpływu, parowania i retencji, odniesione do całej powierzchni zlewni i poszczególnych kwartałów, wyrażone w milimetrach.

W tablicach oznaczono literą Z kwartał zimowy (miesiące XI—I), literą W kwartał wiosenny (miesiące II—IV), literą L kwartał letni (miesiące V—VII), wreszcie literą J kwartał jesienny (miesiące VIII—X).

Mając dane zawarte w tablicach XIV—XVI, możemy przystąpić do obliczenia zmian bilansu wodnego w poszczególnych kwartałach na całej zlewni. Obliczenie to zawarto w tablicy XVII dla roku 1955, w tablicy XVIII dla roku 1965 i w tablicy XIX dla roku 2000. Obliczenie polega na odpowiednim przegrupowaniu liczb z tablic XIV—XVI i następnie na wprowadzeniu sum i sald kwartalnych.

Zmiany odpływu, parowania i retencji w poszczególnych kwartałach muszą spełniać warunek zachowania materii, wyrażony równaniem:

$$\Delta H + \Delta S + \Delta R = 0$$

Warunek ten został wszędzie spełniony.

TABLICA XVII

Obliczanie zmian bilansu wodnego w kwartałach przy wzroście produkcji o 25% w roku 1955

Kwartał (miesiące)	Kategoria obszarów	Zmiana odpływu ΔH		Zmiana parowania ΔS		Zmiana retencji ΔR	
		—	+	—	+	—	+
XI—I	1	—	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—	—
	3	0,042	—	—	—	—	0,042
	4	—	0,45	—	—	0,45	—
	5	—	—	—	—	—	—
	6	—	—	—	—	—	—
Razem Zmiany w kwartale		0,042	0,450	—	—	0,450	0,042
			0,408			0,408	
II—IV	1	3,0	—	—	—	—	0,0
	2	0,128	—	—	—	—	0,128
	3	—	0,028	—	—	0,020	—
	4	—	2,25	0,30	—	2,55	—
	5	—	—	0,076	—	0,076	—
	6	0,625	—	—	—	—	0,625
Razem Zmiany w kwartale		3,753	2,278	—	0,276	2,654	3,753
		1,475	—	—	0,376	—	1,099

Kwartał (mie- siące)	Kategoria obszarów	Zmiana od- pływu ΔH		Zmiana pa- rowania ΔS		Zmiana re- tencji ΔR	
		—	+	—	+	—	+
V — VII	1	—	0,3	—	1,2	1,5	—
	2	—	0,030	—	0,021	0,051	—
	3	—	0,077	—	—	0,077	—
	4	4,50	—	—	3,00	—	1,5
	5	0,567	—	—	0,567	—	—
	6	—	—	—	0,075	0,075	—
Razem		5,067	0,407	—	4,867	1,703	1,5
Zmiany w kwartale		4,660	—	—	4,867	0,203	—
VIII — X	1	—	—	—	—	—	—
	2	—	0,034	—	—	0,034	—
	3	0,065	—	—	—	—	0,063
	4	2,10	—	—	1,65	—	0,45
	5	0,300	—	—	0,340	—	—
	6	—	0,500	—	0,050	0,550	—
Razem		2,534	0,534	—	2,040	0,384	0,613
Zmiany w kwartale		1,959	—	—	2,040	0,071	—

TABLICA XVIII

Obliczenie zmian bilansu wodnego w kwartałach,
przy wzroście produkcji o 50% w roku 1965

Kwartał (mie- siące)	Kategoria obsz- arów	Zmiana od- pływu ΔH		Zmiana pa- rowania ΔS		Zmiana re- tencji ΔR	
		—	+	—	+	—	+
XI — I	1	—	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—	—
	3	0,120	—	—	—	—	0,120
	4	—	0,51	—	—	0,51	—
	5	—	—	—	—	—	—
	6	—	—	—	—	—	—
Razem		0,12	0,51	—	—	0,51	0,12
Zmiany w kwartale		—	0,39	—	—	0,39	—
II — IV	1	6,01	—	—	—	—	6,01
	2	0,545	—	—	—	—	0,545
	3	—	0,080	—	—	0,080	—
	4	—	2,55	—	0,34	2,89	—
	5	—	—	—	0,40	—	—
	6	1,875	—	—	—	—	1,875
Razem		8,430	2,630	—	0,74	3,37	8,430
Zmiany w kwartale		5,800	—	—	0,74	—	5,06
V — VII	1	—	0,60	—	2,40	3,00	—
	2	—	0,128	—	0,091	0,219	—
	3	—	0,220	—	—	0,220	—
	4	5,10	—	—	5,40	—	1,70
	5	3,00	—	—	3,00	—	—
	6	—	—	—	0,225	0,225	—
Razem		8,10	0,948	—	9,116	3,664	1,70
Zmiany w kwartale		7,152	—	—	9,116	1,964	—
VIII — X	1	—	—	—	—	—	—
	2	—	0,146	—	—	0,146	—
	3	0,180	—	—	—	—	0,180
	4	2,38	—	—	1,87	—	0,51
	5	1,80	—	—	1,80	—	—
	6	—	1,50	—	0,15	1,65	—
Razem		4,360	1,646	—	3,82	1,796	0,690
Zmiany w kwartale		2,714	—	—	3,82	1,106	—

Biorąc pod uwagę bilans normalny, którego równanie opiewa

$$O = H + S$$

musimy mieć spełnione dalsze równania wypływające z warunku zachowania materii.

Równanie drugie mówi, że normalny roczny przyrost warstwy retencjonowanej musi być równy zeru

$$\sum_1^4 \Delta R = 0$$

ΔR — oznacza tu zmianę kwartalną).

Wynika stąd, że suma zmian odpływu i parowania w całym roku normalnym sprowadzać się musi do zera:

$$\sum_1^4 \Delta H + \sum_1^4 \Delta S = 0$$

Oznacza tu:

ΔH — kwartalną zmianę odpływu,

ΔS — kwartalną zmianę parowania.

Chcąc sprawdzić w jakim stopniu te równania są spełnione i następnie przeprowadzić potrzebne wyrównanie, sporządzono tablice XX do XXII, które składają się z dwóch części.

Część A przedstawia warunki pierwszego obliczenia zaczerpnięte z tablic poprzednich (XVI—XIX).

Część B przedstawia wyniki poprawione.

TABLICA XIX

Obliczenie zmian bilansu wodnego w kwartale,
przy wzroście produkcji o 100%, w roku 2000.

Kwartał (mie- siące)	Kategoria obszarów	Zmiana od- pływu ΔH		Zmiana pa- rowania ΔS		Zmiana re- tencji ΔR	
		—	+	—	+	—	+
XI — I	1	—	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—	—
	3	0,50	—	—	—	—	0,30
	4	—	0,44	—	—	0,44	—
	5	—	—	—	—	—	—
	6	—	—	—	—	—	—
Razem		0,30	0,44	—	—	0,44	0,300
Zmiany w kwartale		—	0,14	—	—	0,14	—
II — IV	1	10,42	—	—	—	—	10,42
	2	1,16	—	—	—	—	1,16
	3	—	0,20	—	—	—	0,20
	4	—	2,17	—	0,29	—	2,46
	5	—	—	—	1,69	—	1,69
	6	2,5	—	—	—	—	2,50
Razem		14,08	2,37	—	1,98	4,35	14,08
Zmiany w kwartale		11,71	—	—	1,98	—	9,73
V — VII	1	—	1,04	—	4,16	5,20	—
	2	—	0,27	—	0,19	0,46	—
	3	—	0,55	—	—	0,55	—
	4	4,35	—	—	2,90	—	1,45
	5	12,65	—	—	12,65	—	—
	6	—	—	—	0,50	0,30	—
Razem		17,00	1,86	—	20,20	6,51	1,45
Zmiany w kwartale		15,14	—	—	20,20	5,06	—
VIII — X	1	—	—	—	—	—	—
	2	—	0,31	—	—	0,31	—
	3	0,45	—	—	—	—	0,45
	4	2,03	—	—	1,60	—	0,45
	5	7,60	—	—	7,60	—	—
	6	—	2,0	—	0,2	2,2	—
Razem		10,08	2,31	—	9,40	2,51	0,88
Zmiany w kwartale		7,77	—	—	9,40	1,65	—

W tablicy XX—A wykazano roczną zmianę retencji

$$\sum_1^4 \Delta R = + 0,417$$

zamiast

$$\sum_1 \Delta R = 0$$

Błąd 0,417 należy rozrzucić po połowie na obydwie strony, a na każdej stronie rozrzucić proporcjonalnie do wielkości składników sumy.

ΔR	+ 1,099	- 0,408	- 0,203	- 0,071
Poprawka	+ 0,209	- 0,132	- 0,057	- 0,019
Wartości poprawione	+ 0,890	- 0,540	- 0,260	- 0,090

Poprawione wartości ΔR w poszczególnych kwartałach wraz z poprawionymi wartościami zmian odpływu i parowania muszą spełniać w każdym kwartale równanie

$$\Delta H + \Delta S + \Delta R = 0$$

Na tej zasadzie poprawiamy wartości ΔH oraz ΔS . W kwartale wiosennym mamy poprawkę retencji 0,209 mm. Rozrzucamy ją proporcjonalnie do wartości ΔH i ΔS .

Poprawka dla ΔH wynosi:

$$0,209 \frac{1,475}{1,475 + 0,376} = 0,167 \text{ mm}$$

Stąd poprawione $\Delta H = 1,475 - 0,167 = 1,308$ mm, po zaokrągleniu $\Delta H = 1,31$ mm.

Poprawka dla $\Delta S = 0,209 - 0,167 = 0,042$ mm.

Stąd poprawiona wartość $\Delta S = 0,376 + 0,42 = 0,418$ mm, okrągło $\Delta S = 0,42$ mm.

W analogiczny sposób przeprowadzamy wyrównanie we wszystkich innych wypadkach.

Po poprawieniu wyników okazało się, że wysokość warstwy wody wyparowanej w ciągu roku ze zlewni w bilansie perspektywicznym będzie z reguły większa od obecnej.

Przyrosty roczne podano niżej

R o k	1950	1955	1965	2000
Przyrost parowania mm (równy ubytkowi odpływu)	0,0	7,39	14,17	32,54

TABLICA XX

Poprawienie sum kwartalnych i rocznych wg warunku zachowania materii, dla bilansu w roku 1955.

A. Wyniki obliczenia w tablicy XVII

Kwartał	ΔH		ΔS		ΔR	
	-	+	-	+	-	+
Z		0,408			0,408	
W	1,475			0,376		1,099
L	4,060			4,863	0,203	
J	1,969			2,040	0,071	
Razem w roku	8,104	0,408		7,279	0,682	1,099
Zmiany roczne	7,696			7,279		0,417

B. Wyniki poprawione w milimetrach

Kwartał	ΔH		ΔS		ΔR	
	-	+	-	+	-	+
Z		0,54			0,54	
W	1,31			0,42		0,890
L	4,63			4,89	0,26	
J	1,99			2,08	0,09	
Razem w roku	7,93	0,54		7,39	0,89	0,890
Zmiany roczne	7,39			7,39		

TABLICA XXI

Poprawienie sum kwartalnych i rocznych wg warunku zachowania materii dla bilansu w r. 1965.

A. Wyniki obliczenia w tabeli XVIII.

Kwartał	ΔH		ΔS		ΔR	
	-	+	-	+	-	+
XI—I		0,39			0,39	
II—IV	5,80			0,740		5,06
V—VII	7,152			9,116	1,964	
VIII—X	2,714			3,820	1,106	
Razem w roku	15,666	0,39		13,676	4,460	5,06
Zmiany roczne	15,276			13,676		1,60

B. Wyniki poprawione, w milimetrach.

Kwartał	ΔH		ΔS		ΔR	
	-	+	-	+	-	+
XI—I		0,48			0,48	
II—IV	5,09			0,83		4,15
V—VII	6,951			9,37	2,42	
VIII—X	2,610			3,97	1,36	
Razem w roku	14,65	0,48		14,17	4,26	4,26
Zmiany roczne	14,17			14,17		

TABLICA XXII

Poprawienie sum kwartalnych i rocznych wg warunku zachowania materii, dla bilansu w roku 2000.

A. Wyniki obliczenia w tablicy XIX.

Kwartał	ΔH		ΔS		ΔR	
	-	+	-	+	-	+
XI—I		0,14			0,14	
II—IV	11,71			1,07		9,73
V—VII	15,14			20,20	5,06	
VIII—X	7,77			9,40	1,63	
Razem w roku	34,62	0,14		31,58	6,83	9,73
Zmiany roczne	34,48			31,58		2,90

B. Wyniki poprawione w milimetrach

Kwartał	ΔH		ΔS		ΔR	
	-	+	-	+	-	+
XI—I		0,18			0,18	
II—IV	10,46			2,18		8,28
V—VII	14,65			20,78	6,23	
VIII—X	7,61			9,58	1,97	
Razem w roku	32,72	0,18		32,54	8,28	8,28
Zmiany roczne	32,54			32,54		

Dla celów gospodarki wodnej potrzebne jest opracowanie bilansu wodnego w przedziałach miesięcznych. W tym celu należy rozbić wartości kwartałne w tablicach XX—XXII na poszczególne miesiące. Rozbicie to przeprowadzamy, zachowując te same warunki, o których była mowa powyżej.

Musi być wtedy w każdym miesiącu spełnione pierwsze równanie warunkowe zachowania materii:

$$\Delta H + \Delta S + \Delta R = 0$$

W całym roku musi być spełnione drugie równanie warunkowe zachowania materii

$$\sum_1 \Delta R = 0.$$



W każdym kwartale musi być nadto zachowana zgodność sumy wartości miesięcznych z odnośną wartością kwartalną. Do tego dołącza się warunek ciągłości zachodzących zmian w przebiegu rocznym. Ubytek odpływu zaczynać się winien w marcu i zwiększać się w następnych miesiącach, w pierwszym okresie aż do lipca, później już tylko do kwietnia. Po osiągnięciu swego maksimum powinien maleć aż do września. W październiku z powodu jesiennej wypuszczania wody ze stawów oczekiwać należy zwiększenia ilości wody odpływającej ze zlewni i ta tendencja może się utrzymać aż do stycznia.

Parowanie terenowe z reguły powinno się zwiększyć. Przyrost znacznie się w kwietniu i będzie coraz większy aż do lipca w początkowym okresie, a potem tylko do czerwca. Po osiągnięciu swego maksimum będzie się zmniejszać aż do września.

Biorąc to wszystko pod uwagę, przeprowadzono rozbiór wartości kwartalnych na miesięczne. Wyniki zawarte są w tablicach XXIII—XXV.

Są to tablice zmian normalnych odpływu, parowania i retencji w poszczególnych miesiącach lat 1955, 1965 i 2000.

TABLICA XXIII

Tablica zmian normalnych odpływu, parowania i retencji w poszczególnych miesiącach, przy wzroście produkcji o 25% (w roku 1955)

Kwar- tal	Miesiąc	ΔH		ΔS		ΔR	
		—	+	—	+	—	+
Z	XI	—	0,18	—	—	0,18	—
	XII	—	0,18	—	—	0,18	—
	I	—	0,18	—	—	0,18	—
W	II	—	—	—	—	—	—
	III	0,45	—	—	—	—	0,45
	IV	0,86	—	—	0,42	—	0,44
L	V	1,37	—	—	1,37	—	—
	VI	1,53	—	—	1,53	—	—
	VII	1,73	—	—	1,99	0,26	—
J	VIII	1,57	—	—	1,30	—	0,27
	IX	1,05	—	—	0,78	—	0,27
	X	—	0,63	—	—	0,63	—
Razem w roku		8,56	1,17	—	7,39	1,43	1,43
Zmiany roczne		7,39	—	—	7,39	—	—

INŻ. ANTONI BŁYSKOWSKI

„Energoprojekt“

Kilka uwag do zagadnienia prognozy

Racjonalna gospodarka wodna powinna opierać się na właściwie uzasadnionej prognozie. Dotychczas niedoceniano na ogół prognozy, jako podstawy należytej gospodarki zbiornikami, a więc tym samym należytego wykorzystania siłowni wodnych, pełnego wykorzystania sprzętu żeglugowego i czasu żeglugi oraz jako podstawy ochrony przed olbrzymimi stratami wskutek powodzi.

Dotychczas stosowana metoda prognozy na podstawie tzw. „związku wodowskazów“ lub „pętli wodowskazów“ jest mało dokładna i nie może obejmować dłuższych odcinków rzeki, szczególnie takich, gdzie spotykamy liczne dopływy.

Metoda obliczenia przepływu powierzchniowego na podstawie intensywności opadu¹⁾ daje z wystarczającą dokładnością pojemność każdej fali powodziowej na podstawie danego opadu, ale nie określa dokładnie maksymalnego przepływu spowodowanego jedną falą

¹⁾ Porówn. artykuł w zeszycie 6 „Gospodarki Wodnej“ z 1951 r.

TABLICA XXIV

Tablica zmian normalnych odpływu, parowania i retencji w poszczególnych miesiącach, przy wzroście produkcji o 50% (w roku 1955)

Kwar- tal	Miesiąc	ΔH		ΔS		ΔR	
		—	+	—	+	—	+
Z	XI	—	0,16	—	—	0,16	—
	XII	—	0,16	—	—	0,16	—
	I	—	0,16	—	—	0,16	—
W	II	—	—	—	—	—	—
	III	2,13	—	—	—	—	2,13
	IV	2,96	—	—	0,83	—	2,13
L	V	2,84	—	—	2,84	—	—
	VI	2,31	—	—	3,31	1,00	—
	VII	1,80	—	—	3,22	1,42	—
J	VIII	1,70	—	—	2,50	0,80	—
	IX	1,61	—	—	1,47	—	0,14
	X	—	0,70	—	—	0,70	—
Razem w roku		15,35	1,18	—	14,17	4,40	4,40
Zmiany roczne		14,17	—	—	14,17	—	—

TABLICA XXV

Tablica zmian normalnych odpływu, parowania i retencji w poszczególnych miesiącach, przy wzroście produkcji o 100% (w roku 2000)

Kwar- tal	Miesiąc	ΔH		ΔS		ΔR	
		—	+	—	+	—	+
Z	XI	—	0,06	—	—	0,06	—
	XII	—	0,06	—	—	0,06	—
	I	—	0,06	—	—	0,06	—
W	II	—	—	—	—	—	—
	III	4,14	—	—	—	—	4,14
	IV	6,32	—	—	2,18	—	4,14
L	V	5,31	—	—	6,31	1,00	—
	VI	4,75	—	—	7,35	2,60	—
	VII	4,59	—	—	7,12	2,53	—
J	VIII	4,65	—	—	6,02	1,37	—
	IX	4,26	—	—	3,56	—	0,70
	X	—	1,30	—	—	1,30	—
Razem w roku		34,02	1,48	—	32,54	8,98	8,98
Zmiany roczne		32,54	—	—	32,54	—	—

Tablice zmian normalnych pozwalają nam na ustalenie bilansów wodnych perspektywicznych, odpowiadających przypuszczalnemu stanowi zlewni za 5, 15 i 50 lat.

Temat ten będzie przedmiotem następnego artykułu.

lub co jest częstszym zjawiskiem, dwiema lub więcej falami powodziowymi. Ta okoliczność stała się bodźcem do dalszych badań w tym kierunku.

W pierwszym rzędzie, dla określenia maksymalnego przepływu, tj. szczytu fali, należy bliżej określić kształt fali powodziowej. W tym celu i ze względu na różnorodne formy fali należy przede wszystkim zbadać możliwie jak najdokładniej w kilku, początkowo odległych, profilach deformację fali powodziowej biegu rzeki. Zaznaczam — „początkowo odległych profilach“, gdyż deformacje fali po przejściu dłuższego odcinka rzeki będą łatwo dostrzegalne i łatwiej można będzie określić odpowiedni czas deformacji.

Wykres stanów wody danej fali zachowuje niemal w całym biegu rzeki, w odległościach kilkuset kilometrów, wybitne podobieństwo formy, zmieniając jedynie swe zasadnicze wymiary. Potwierdzenie tego widoczne jest z każdego wykresu stanów wody w różnych przekrojach biegu rzeki.

Analizę przeprowadzono na szeregu przykładów fal powodziowych na Wiśle. Nie posiadając limnigra-

fów, które ze względu na swą dokładność znacznie ułatwiłyby analizę, wykreślono przebieg fal na podstawie dziennych odczytów stacji wodowskazowych z Roczników Hydrograficznych Państwowej Służby Hydrograficznej w Po'ŝce.

Z przebiegu fal na sporządzonych wykresach widoczna jest pewna regularność zmian kształtu fal, czyli pewna regularność deformacji. Chodzi więc o to, aby ustalić i określić według jakich praw odbywa się ta deformacja.

Analizując wykresy można stwierdzić, że gdy po małej fali następuje wielka fala, to odległość w czasie między szczytami stale się zmniejsza z biegiem rzeki, tzn., że fale te zbliżają się do siebie; odwrotnie, gdy po wielkiej fali następuje mała fala, odległość między szczytami się zwiększa. Zjawiska powyższe dadzą się wytłumaczyć różnicami prędkości poszczególnych fal. A zatem można stwierdzić, że każdej wysokości fali odpowiada pewna określona prędkość postępu fali. Stąd wniosek, że dla uzyskania dokładnej prognozy należy oprzeć się nie tylko na związku stanów wody poszczególnych wodowskazów, ale i na związku odpowiednich prędkości postępu fal między tymi wodowskazami, bowiem miejsce spotkania poszczególnych fal zależne jest od ich prędkości i nie zawsze nastąpi w tym samym miejscu.

W związku z powyższym należałoby również zmodyfikować nieco pogląd o działaniu zbiorników retencyjnych dla ochrony przed powodzią. Wiadomym jest, że jako redukcję fali powodziewej brano pod uwagę dotychczas jedynie arytmetyczną różnicę między pojemnością fali a retencją zbiornika. Należy natomiast uwzględnić również uzyskane zmniejszenie prędkości postępu fali, które w znacznym stopniu wpłynąć może na stan wody w niższych przekrojach. Pod tym kątem należy rozpatrywać sprawę pojemności zbiorników na Wiśle, tym m. in. można wytłumaczyć wahania wykresu związku wodowskazów.

Poza tym na podstawie tego ujęcia można wytłumaczyć jeszcze jedno zjawisko, Absolutne maksima, tj. katastrofalne stany wody, pojawiają się nie w tym samym czasie, jak również nie w tych samych przekrojach rzeki. Widocznym jest również, że całkowita pojemność fali zależy głównie od czynników meteorologicznych, zaś stan wody lub maksymalny przepływ zależy nie tylko od tych samych czynników, ale również w wielkiej mierze od sumy fal, które mogą w zależności od swoich prędkości zetknąć się w jakimś przekroju.

Z omówionych wyżej powodów dla ustalenia racjonalnie podbudowanej prognozy nie można pominąć oddziaływania tej prędkości fal.

Ale z tak ujętego pojęcia prędkości postępu fal można jeszcze wyciągnąć dalej idące wnioski. Nader uderzające rezultaty otrzymujemy przez porównanie otrzymanych prędkości postępu fal z prędkościami w jakimś określonym przekroju rzeki. W tym celu porównajmy prędkości postępu fal V_f z odcinka Puławy — Warszawa z pomierzonymi prędkościami V_m i V_{max} , w przekroju przy wodowskazie w Warszawie, ogłoszonymi w Małym Roczniku Hydrologicznym — Meteorologicznym 1948 r.

Jak z powyższego wynika, z wyjątkiem prędkości dla stanów wyższych, prędkości te są identyczne. Wiadomo jednak, że dokładne pomiary prędkości przy wysokich stanach są często b. uciążliwe, dlatego z rezerwą należy ustosunkować się do ich wyników.

Stan wody	V_f	V_m	V_{max}	$k = \frac{V_f}{V_{max}}$
172 [182]	0,860	0,889	1,508	0,571
275 [269]	1,105	1,064	1,603	0,631
285 [283]	1,096	1,064	1,676	0,603
484 [474]	1,230		1,766	0,695
485 [474]	1,275	1,492	1,766	0,723
546 [565]	1,360	1,741	2,306	0,590

W nawiasach umieszczono stany wody odpowiadające prędkościom pomierzonym.

Podane w tablicy współczynniki k mieszczą się w granicach dopuszczalnych. Przeprowadzone badania w innych przekrojach dają podobne wyniki. Nie ulega więc żadnej wątpliwości fakt, że prędkość postępu fal w odniesieniu do pewnego określonego stanu wody jest w ścisłym związku ze średnią prędkością w przekroju w odniesieniu do tego samego stanu.

Jak najściślej określić tej zależności należy uważać za sprawę pilną, gdyż płynące stąd korzyści mogą być olbrzymie. Zagadnienie pomiarów prędkości w korycie rzek, szczególnie przy wysokich stanach wody byłoby rozwiązane. Można by ponadto w ten sposób zrewidować dokładność krzywych konsumpcyjnych dla wielu rzek.

Powróćmy raz jeszcze do zagadnienia kształtu fal w korycie rzeki.

Z analizy przebiegu fal stwierdzić można, że w miarę jak odległość między dwoma przekrojami się zwiększała deformacja fal również stawała się większa i odwrotnie, w miarę jak ta odległość była mniejsza deformacja również była mniejsza. W bardzo blisko położonych przekrojach deformacja odpowiednich fal będzie minimalna, to znaczy, że w dwóch profilach blisko siebie położonych powstają fale bardzo podobne, tj. wykresy stanów wody niemal identyczne.

Zjawisko wytłumaczyć można tym, że fale wywołane zostały podobnymi czynnikami meteorologicznymi oraz podobnymi warunkami dorzecza i koryta rzeki. Kształt fali w pewnym określonym przekroju koryta zależy od warunków stałych, jak: wielkość zlewni, jej budowa topograficzna, geologiczna i roślinność oraz forma, budowa i spadek w korycie rzeki, a następnie od czynników zmiennych, to jest od ilości i intensywności opadów. Na podstawie powyższego możemy stwierdzić, że zmienny kształt fal w odniesieniu do pewnego określonego przekroju nie może być spowodowany warunkami stałymi, lecz jedynie wspomnianymi czynnikami zmiennymi. Te zaś czynniki zmienne (ilość i intensywność opadów) można z dostateczną dokładnością zmierzyć, pozostaje do określenia tylko zależność między tymi czynnikami, a powstającą w rezultacie falą.

Z drugiej strony jednak warunki stałe nie mogą pozostać bez wpływu na kształt fali. Z pewnością istnieją jakieś elementy stałe w pozornie różnorodnych formach fal powodziewych, to też m. in. fale rzek nizinnych są zupełnie inne niż rzek górskich.

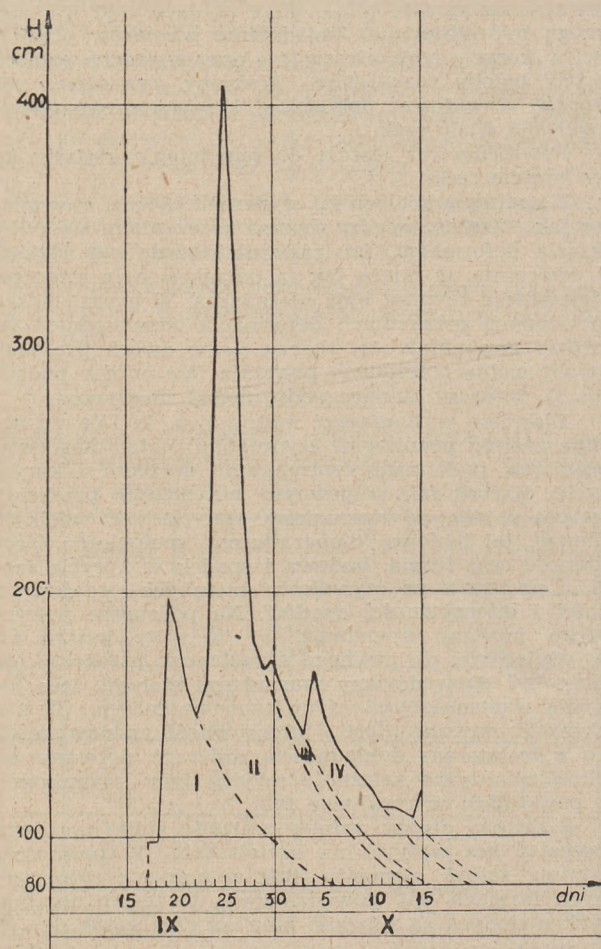
Wiadomo również, że w pierwszym rzędzie ilość i intensywność opadów określa pojemność fal, a więc dla danej zlewni pewna określona ilość i intensywność opadu spowoduje zawsze pewną określoną elementarną wielkość fali.

Stąd wynika ogólny wniosek, że czynniki meteorologiczne wpływają jedynie na wielkość elementarną fal, zaś warunki zlewni i koryta określają kształt fal. Wobec tego, że warunki te, jak powiedzieliśmy wyżej, są stałe dla danego przekroju — kształt elementów fali musi być również stały. I w istocie, przy bliższej obserwacji wykresów stanów wody spostrzec można pewną regularność linii, szczególnie przy wykresach limnigrafów.

Nie mając jednak do dyspozycji limnigrafów przytaczam na rys. 1 wykres stanów wody dla wodowskazu w Porąbce (na podstawie danych z Roczników Hydrograficznych). Mimo, iż wykres ten odpowiada odczytom dobowym, jednorazowym, zupełnie wyraźnie widoczna jest regularność linii opadania fal, zbliżonej do kształtu hyperboli. W istocie, krzywe opadania w odniesieniu do tych samych wysokości stanów wody są do siebie równoległe we wszystkich przytoczonych przykładach, z wyjątkiem okresów zimowych (niska temperatura, zamarzanie, kra lub śręż). Zjawisko to potwierdza się na wszystkich poprawnych wykresach stanów wód.

Powyższe twierdzenia można jeszcze oprzeć na następującym rozumowaniu: Załóżmy, że koryto rzeki w odniesieniu do jakiegoś przekroju jest zbiornikiem

wody posiadającym przelew o pewnej określonej przepustowości. Forma wykresu stanów wody dla tego zbiornika będzie w zupełności zależną od budowy tego zbiornika, np. od nachylenia ścian zbiornika, zaś krzywa opadania będzie głównie od przepustowości przelewu. Jeżeli zamiast przelewu zbiornika o pionowych ścianach założymy upust o stałym przekroju, krzywa opadania będzie linią prostą, a kąt nachylenia tej prostej do poziomu będzie stały.



Rys. 1.

W miarę jak będziemy zwiększali lub zmniejszali przekrój upustu, kąt nachylenia będzie się zwiększał lub zmniejszał. Podobnie rzecz się ma z przekrojem rzeki, który zależnie od napełnienia ma pewną określoną przepustowość, zmieniającą się jedynie przez zamulanie, lub sztuczną przebudowę koryta.

Na Sole zaobserwować można ciekawe zjawisko, które potwierdza słusność takiego rozumowania. Po wybudowaniu zbiornika w Porąbce i pewnej regulacji koryta, wykres stanów wody z roku 1937 zupełnie zmienił swój charakter w stosunku do wykresów z lat poprzednich.

W konsekwencji możemy stwierdzić, że kąt stycznych krzywej opadania zmienia się w zależności od wielkości powierzchni przekroju i prędkości odpowiadającej danej wysokości przekroju.

A więc stąd wniosek, że krzywa opadania dla określonego przekroju poprzecznego rzeki lub potoku pozostaje dla danego poziomu wody bezwzględnie stała. Opierając się na tej podstawie możemy określić przebieg fali i to w sposób następujący:

Pojemność fali obliczyć można przy pomocy wzoru $Q_s = a \cdot i^2 A$, następnie określić czas pojawienia się maksymalnego przepływu od czasu pojawienia się deszczu. Mając pojemność fali, punkt odciętej pojawienia się maksimum oraz krzywą opadania dla danego przekroju koryta otrzymamy dokładny obraz przebiegu fali. W ten sposób można kolejno określać każdą falę.

Zastosowanie tej metody dla ustalenia prognozy jest proste. Najlepszym dowodem słusności metody jest jej sprawdzalność.

Analogiczne zjawisko spostrzec można na wykresach stanów wód gruntowych. I w tej dziedzinie trzeba będzie wyciągnąć odpowiednie wnioski.

*

Zagadnienia poruszone na tym miejscu zostały tylko naszkicowane, bowiem trudno w ramach jednego artykułu omówić szczegółowo poruszone problemy. Rozwinięcie ich, jak i opracowanie form matematycznych pozostaje do zrobienia.

Nie mniej omówione metody mogą być już teraz stosowane. Obliczanie prędkości wody przy pomocy tej metody, jak i możliwość prognozy oraz oparcie projektowania w budownictwie wodnym na tych podstawach dać może znaczne oszczędności.

W sprawie ustalenia określeń i pojęć związanych z występowaniem wód wglębnych

Doceniając znaczenie uporządkowania tak zaniedbanej dziedziny, jaką jest słownictwo wodne, zamieściliśmy w numerach 5—6/48 r. i 3—5/49 r. „Gospodarki Wodnej” 29 propozycji z zakresu wód wglębnych, opracowanych przed Podkomisję Słownikową Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Wodno-Melioracyjnych.

Pracująca do chwili obecnej Podkomisja w składzie: prof. S. Turczynowicz (przewodniczący), prof. S. Bac, prof. E. Czetwertyński, prof. K. Dębski, dr J. Lambor, prof. J. Ostramecki, prof. S. Pietkiewicz, prof. L. Staniewicz i prof. C. Zakaszewski przygotowała dalszy ciąg propozycji zamieszczonych poniżej.

30. *Krzywa depresji* jest to linia krzywa powstała przez przecięcie zwierciadła wody na obszarze depresji płaszczyzną pionową, prostopadłą do kierunku linii warstwicowych zwierciadła wody.

31. *Obszar depresji (depresja)* — obszar, na którym zwierciadło wody płynącej ruchem zmiennym przyspieszonym obniża się z pewnego wyższego poziomu na poziom niższy, zwany poziomem dolnym lub depresyjnym.

32. *Kurawka* (nazwa ludowa rzygawka, rzygawica) jest to płynny grunt piaszczysty względnie pylasty, znajdujący się pod naporem wody.

33. *Lepkość gleby* jest to zdolność lgnięcia wilgotnej gleby do innego ciała.

34. *Linia ciśnień rzeczywistych (piezometrycznych) warstwy wodonośnej* jest to linia łącząca punkty, do których wznosi się woda w otworach pomiarowych albo w studniach założonych w warstwie wodonośnej albo w dowolnym kierunku. Jeśli kierunek ten jest prostopadły do kierunku linii warstwicowych wody gruntowej, linia ciśnień rzeczywistych jest linią spadku zwierciadła wody gruntowej.

35. *Linie warstwicowe zwierciadła wody gruntowej* — linie, które łączą punkty zwierciadła wody

gruntowej, znajdujące się na jednakowej wysokości nad pewnym wspólnym poziomem porównawczym w tym samym czasie.

36. *Linie prądów wody gruntowej* — linie, wzdłuż których poruszają się cząstki wody gruntowej.

37. *Linie równych ciśnień* są to linie, które łączą punkty o jednakowym ciśnieniu, leżące na pewnej dowolnej powierzchni.

38. *Lód szczelinowy* jest to woda zamarznięta w szczelinach i pęknięciach gleby lub skały.

39. *Mięższość wody gruntowej* jest to grubość warstwy wodonośnej w strefie nasyconej.

40. *Największa (maksymalna) molekularna pojemność wodna* jest to zawartość wody w glebie odpowiadająca takiemu jej stanowi, przy którym grubość błonki wodnej, otaczającej każdą cząstkę gleby, jest największa.

41. *Największa (maksymalna) wilgotność hygroscopijna gleby* — największa ilość wody którą gleba może wchłonąć z atmosfery dzięki hygroskopijności.

42. *Namakanie gleby* jest to zwiększanie się zawartości wody w glebie, które może być połączone z pęcznieniem, zmianą barwy itd.

43. *Nasylenie wodne gleby* — stan gleby, w którym wszystkie zdolne do tego przestworki są wypełnione wodą.

44. *Nawodnienie* jest to naziemne lub podziemne doprowadzenie wody.

45. *Niedosyt wodny warstwy korzeniowej* — różnica między ilością wody odpowiadającą wilgotności optymalnej w warstwie korzeniowej o jej rzeczywistym zasobem wodnym w danym momencie.

46. *Lej depresyjny (niż wody gruntowej)* — obszar depresji utworzony wokoło otworu, z którego czerpana jest woda.

47. *Osad mechaniczny gruntu* — osad utworzony z masy gruntowej rozbejtanej w wodzie albo unoszonej w wodzie płynącej.

48. *Krytyczna mięższość wody zawieszona* jest to największa mięższość wody zawieszona, po przekroczeniu której siła ciężenia przewyższa opory.

49. *Obszar zasilania* jest to obszar, którego wody powierzchniowe zasilają wody gruntowe zlewni.

50. *Odwodnienie* jest to naziemne lub podziemne odprowadzenie wody.

51. *Osiadanie gleby* — zmniejszanie się mięższości gleby z powodu utraty wody, wzrostu ciśnienia lub innych przyczyn.

52. *Zapadanie gruntu* jest to osiadanie gruntu następujące wskutek wypłukania warstw podścielających.

53. *Otwór obserwacyjny wody gruntowej* — otwór służący do obserwowania poziomów, ilości i jakości wody gruntowej.

54. *Parowanie z gleby* jest to bezpośrednie oddawanie przez glebę wody do atmosfery.

55. *Linia źródeł* — linia lub pas, wzdłuż którego występują źródła.

56. *Pełna (maksymalna) pojemność wodna gleby* — maksymalna ilość wody, która może wypełnić objętość wolnych przestworków gleby.

57. *Pełna wydajność pokładu wodonośnego* jest to największa ilość wody, którą można stale czerpać z danego pokładu przy niezmiennym się na skutek czerpania zwierciadło wody gruntowej.

58. *Pęcznienie gleby* jest to zwiększanie się objętości gleby przy pochłanianiu przez nią wody, zamarzaniu w niej wody lub z innych podobnych przyczyn.

59. *Piętro wody gruntowej* jest to warstwa wodonośna, odgraniczona warstwą nieprzepuszczalną od innych warstw wodonośnych, leżących nad nią i pod nią.

60. *Piętrowy układ wody gruntowej* — przewodniki (zbiorniki) wody gruntowej leżące jeden nad drugim poprzedzielane warstwami nieprzepuszczalnymi lub trudno przepuszczalnymi. Najwyżej leżący przewodnik tworzy pierwsze piętro.

61. *Plastyczność gleby* jest to zdolność wilgotnej gleby przyjmowania kształtu, nadanego jej przez ugniatanie oraz następnego zachowania tego kształtu.

62. *Podsiąkanie włoskowate* jest to podnoszenie się wody bardzo wąskimi przestworkami ku górze, pod działaniem włoskowatości.

63. *Pokład podścielający wodę gruntową* jest to warstwa nieprzepuszczalna lub trudno przepuszczalna, na której zbiera się woda gruntowa w przewodniku (zbiorniku).

64. *Pokład wodonośny albo warstwa wodonośna* jest to utwór skalny zawierający wodę podziemną wolną.

65. *Miejsce chłonne* — miejsce, w którym woda powierzchniowa wlewa się w głąb ziemi szczelinami lub wsiąka w grunt ze znaczną prędkością.

66. *Ponik* jest to miejsce chłonne, w którym woda powierzchniowa wlewa się szczelinami lub otworami wgłąb.

67. *Porowatość gleby* jest to objętość wolnych przestworków zawartych w jednostce objętości gleby, które nie są zajęte przez cząsteczki stałe.

68. *Współczynnik porowatości przestrzennej* jest to stosunek porowatości gleby do objętości gleby.

69. *Współczynnik porowatości przekrojowej* jest to stosunek powierzchni przestworków wolnych w płaszczyźnie przekroju gleby do powierzchni tego przekroju.

70. *Porowatość czynna (beznapięciowa)* jest to część porowatości, w której woda może poruszać się swobodnie. Równa się ona wielkości porowatości zmniejszonej o objętość zajęta przez wodę związaną z glebą siłami cząsteczkowymi (molekularnymi).

71. *Zwierciadło wody gruntowej* — swobodna powierzchnia wody gruntowej, czyli powierzchnia, w której woda gruntowa styka się z powietrzem lub innym gazem (bez względu na wywierane przez nie ciśnienie).

72. *Powierzchnia zbiorowa gleby* jest to suma powierzchni wszystkich cząsteczek gleby w odniesieniu do jednostki ciężarowej lub objętościowej gleby.

73. *Poziom freaticzny* jest to zwierciadło wody gruntowej pierwszego piętra (pierwszego horyzontu).

74. *Pozorna prędkość wody gruntowej* — prędkość filtrowania albo przesączania, wsiąkania, przesiąkania albo cedzenia, wyrażona stosunkiem ilości wody przechodzącej przez warstwę przepuszczalną w jednostce czasu do powierzchni przekroju tej warstwy, prostopadłego do kierunku prądu.

75. *Przepalczyśko* jest to gleba zbyt sucha skutkiem braku zdolności do utrzymania wody.

76. *Przepuszczalność* jest to zdolność gleby lub skały do przepuszczania wody.

77. *Przesiákanie wody* — ruch wody przez glebę lub skałę.

78. *Przesiákiwość gleby* jest to zdolność gleby do przewodzenia wody.

79. *Przestworki (pory) gleby* — przestrzenie zawarte między oddzielnymi cząsteczkami i skupieniami gleby i skały.

80. *Przetchnina glebowa* — grupa większych przestworków połączonych ze sobą i sięgających do powierzchni gleby lub skały.

81. *Przewiewność gleby* jest to zdolność gleby do wymiany powietrza.

82. *Przewodnik wody gruntowej* jest to grunt przepuszczalny (gleba lub skała, który może wodę gromadzić i przewodzić).

83. *Przywieranie wody* jest to gromadzenie się cząsteczek wody na powierzchni cząstek gleby, wskutek napięcia powierzchniowego.

84. *Rosa glebowa* — woda powstająca przez skraplanie się pary wodnej w przestworkach gleby lub skały.

85. *Schnięcie (wysychanie) gleby* jest to zmniejszanie się ilości wody w glebie wskutek jej parowania lub przechodzenia do warstw o mniejszej wilgotności.

86. *Rzeczywista prędkość (chyżość) wody gruntowej* — prędkość poszczególnych cząstek wody w stosunku do nieruchomych cząstek przewodnika, to jest stosunek rzeczywistej długości drogi przebytej przez poszczególne poruszające się w gruncie cząstki wody do czasu, w którym ta droga została przebyta.

87. *Skuteczna prędkość wody gruntowej* jest to stosunek ilości wody przepływającej w jednostce czasu do powierzchni przestworków wypełnionych wodą w przekroju prostym do kierunku prądu.

88. *Skuteczna średnica cząstki wody*. Średnica skuteczna (czynna, miarodajna, zastępcza) przepuszczalności jest to średnica cząstek tworzących glebę, która wraz z cząstkami drobniejszymi stanowi 10% ciężaru próby, a która służy do obliczenia przepuszczalności gleby.

89. *Spadek wody gruntowej* — spadek zwierciadła wody gruntowej między dwoma punktami, przypadającą na jednostkę odległości między tymi punktami.

90. *Spadek zwierciadła wody* nazywamy różnicę poziomów wody w punktach położonych na początku i na końcu odcinka linii prądu.

91. *Maksymalny spadek wody gruntowej* — spadek wody gruntowej w kierunku prądu.

92. *Hydroizohypsy* są to linie warstwiczne (poziomicowe) zwierciadła wody gruntowej.

93. *Hydroizobaty* są to linie lub zespół linii łączących punkty zwierciadła wody gruntowej, położonej na jednakowej głębokości pod powierzchnią ziemi.

94. *Spąg wody gruntowej* jest to górna powierzchnia pokładu podścielającego wodę gruntową.

95. *Współczynnik przepuszczalności* jest to stosunek między prędkością pozorną (v) i spadkiem (i) według wzoru Darcy'ego $v = k \cdot i$, równy prędkości filtrowania.

96. *Współczynnik wziętności* jest to ilość wody w glebie w stosunku do suchej masy gleby, poniżej której następuje trwałe zwiednięcie roślin w danym klimacie.

97. *Współczynnik zmienności źródeł* jest to stosunek pomiędzy najmniejszą a największą wydajnością źródeł.

98. *Sprężone powietrze glebowe* — powietrze w glebie będące stale pod większym ciśnieniem od ciśnienia panującego w tej samej głębokości w otworze pomiarowym.

99. *Stan wody gruntowej* jest to poziom, na którym znajduje się zwierciadło wody gruntowej, odniesiony do przyjętego poziomu porównania.

100. *Stopień porowatości gleby* jest to opisowy odpowiednik współczynnika porowatości.

101. *Stopień przepuszczalności* jest to opisowy odpowiednik współczynnika przepuszczalności.

102. *Stopień przesiąkliwości* jest to synonim stopnia przepuszczalności.

103. *Strata ciśnienia wody gruntowej (spadek ciśnienia)* jest to piezometryczna różnica ciśnień w dwóch punktach położonych na linii prądu.

104. *Strop przewodnika wody gruntowej* jest to dolna powierzchnia pokładu nieprzepuszczalnego ograniczającego przewodnik wody od góry.

105. *Swobodna powierzchnia wody gruntowej* jest to zwierciadło wody gruntowej pod ciśnieniem atmosferycznym.

106. *Odmarzanie gleby* jest to zjawisko, zachodzące przy takim ogrzaniu gleby, przy którym woda skrzepnie, znajdująca się w glebie, przechodzi ze stanu stałego w stan płynny.

107. *Transpiracja* jest to oddawanie wody z gleby do atmosfery za pośrednictwem roślin.

108. *Wilgoć gleby* — woda związana z glebą mechanicznie, przez działanie sił międzycząsteczkowych.

109. *Wilgotność gleby* — zawartość wody w glebie w odniesieniu do jednostki ciężaru wysuszonej gleby lub objętości gleby w chwili pobrania próbki.

110. *Włokowatość gleby* jest to właściwość gleby polegająca na obecności w niej drobnych, łączących się ze sobą przestworków, w których woda może poruszać się we wszystkich kierunkach wskutek napięć powierzchniowych.

111. *Stopień włokowatości mierz* się wysokością podnoszenia się wody w przestworkach glebowych wskutek napięć powierzchniowych.

112. *Woda adsorbcyjna* — zobacz: wilgoć gleby.

113. *Woda artezyjska* jest to woda gruntowa mająca zdolność podnoszenia się w wykonanym otworze wskutek ciśnienia hydrostatycznego, pod którym się znajduje.

114. *Woda błonkowa* — woda adsorbcyjna, która tworzy cienką błonkę otaczającą cząsteczki gleby oraz przywarta do nich wodę higroskopijną i posiadająca zdolność słabego ruchu wyrównującego grubość błonki na przylegających do siebie cząsteczkach gleby, dzięki siłom międzycząsteczkowym.

115. *Woda chemicznie związana* jest to woda wchodząca w skład związków chemicznych tworzących glebowego.

116. *Woda fizjologicznie nieczynna* — woda, która wskutek trzymania jej przez siły międzycząsteczkowe nie może być pobrana z gleby przez rośliny.

117. *Woda głębinowa* — woda podziemna w stanie ciekłym na znacznej głębokości, nie zawierająca powietrza.

118. *Woda juvenilna* jest to woda głębinowa, która nie pochodzi z przesiąkania wody opadowej, lecz tworzy się w głębi ziemi drogą procesów chemicznych.

119. *Woda gruntowa wolna* jest to woda podpowierzchniowa wolna, gromadząca się na sprężonej podścielającej ją warstwy gruntu nieprzepuszczalnego.

120. *Woda gruntowa pod ciśnieniem* — woda gruntowa znajdująca się pod ciśnieniem hydrostatycznym lub pod ciśnieniem sprężonych gazów, większym od atmosferycznego.

121. *Woda gruntowa przybyszowa (obca)* jest to woda gruntowa, która przybyła do rozpatrywanego obszaru drogą podziemną.

122. *Woda gruntowa spiętrzona* — woda gruntowa, której zwierciadło zostało podniesione przez przeszkodę na linii prądu.

123. *Woda gruntowa swobodna* jest to woda gruntowa na powierzchni której ciśnienie jest równe ciśnieniu atmosferycznemu.

124. *Woda gruntowa własna* — woda gruntowa pochodząca z opadów atmosferycznych, które spadły na rozpatrywanym obszarze.

125. *Woda gruntowa podpywowa* jest to woda gruntowa mająca ruch skierowany ku górze.

126. *Woda higroskopijna* jest to woda pobrana z pary wodnej powietrza, stykająca się bezpośrednio z cząstkami gleby i otaczająca ich zbiorową powierzchnię, nieprzerwaną cieniutką powłoką. Przywiera ona tak silnie, że aby ją osunąć, musimy suszyć glebę (mineralną) w ciągu kilku godzin przy 106°C .

127. *Woda mineralna* — woda zawierająca składniki mineralne lub gazowe w ilościach przekraczających określone miary.

128. *Woda powierzchniowa* jest to woda stojąca lub płynąca, znajdująca się na powierzchni ziemi.

129. *Woda przeciekowa* — woda obca (przybyszowa) przesączająca się pod ciśnieniem przez podłoże lub budowlę piętrową.

130. *Woda fizjologicznie czynna* jest to woda, która może być pobrana przez rośliny.

131. *Woda wgłębna* — woda podpowierzchniowa wolna (szczelinowa lub warstwowa), która leży na takiej głębokości, że nie podlega dobowym zmianom temperatury.

132. *Woda włoskowata* jest to woda zawarta w małych przestworkach gleby lub skały, mogąca się poruszać w różnych kierunkach, nawet wbrew sile ciężkości.

133. *Woda wolna (grawitacyjna)* jest to woda, w której siła ciężkości, działająca na jej cząstki, przewyższa siły wiążące mechanicznie cząstki wody z tworzywem gleby.

134. *Woda wsiąkowa* — woda wsiąkająca z powierzchni ziemi w grunt, pod wpływem siły ciężkości lub włoskowatości.

135. Woda wypierana jest to woda gruntowa, którą ciśnienie wody przeciekowej zmusza do wystąpienia na powierzchnię.

136. Woda zastojowa — woda wolna gruntowa, pozbawiona możliwości odpływu.

137. Woda zawieszona jest to woda zwarcie wypełniająca przestworki gleby lub skały przepuszczalne powyżej zasięgu włoskowatości i tworząca odrębne skupienie, utrzymywane napięciem menisków.

138. Woda zakątkowa — część wody błonkowej, która gromadzi się w zakątkach przestworków glebowych ponad normalną grubość błonki.

139. Wsiąkanie wody jest to wnikanie wody w glebę przez jej powierzchnię, na skutek działania siły ciążenia lub włoskowatości.

140. Kurczenie się gleby jest to zmniejszenie objętości gleby wskutek wysychania.

141. Współmierne kurczenie się gleby jest to zmniejszenie objętości wysychającej gleby proporcjonalnie do objętości traconej wody.

142. Wydajność źródła jest to ilość wody wypływającej ze źródła w jednostce czasu.

143. Wykwit lodowy jest to woda zamarznięta w postaci lodu włóknistego, występującego na powierzchni gleby.

144. Parowanie gleby jest to przechodzenie zasobów wilgoci z gleby do atmosfery w postaci pary, bez uwzględnienia wody pobranej przez roślinność.

145. Zasięg parowania — największa głębokość, z której woda gruntowa może przechodzić z gleby do atmosfery wskutek parowania.

146. Zasięg transpiracji jest to największa głębokość, z której woda gruntowa może być oddawana atmosferycznie za pośrednictwem roślin.

147. Wysokość ciśnienia wody gruntowej — wysokość, na której ustalałaby się woda w pionowym otworze pomiarowym (w rurce piezometrycznej) nad rozważanym punktem.

148. Zagłębienie wodne jest to obszerne zagłębienie erozyjne lub tektoniczne, zawierające pokłady wodonośne.

149. Zapora wody gruntowej jest to przeszkoda spiętrzająca wodę gruntową.

150. Zasięg częściowej włoskowatości jest to część przestrzeni gruntu, w której są wypełnione wodą tylko cieńsze kanaliki włoskowate.

151. Zasięg mrozu w glebie jest to przestrzeń gleby, do której przenika mróz od powierzchni.

152. Strefa nasycenia (nasycona) jest to warstwa gruntu o szczelinach lub przestworkach napełnionych wodą do pełnej pojemności, ograniczona od góry swobodnym zwierciadłem wody gruntowej a od dołu nieprzepuszczalnym podłożem.

153. Strefa nawietrzona jest to warstwa gruntu znajdująca się ponad zwierciadłem wody gruntowej.

154. Zasięg parowania i transpiracji jest to największa głębokość gleby, z której woda wyparowuje bezpośrednio z gleby albo też za pośrednictwem roślin.

155. Zasięg włoskowatości jest to wysokość, do której dochodzi woda włoskowata wypełniająca cienie kanaliki gruntu.

156. Zasięg zwartej włoskowatości jest to wysokość, do której dochodzi woda włoskowata wypełniająca wszystkie, nawet najgrubsze kanaliki włoskowate.

157. Zmarzlina jest to gleba zamarznięta, tj. gleba, której wolna woda przeszła w stan stały.

158. Zmarzlina lita — gleba zawierająca wodę zamarzniętą w przestworkach lub dokoła cząstek gleby, względnie skały.

159. Zmarzlina pośrednia jest to gleba zamarznięta, łącząca znamiona zmarzliny litej i warstwowej (160).

160. Zmarzlina warstwowa jest to gleba zamarznięta w postaci wyodrębniających się warstewek.

161. Zasób wody gruntowej jest to woda wolna, zgromadzona pod powierzchnią ziemi.

162. Zlewnia podziemna jest to obszar podziemny, z którego pochodzi woda rozpatrywanego zbiornika wodnego.

163. Retencja jest to zjawisko polegające na czasowym zatrzymywaniu wody krążącej. To samo określenie „retencja“ stosuje się w języku potocznym do ilości wody zatrzymanej.

164. Zdolność retencyjna — zdolność czasowego zatrzymywania wody krążącej w dorzeczu, w części dorzecza, w ciekach wodnych lub w urządzeniach, przez które przechodzi woda.

165. Retencja gruntowa jest to całkowita ilość wody zgromadzonej w zlewni pod powierzchnią ziemi. Dzieli się ona na retencję związaną i retencję wolną.

166. Retencja związana jest to ilość wody związanej mechanicznie z gruntem, zgromadzonej pod powierzchnią ziemi.

167. Retencja wolna — ilość wody wolnej zgromadzonej pod powierzchnią ziemi. W zagadnieniach ujęcia wody podziemnej nazywamy ją zasobem wody gruntowej. Retencja wolna dzieli się na retencję czynną i retencję bierną.

168. Retencja czynna — zasób wody gruntowej zgromadzonej powyżej najniższej powierzchni, z której woda wolna może jeszcze grawitacyjnie płynąć do odbiorników powierzchniowych.

169. Retencja bierna — zasób wody gruntowej zgromadzonej poniżej najniższej powierzchni, z której woda wolna może jeszcze grawitacyjnie spłynąć do odbiorników powierzchniowych.

170. Zasób wody gruntowej jest to: a) w zagadnieniach ujęcia wody gruntowej woda wolna, znajdująca się pod powierzchnią ziemi, b) w zagadnieniach zaś rolniczych woda wolna z wodą włoskowatą i częściowo błonkową.

171. Pojemność powietrzna gleby jest to objętość przestworków zajętych przez powietrze w jednostce objętości wilgotnej gleby.

172. Zwierciadło wody gruntowej jest to powierzchnia graniczna między strefą nasyconą i nawietrzoną w gruncie. Poszczególne punkty tej powierzchni wyznaczamy w praktyce według zwierciadła wody w otworach po ustaleniu w nich poziomu wody.

173. Źródło jest to miejsce naturalnego wydobywania się wody gruntowej na powierzchnię.

174. Źródło mineralne — źródło, z którego wydostaje się woda mineralna.

175. Źródło okresowe — źródło czynne z przerwami okresowymi.

176. Źródło piargowe — źródło, w którym woda wydobywa się z piargów.

177. Źródło podpiłkowe jest to źródło z wodą podnoszącą się ku wypływowi pod wpływem ciśnienia hydrostatycznego lub ciśnienia gazów.

178. Źródło podwodne jest to źródło wypływające pod zwierciadłem wody.

179. Źródło przelewowe — źródło, którym wypływa woda przelewająca się przez krawędź zbiornika podpowierzchniowego.

180. Źródło spływowe jest to źródło, którym wydobywa się woda spływająca po nieprzepuszczalnym podłożu.

181. Źródło stałe — źródło czynne bez przerw.

182. Źródło szczelinowe — źródło, którym woda wydobywa się ze szczeliny skalnej.

183. Źródło tętniące — źródło, które w regularnych krótkich odstępach czasu zwiększa i zmniejsza swoją wydajność.

184. Źródło warstwowe — inaczej zwane źródłem spływowym.

185. Źródło wybuchowe jest to źródło bijące z dużą siłą przy udziale gazów.

186. Źródło zaporowe jest to źródło powstałe ze spiętrzenia wody gruntowej na granicy nieprzepuszczalnego utworu.

187. Źródło zmienne — źródło o zmiennej wydajności w nieregularnych odstępach czasu.

188. Żyła wody gruntowej jest to woda gruntowa w przewodniku o niewielkim przekroju i znacznej długości.

(d. c. n.)

S. T.

DZIAŁ III – PROJEKTOWANIE

INŻ. ZENON BĄCZEK

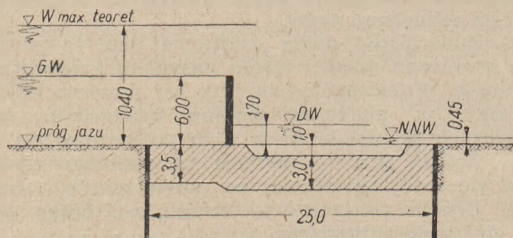
Biuro Projektów Budownictwa Morskiego

Schematy obciążeń i usystematyzowanie obliczeń statycznych przy projektowaniu stopni piętrzących

Nasza literatura techniczna nie podała dotychczas inżynierom-projektantom wzoru i schematu obciążeń i obliczeń statyczno-hydrologicznych zasadniczych elementów budowlanych stopnia piętrzącego, tzn. przyczółka jazowego, podłoża wypadowego, umocnienia powyżej i poniżej jazu oraz filarów jazu; do tego dochodzą jeszcze obliczenia studni amortyzacyjnej dolnego stanowiska (tzn. jego głębokości i długości oraz manewrowania zasuwami w sposób jak najbardziej racjonalny).

Niniejszy artykuł rozpoczyna cykl artykułów opisujących obliczenia wyżej wymienionych elementów. Artykuły te są oparte na już wykonanych obliczeniach szczegółowych dla projektowanej w kraju budowli wodnej. Będą one tylko skromną próbą przyswojenia zdobyczy hydrotechników radzieckich dla naszych potrzeb.

Do trudniejszych należą obliczenia statyczne przyczółka jazowego, gdyż na żaden element budowli stopnia wodnego nie działa tyle obciążeń co na przyczółek, zaś kształt, a w związku z tym i obliczenia statyczne tym się komplikują, że przyczółek spełniać musi zadania filara oraz ściany oporowej, łącząc się z umocnieniem brzegów koryta kanału czy rzeki. Przykład dotyczy przyczółka wykonanego z betonu dobrojonego. Na rys. 1 podano schemat stanowiska



Rys. 1.

z min i max. stanu wód. Zaznaczyć należy, że podane obliczenia poszczególnych budowli nie będą podawane w kolejności potrzeb i wykorzystania ich do następnej części; kolejność ta winna być następująca:

- obliczenie studni amortyzacyjnej dolnego stanowiska,
- obliczenie płyty oraz podłoża jazowego,
- obliczenie filara jazu,
- obliczenie przyczółka jazu.

Obliczenia te są możliwe po ustaleniu:

- przepływów w projektowanym przekroju,
- wyników badań hydrologicznych,
- poziomów stanowisk (dolnej i górnej wody).
- światła jazu,
- rodzajów mechanizmów (typów mostów, zasuw, szandorów itp.), wraz z obciążeniami od nich.

Obliczenie przyczółka składa się zasadniczo z 2 części:

Część I — Sprawdzenie ogólnej stateczności budowli i zachowania się podłoża pod wpływem obciążeń przez budowlę na niego przekazywanych.

Część II — Obliczenie wytrzymałości przyczółka (stalbet).

W niniejszym artykule zajmujemy się tylko częścią I, która obejmuje zagadnienia interesujące przede wszystkim hydrostatyka. Zakładamy (co zostanie policzone w cz. II), że całość względnie części budowli (jeśli budowla podzielona jest dylatacjami) tworzy sztywną, zwartą konstrukcję, badając jej zachowanie się oraz podłoża pod działaniem sił zewnętrznych i jej własnego ciężaru. Przebieg obliczeń cz. I może mieć kolejność następującą, po przyjęciu wymiarów

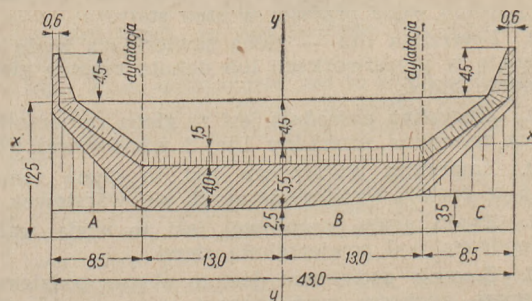
przyczółka wynikających z potrzeb konstrukcyjnych i danych z praktyki:

- Rozdział 1 — Założenia ogólne.
- podstawy obliczenia statycznego,
- obciążenia,
- dopuszczalne naprężenia,
- współczynniki bezpieczeństwa,
- system przyczółka,
- dylatacja,
- odwodnienie przyczółka.
- Rozdział 2 — Schematy statycznych obliczeń.
- skrzydło od strony górnej wody (G. W.),
- skrzydło od strony dolnej wody (D. W.),
- część środkowa przyczółka.

Rozdział 3 — Badania statyczne.

- wypadki statyczne,
- wypadek budowlany,
- wypadek remontowy,
- wypadek eksploatacyjny,
- rodzaje badań statycznych,
- naprężenia pod podszewą fundamentu,
- badanie na poślizg,
- badanie na obrót,
- badanie na wypłynięcie,
- badanie na wyciskanie,
- badanie stałości podłoża na działanie sił pionowych (podłoże nieskaliste),
- badanie stałości podłoża na działanie sił pionowych i poziomych (podłoże nieskaliste).

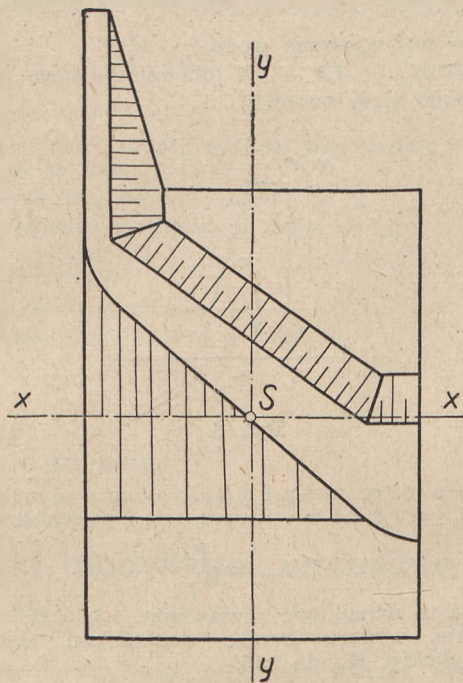
W rozdz. 1 należy podać źródła z jakich się korzystało przy wykonywaniu obliczeń przyczółka. Następnie ustalić obciążenia (tzn. wielkość i miejsca działania) od mechanizmów wyciągowych zasuw, od samej zasuw, budki na mechanizmy, mostu dźwigowego, mostu drogowego wzgl. kładki, szandorów, naziomów, ewent. jakichś murków, schodów itp. Podać dopuszczalne naprężenia dla gruntu podłoża. Współczynniki bezpieczeństwa przyjmujemy dla wypadków awaryjnych na poślizg — 1,1, na obrót — 1,5; dla wypadków eksploatacyjnych — na poślizg — 1,3, na obrót — 1,5. Uzasadnić wymiary i kształt przyczółka wykształconego, np. jak na szkicu schematycznym (w rzucie poziomym) na rys. 2.



Rys. 2.

Ważne jest ustalenie poziomu wody gruntowej za przyczółkiem, uwarunkowane poziomem piętrzenia i właściwym założeniem drenażu. Poza tym ustalić należy dla różnych wypadków ciężary właściwe gruntów i kąty wewnętrzznego tarcia (stoku naturalnego).

W rozdz. 2 obliczeń ustalamy schematy dla poszczególnych wypadków, dla których przeprowadza się badania, wprowadzając pewne uproszczenia (w zakresie dopuszczalnej dokładności obliczeń) kształtów, aby ułatwić obliczenie ciężarów betonu, słupów wody i ziemi oraz obciążonych naziomów. Badania należy wykonać w 2 płaszczyznach do siebie prostopadłych i prostopadłych do płaszczyzny podstawy (podeszwy fundamentu), każdej części A, B i C (powstałej z podziału szwami dylatacyjnymi) osobno.



Rys. 3.

Np. dla skrzydła przyczółka (rys. 3) od strony górnego stanowiska oznaczonego na rys. 1 przez „A”, ustalono w wypadku awaryjnym (o którym będzie mowa niżej) schemat pokazany na rys. 4 dla sprawdzenia skrzydła w płaszczyźnie (y — y).

Poszczególne siły działające na skrzydło przyczółka:

- W_1 — boczne parcie wody od strony koryta rzeki,
- W_2 — boczne parcie wód gruntowych z tyłu przyczółka,
- E_1 — boczne (aktywne) parcie gruntu od tyłu przyczółka,
- E_2 — boczne parcie (aktywne) gruntu od strony koryta rzeki,
- Q_1 — ciężar słupa wody (składowa wody) na wystająca część fundamentów od strony koryta rzeki,

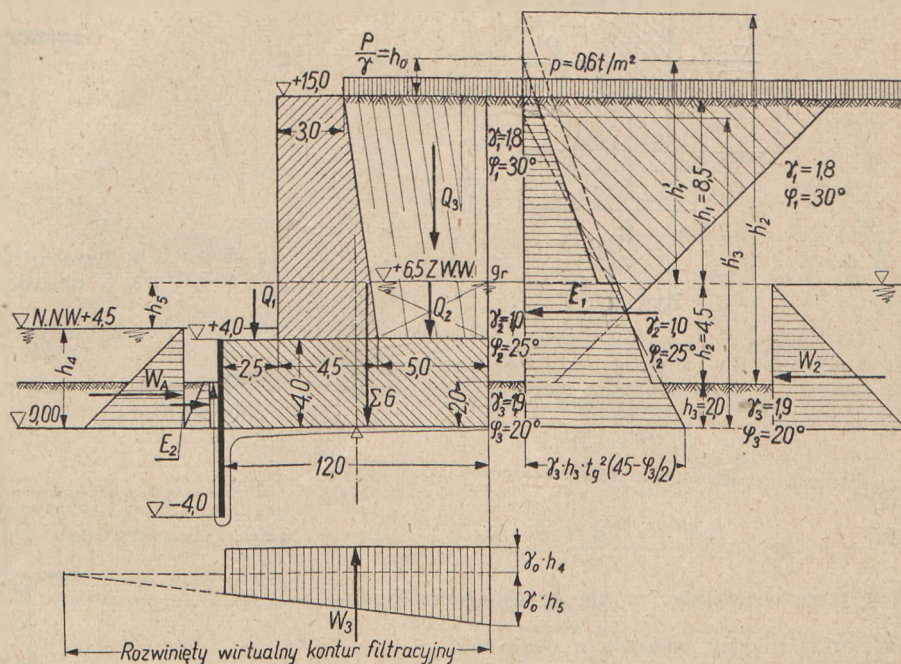
- Q_2 — ciężar słupa wody (j. w.) gruntowej z tyłu przyczółka, łącznie z ciężarem słupa ziemi przesiąkniętej wodą na wystającą część fundamentu,
- Q_3 — ciężar słupa ziemi suchej (nad poziomem wód gruntowych — z tyłu przyczółka) na fundamencie przyczółka,
- G — ciężar własny całego skrzydła przyczółka,
- W_3 — wypór wody pod podeszwą fundamentu.

Poza sprawdzeniem naprężeń w samej ścianie skrzydła przyczółka, obliczenia wytrzymałości i stateczności przyczółka (tzn. poszczególnych jego części) należy przeprowadzić dla 3 wypadków:

- a) budowlanego — na przyczółek działają tylko maksymalne pionowe siły od ciężaru własnego, mostów, mechanizmów, zasuwy, obciążeń mostów i kładek, budek na mechanizmy itd., które wywołują możliwości nierównomiernego rozkładu ciśnienia w budowlu, a przede wszystkim pod podeszwą fundamentu;
- b) eksploatacyjnego — zasuwa opuszczona i oparta o próg jazu, a przyczółek podlega maksymalnemu parciu wody (od strony koryta rzeki i z tyłu wody gruntowej), wiatru, ziemi i ewent. siły hamowania na moście, jako siłom poziomym oraz obciążeniom pionowym wymienionym w poprzednim punkcie (oczywiście w innych możliwych kombinacjach, aby spowodowały jak najniekorzystniejsze naprężenia pod podeszwą fundamentu), do których dochodzi wypór wody;
- c) awaryjnego — światło jazu przy przyczółku zamknięte od strony górnej i dolnej wody szandorami (wzgl. od strony D.W. groblą ziemną, czy czymś podobnym), na które działają parcia wody górnego i dolnego stanowiska, przenoszącymi je na przyczółek, sam podlegający działaniu sił pionowych i poziomych z 2 poprzednich wypadków (znowu przy możliwie najniekorzystniejszym układzie).

W 2 ostatnich wypadkach (b i c) przyjmuje się możliwości najmniejszego obciążenia pionowego przyczółka.

Wymienione 3 wypadki nie wymagają dalszych objaśnień, chociaż samo ustalenie schematu sił sprawia projektantom niekiedy bardzo poważne trudności.



Rys. 4.

W wyniku różnych możliwości naruszenia równowagi przyczółka w zależności od rozpatrywanych wypadków podanych powyżej (ewent. w 2 prostopadłych względem siebie płaszczyznach), przeprowadzamy badanie jego stałości oraz wytrzymałości podłoża, sprawdzając:

- naprężenia pod podeszwą fundamentu (ciśnienie na grunt),
- stateczność ściany na przesunięcie w płaszczyźnie podstawy fundamentu (badanie na poślizg),
- na wywrócenie w podstawie fundamentu (badanie na obrót),
- na wypłynięcie,
- głębokość założenia fundamentów na wyciskanie zgodnie z T. U. i N. (patrz spis literatury),
- wytrzymałość podłoża (nieskalnego) pod działaniem sił pionowych,
- wytrzymałość podłoża (nieskalnego) pod działaniem sił pionowych i poziomych, tzn. sprawdzając stateczność ściany na poślizg łącznie z gruntem podłoża.

Wyżej wymienione rodzaje badań nie zawsze muszą mieć miejsce wszystkie razem, dla każdego z wymienionych 3 wypadków, — zależy to od konstrukcji i otoczenia samej budowli z racji założeń i wynika samo przez się po ustaleniu schematu działających na budowlę sił.

Omówimy pokrótce kolejno rodzaje poszczególnych badań statycznych, rzecz traktując ogólnie, a nie z myślą tylko o przyczółku.

Naprężenie pod podeszwą fundamentu liczymy posługując się znanym wzorem statyki:

$$\sigma_{1,2} = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W}$$

gdzie

$\sigma_{1,2}$ — oznaczają skrajne naprężenia,

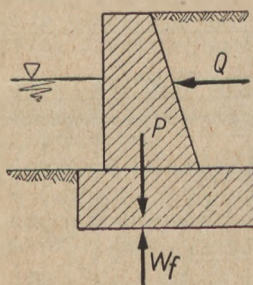
P — jest sumą (wypadkową) wszystkich sił pionowych, których działaniu podlega budowla,

F — pole podstawy fundamentu,

M — suma wszystkich momentów, którym podlega budowla, względem środka podeszwy fundamentu,

W — moment (wskaznik) oporu podłoża powierzchni podstawy fundamentu.

Tak obliczone σ musi być mniejsze od przyjętych dopuszczalnych ciśnień na grunt podłoża fundamentu.



Rys. 5.

Badanie na poślizg po powierzchni styku podłoża z fundamentem sprawdza się związkiem:

$$K_p = \frac{f(P - W_f)}{Q}$$

albo

$$K_p = \frac{f_o(P - W_f) + b \cdot c}{Q}$$

Siłom przeciwstawiającym się przesunięciu budowli są:

a) siła tarcia między budowlą a podłożem:

$f(P - W_f)$, gdzie f — współczynnik tarcia (o wartości 0,2 — 0,65 zależnie od gruntu) wzgl.

b) siła kohezji budowli z podłożem:

$$f_o(P - W_f) + b \cdot c,$$

gdzie f_o — współczynnik proporcjonalności (dla konturu betonu np. z podłożem skalistym f_o — 0,6 — 0,65),

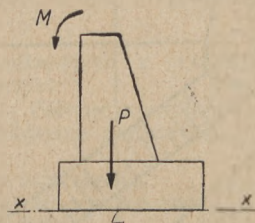
c — współczynnik kohezji w t/m^2 (w warunkach laboratoryjnych dla betonu z wytrzymałym skalistym podłożem $c = 1,4 — 1,6 t/m^2$; Biuro Melioracji USA przyjmuje $f_o = 0,65$, a wielkość osiąga wartość 2,0 — 4,5 t/m^2 ; wg PN/B — 184 c waha się od 0 do 5,0 t/m^2),

b — szerokość podeszwy fundamentu.

Q — jest wypadkową wszystkich sił poziomych działających na budowlę (parcie wody, ziemi, wiatru i lodu),

W_f — jest wyporem wody.

Wielkość $K_p = 1,3 — 1,5$ (dla nieskalistego podłoża, zależnie od klasy budowli).

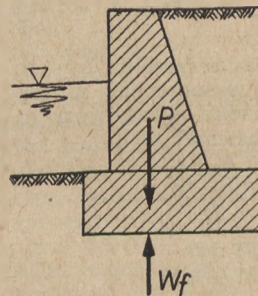


Rys. 6.

Badanie stałości budowli na wypłynięcie sprawdza się z zależnością:

$$K_w = \frac{P}{W_f}$$

wielkość ta winna być równa min. 1,3, a tylko przy obliczaniu wyporu bardzo dokładnymi metodami można obniżyć K_w do 1,15.

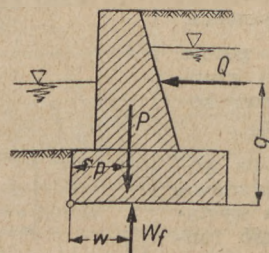


Rys. 7.

Sprawdzenie stałości budowli na obrót określa się formułą:

$$K_o = \frac{P \cdot p}{Q \cdot q + W_f \cdot w} < 1,5$$

Oznaczenia j. w., zaś p , q i w określa się odpowiednimi ramionami sił.



Rys. 8.

Badanie budowli na wyciskanie podłoża wg T.U. i N. (patrz spis literatury) i zalecanego Giersewenowa — określa przy tym minimalną głębokość założenia fundamentów:

$$h = \frac{\sigma}{\gamma} \cdot \frac{1}{2 \operatorname{tg}^3 (45^\circ + \varphi/2) - 1}$$

gdzie

σ — jest max. naciskiem na gruni,

γ — ciężarem objętościowym gruntu podłoża.

φ — kątem naturalnego stoku gruntu podłoża.

Sprawdzanie wytrzymałości nieskalistego podłoża budowli na działanie sił pionowych.

Wg Belzeckiego krytyczne obciążenie podłoża:

$$p_{kr} = \gamma_1 \cdot \frac{b}{2} \left(\frac{1 - \lambda^4}{\lambda^5} \right) + \frac{\gamma_1 \cdot h}{\lambda^4} + 2c \left(\frac{1 + \lambda^2}{\lambda^3} \right)$$

gdzie p_{kr} — w t/m^2 ,

γ — ciężar objętościowy gruntu podłoża przy udziale wyporn. wody w t/m^3 ,

b — szerokość podeszwy budowli w m,

h — zagłębienie podeszwy w grunt w m,

γ — $\operatorname{tg} (45^\circ - \frac{\varphi}{2})$,

φ — kąt tarcia gruntu,

c — współczynnik kohezji w t/m^2 .

Współczynnik wytrzymałości podłoża (aby nie nastąpiła plastyczna deformacja gruntu podłoża) określany jest wzorem:

$$K_d = \frac{p_{kr}}{p}$$

gdzie p — rzeczywiste obciążenie gruntu podłoża.

Wytrzymałość nieskalistego podłoża pod działaniem pionowych i poziomych sił.

Zaleca się tutaj przekonywujący, sprawdzony laboratoryjnie i potwierdzony praktyką sposób krzywych powierzchni poślizgu, będący szwedzką metodą dotyczącą ścian oporowych, opracowaną i rozwiniętą przez prof. Griszyńskiego dla budowli na jazie. Metoda ta zostanie podana w jednym z następnych artykułów. W każdym razie ze wszystkich wymienionych rodzajów badań jest najbardziej żmudną i skomplikowaną, tym nie mniej, poza badaniem ciśnienia na grunt, kapitalną, bo uwzględniającą możliwie wszystkie znane i dające się zbadać właściwości gruntu podłoża.

LITERATURA

1. Gidotiechniczskie sooruzhenia — prof. Griszyn.
2. Tiechniczskie uslowia i normy (T.U. i N.) izd. Min. Kom. Choz.
3. Wnutrienniye wodnyye puti — Dżunkowski i Be-reziński.
4. Plotiny — Anisimow.

INŻ. JAN KOCIEŃKI

Biurow Projektów Wodno-Melioracyjnych

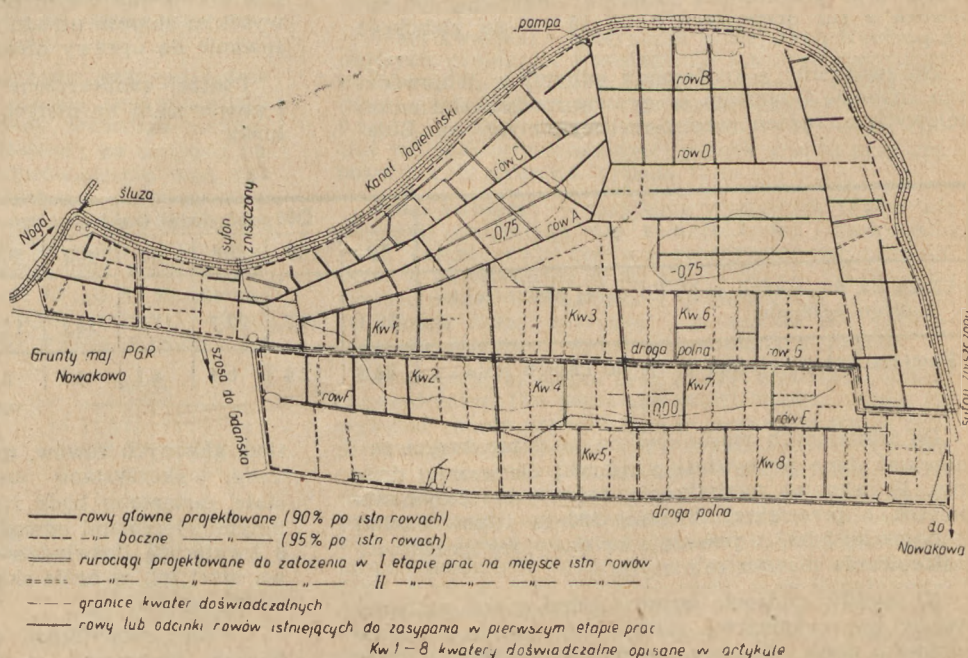
Projekt modyfikacji urządzeń melioracyjnych na polderze „Strażnica” na Żuławach

Wobec intensyfikacji rolnictwa i coraz większego zmechanizowania upraw zagadnienie właściwej modyfikacji istniejącej gęstej sieci rowów odwodniających na Żuławach w delcie Wisły nabiera coraz większego znaczenia. Wielkość działek pomiędzy rowami dochodzi w wielu wypadkach do 0,4 ha, a prócz tego niesystematyczna sieć rowów wręcz uniemożliwia zastosowanie nowoczesnych maszyn rolniczych w sposób ekonomiczny.

Trudno jest jednak bez doświadczeń powiedzieć, czy istniejąca w danym miejscu gęsta sieć rowów jest słuszną z punktu widzenia melioracyjnego, gdyż brak jest odpowiednich obserwacji co do działania tych rowów, co do potrzeb danego terenu i wymagań upraw takich lub innych kultur w pojęciu nowoczesnego rolnictwa.

W artykule zostanie podanych kilka systemów odwodnienia, które zaprojektowano dla doświadczalnego polderu: „Strażnica” o pow. 209 ha. Projekt modyfikacji urządzeń opracowano w Biurze Projektów Wodno-Melioracyjnych w Warszawie, wg wytycznych podanych przez prof. J. Ostromeckiego.

Polder „Strażnica” leży na terenie Żuław Elbląskich w odległości 6 km od Elbląga, należy do PGR. graniczy z zachodu z Nogatem, z północy i wschodu z kanałem Jagiellońskim, od południa częściowo z szosą do Elbląga i Gdańska (rys. 1).



Rys. 1.

Cały polder poza dwiema lokalnymi dolinkami w środkowej swej części jest z niewielkim spadkiem pochyłony w kierunku północnym. Spadki terenu są nieznaczne i wynoszą od 0 do kilku ‰. Przeważająca część obszaru (środek i północ) położona jest w depresji z najniższym miejscem o rzędnej — 1,08 m; mniejsza część (strona południowa i zachodnia) jest nieco wzniesiona nad poziom morza z najwyższym miejscem o rzędnej + 1,76 m. Gleby na terenie polderu są pochodzenia aluwialnego: mada mocna i lekka; obie na ogół na podłożu średnio przepuszczalnym; średnia miąższość mady wynosi 0,45 m. Na większej części polderu jest mada mocna z domieszką próchnicy. W podglebiu i podłożu występują drobnoziarniste piaski z mniejszą lub większą ilością mułku. Skład mechaniczny próbek pobranych z warstwy glebowej mady mocnej wykazuje dużą zawartość cząstek o $\varnothing < 0,01$ mm, co wskazuje na małą przepuszczalność i przewiewność; natomiast w podglebiu i podłożu części spławialne stanowią nieznaczny odsetek, a przeważają cząstki o $\varnothing 0,05 - 0,01$ mm, co świadczy o ich średniej przepuszczalności.

Biorąc pod uwagę, że warstwa mady o nieznacznej miąższości (ok. 0,45 m) leży na podglebiu i podłożu na ogół średnio przepuszczalnym, należałoby przypuszczać, że ten typ gleby w wyższym położeniu i z większymi spadkami terenu dla unormowania stosunków wilgotnościowych poza zabiegami agrotechnicznymi (głęboka orka — kretowanie) nie wymagałby innej formy odwodnienia. Wody opadowe i przesiąkowe są odprowadzane rowami otwartymi do pompy o wydajności 230 l/sek, położonej w północnej części polderu i przepompowywane do kanału Jagiellońskiego na wysokość 1,5 m. Zlewnia, z której pompa odpompowuje wodę pokrywa się z obszarem polderu. Różnica poziomów między najniższym miejscem terenu — 1,08 m a zaniwelowanym zw. wody w kanale Jagiellońskim + 0,15 m wynosi 1,23 m.

Istniejąca sieć rowów osuszających na polderze jest gęsta i wyjątkowo niesystematyczna tak pod względem rozstawu jak i kierunków. Przeciętnie na 1 ha przypada 215 mb rowów. Brak jest danych odnośnie wpływu infiltracji oraz pompowania na poziom wód gruntowych na polderze.

W czasie pomiarów (I.XI — 31.XII, 1949 r.) zw. wody gruntowej układało się przeciętnie na głębokości 0,5 — 0,6 m pod powierzchnią terenu. Dla obserwacji wód gruntowych założono kilka ciągów studzienek z rur drenowych o $\varnothing 15$ cm na głębokość 1,5 m.

Sprawozdanie z konferencji odbytej w Wojewódzkim Urzędzie Gdańskim w sprawie modyfikacji szczegółowych urządzeń wodno-melioracyjnych na Żuławach

na polderze „Strażnica” podaje następujące zalecenia:

- zmiany tras kanałów zbierających dostosowując je do ukształtowania terenu,
- skrócenie długości niektórych rowów,
- likwidacja części rowów odwodniających i
- likwidacja wyniosłych burt rowów.

Sprawozdanie to podaje też, że komisja stwierdziła na polderze w dniu 17.IX.49 r., że są rowy suche, mimo iż ostatnie pompowanie wody było 27.VIII.49 r. Powyższy fakt dowodziłby, że infiltracja wody z wzniesionego nad terenem kanału graniczącego z polderem na długości 3300 m jest niewielka.

Inż. Z. Kisielewski w artykule pt. „Melioracje na Żuławach w delcie Wisły” (Gospodarka Wodna Nr 3 1951 r.) podaje, że wg badań przeprowadzonych na jednym z polderów, można by skasować ok. 10% istniejących rowów bez szkody dla należytego odwodnienia, względnie można je zastąpić przez wytworzenie podczas orki bruzd odwodniających; jest też możliwe zastąpienie rowów rurociągami co wymagałoby jednak pogłębienia rowów odbierających wodę z rurociągów.

Projekt modyfikacji urządzeń odwodniających na polderze Strażnica opracowano w założeniu, iż grunt będzie pod uprawami polowymi, pola muszą być dostatecznej wielkości, co pozwoliłoby na swobodne poruszanie się maszyn rolniczych i na ich ekonomiczne wykorzystanie.

Z niesystematycznego układu rowów niedostosowanych do ukształtowania terenu należy sądzić, iż były one wykonane przez poszczególnych właścicieli działek sposobem gospodarczym w miarę potrzeb osuszenia terenu. Porównując istniejące rozstawy rowów z wynikami analizy mechanicznej gleby okazuje się, że wielu wypadkach rozstawa rowów jest większa lub mniejsza niżby to z analizy wynikało. Istniejąca gęsta sieć rowów zmniejsza powierzchnię uprawną polderu o ok. 26 ha, tj. ok. 12,5%. Taki stan rzeczy pociąga za sobą zwiększone wydatki na konserwację rowów, tępienie chwastów i sprzyja rozmnażaniu się szkodników (myszy), które znajdują schronienie w nieruszanych skarpach rowów. Gęsta sieć rowów (które w dodatku są krótkie) dzieli polder na poletka o nierównej powierzchni od 0,4 ha do 2,5 ha — przeciętnie 1,3 ha (na całym obszarze ok. 150 rowów), co w wysokim stopniu utrudnia dojazdy i uniemożliwia stosowanie do uprawy nowoczesnych maszyn rolniczych.

Poniżej zamieszczona tabelka podaje straty czasu i powierzchni na małych poletkach wg danych Uszarkowa.

S t r a t y	Długość drogi traktorowego agregatu w metrach									
	50	100	200	300	400	500	700	800	1000	1500
Czasu na nawrotach w ‰ do całej pracy traktorowego agregatu	56,1	39,7	22,7	17,8	14,1	11,6	8,6	7,5	6,2	4,2
Powierzchni pomijanej w ‰ do całego pola	24,8	12,4	6,1	4,1	3,1	2,5	1,8	1,6	1,2	0,8

Do istniejących warunków na polderze można zastosować dane przeważnie z rubryki pierwszej i drugiej. Projektując modyfikację dążono do otrzymania poletek o przeciętnej długości 500 m i powierzchni co najmniej 5 ha, co poważnie zwiększyłoby możliwości zastosowania maszyn rolniczych.

Z punktu widzenia czysto technicznego najlepiej byłoby nie uwzględniać starej sieci rowów, a zaprojektować nową, dostosowaną do ukształtowania terenu, potrzeb odwodnienia i uprawy mechanicznej. Ze względów oszczędnościowych oparto się na istniejącej

sieci głównych rowów, miejscami tylko korygując ich trasy, wykorzystano część rowów bocznych pozostałe zastąpiono bądź rurociągami drenarskimi, bądź innymi systemami odwodniającymi, zastosowanymi na 8 kwaterach doświadczalnych, o których będzie mowa niżej lub w ogóle skasowano (kilka procent wszystkich rowów).

Projekt modyfikacji sprowadzono do dwóch rozwiązań: pierwszego zasadniczego dla całego obszaru, drugiego jako wariantu dla części polderu (80 ha), który opracowano w myśl wskazówek prof. J. Ostrome-

ckiego. W obu rozwiązaniach podstawowa sieć odwodnienia rowami otwartymi ma taką rozstawę, że przeciętna powierzchnia pola między nimi wynosi ok. 9 ha.

Pierwsze rozwiązanie polega na zastąpieniu rowów istniejących poza podstawową siecią rurociągami drenarskimi lub ich zasypaniu w dwóch etapach prac. W pierwszym etapie prac przewiduje się:

- całkowite zasypanie kilku % ogólnej ilości rowów,
- zastąpienie przeciętnie co drugiego rowu rurociągami drenarskimi,
- częściowe zasypanie reszty rowów (głównie ich wylotów) w celu uniemożliwienia odpływu wody z tych rowów.

Uniemożliwienie odpływu wody z reszty niezastąpionych przez rurociągi rowów pozwoli po roku wzgl. dwóch latach obserwacji stwierdzić, czy ilość założonych rurociągów w pierwszym etapie prac dostatecznie odwadnia polder. Jeżeli okaże się, że osuszenie polderu jest niedostateczne, to w drugim etapie prac, należy założyć rurociągi w miejscach niedostatecznie odwodnianych (niekoniecznie wzdłuż istniejących rowów) a pozostałe rowy, których zastąpienie rurociągami okaże się niepotrzebne — zasypać.

Pierwsze rozwiązanie oparto na założeniu, że pogłębienie sieci zasadniczej rowów (śr. o 0,4 m) oraz wyrównanie niwelety dna usprawni odpływ i wywoła ogólne obniżenie poziomu wód gruntowych.

Rurociągi projektowano przeważnie ze sztucznymi spadkami (zgodnie z instrukcją MR i RR z dnia 24.XI.1947 r.), tak że warstwa ziemi przykrywająca rurociąg wynosi najmniej 0,7 m, o najwięcej 1,4 m. Wyloty znajdują się nad dnem rowu min. 0,4 m. Ponieważ warstwa wierzchnia — słabo przepuszczalna jest stosunkowo niewielka (śr. 0,45 m), a podglebie jest średnio przepuszczalne — należy się spodziewać, że zastąpienie rowów rurociągami da zadowalające wyniki.

Gdyby powyższe rozwiązanie nie dało oczekiwanych rezultatów, należy spróbować zabiegów agrotechnicznych — orkę z pogłębiaczem względnie kretowanie a dla ułatwienia spływu wód powierzchniowych wykonać rozorywane przegony w miejscach bardziej piaszczystych.

Z powodu braku doświadczeń przy tego rodzaju odwodnieniach — zwłaszcza co do rozstawu rurociągów należy wykonywać prace etapami — nie od razu na całym obszarze. Może to pozwolić na zaniechanie wykonywania niektórych rurociągów.

Dla ustalenia średnicy rurociągów przyjęto spływ 1 litr/sek/ha a więc większy niż się przyjmuje dla gruntów średniozwięzłych i opadu średniego rocznego < 600 mm, jaki jest na Żuławach, ze względu na konieczność przechwycenia i odprowadzenia wód naporowych i przesiąkowych (których nie uchwycą rowy opaskowe) z kanałów oraz ze względu na konieczność stworzenia pewnej rezerwy, gdyby część rurociągów nie była wykonana. Wobec dużej ilości wylotów rurociągów (ok. 150), wyloty ciężkie drogo by kosztowały; dlatego też zaprojektowano wylot lżejszy i tańszy pokazany na rys. 2. Wylot taki można wykonać na

miejsu lub prefabrykować. W pierwszym wypadku — na dnie rowka na podsypce z gruzu lub tłuczni — należy uformować płytkę betonową (1:3:6) długości 1 m o grubości 0,15 m i szerokości dostosowanej do średnicy rurociągu tak, aby była od niej szersza o ok. 0,10 m; na płytce tej należy ułożyć rurki drenowe i zabetonować. Kratka zabezpieczająca przed żabami jest przymocowana do zewnętrznej strony wylotu.

Prefabrykowanie wylotu polega na zabetowaniu rurek drenowych w odpowiednio przygotowanych drewnianych formach o przekroju prostokątnym o długości 1 m. Dla umocnienia wylotu można go uzbroić podłużnymi wkładkami z drutu.

Zamiast zastępowania rowów rurociągami drenarskimi można także wykonać próby zastąpienia rowów sączkami z gruzu ceglanego, tak ażeby gruzu było w warstwie przynajmniej 0,2 m, przy czym części grubsze winny być na spodzie. Nad gruzem powinna zalegać warstwa ziemi przynajmniej 0,5 m. Takie rozwiązanie może się opłacać, o ile koszt 1 m³ gruzu na miejscu budowy nie przekraczały 30 zł, tj. tyle ile kosztują rurki drenarskie loco najbliższa stacja kolejowa. Przy $\varnothing$ 5 cm potrzeba $0,1 \times 0,20 = 0,02$ m³ gruzu na 1 mb, przy $\varnothing$ 7,5 cm — $0,15 \times 0,3 = 0,045$ m³ gruzu, przy $\varnothing$ 10 cm — $0,2 \times 0,35 = 0,07$ m³, a więc 1 m³ gruzu wystarczyłoby odpowiednio na 50 mb, 22 mb i 14 mb drenu.

Drugie rozwiązanie ma charakter wybitnie doświadczalny. Obszar 80 ha podzielono na 8 kwater. Dla każdej kwatery opierając się na zasadniczej sieci rowów odwodniających z pierwszego rozwiązania zaprojektowano inny sposób odwodnienia (rys. 1) a mianowicie:

1-sza kwatery: — zasypanie wszystkich rowów, poza wyżej wymienionymi, a dla odprowadzenia wód powierzchniowych zaprojektowano rozorywane bruzdy co 15—20 m o głębokości 0,4 m dochodzące do rowów. Bruzdy należy wykonać na zaoranym polu.

2-ga kwatery: — zastąpienie rowów rurociągami zgodnie z I-szym rozwiązaniem,

3-cia kwatery: — zasypanie wszystkich istniejących rowów nie objętych projektem, a kwatery odwadniać rowami rozorywanymi (syst. Korzybskiego) co 70 m o głębokości 0,8 m o kierunkach w stronę rowów,

4-ta kwatery: — zasypanie istniejących rowów i pozostawienie terenu bez szczegółowego odwodnienia,

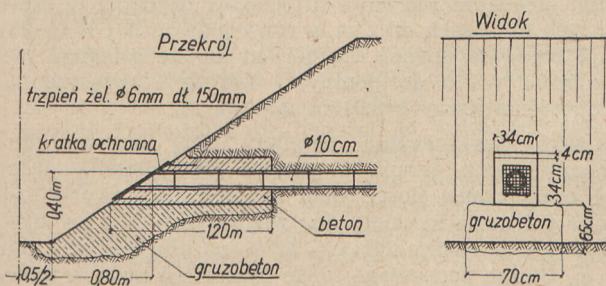
5-ta kwatery: — podobnie jak w pierwszej kwadrze tylko bruzdy co 30—40 m,

6-ta kwatery: — pozostawienie istniejącej sieci rowów bez zmian,

7-ma kwatery: — zasypanie istniejących rowów nie objętych projektem i zastąpienie ich systematycznym drenowaniem. Wobec braku spadków naturalnych dano spadki sztuczne; głębokość założenia drenów 0,9—1,2 m, przy różnych rozstawach — 11—14 m, chociaż wg analizy mechanicznej próbek gruntu przy głębokości 1 m rozstawa wypada 12 m.

8-ma kwatery: — zasypanie wszystkich rowów nie objętych projektem, dla szczegółowego odwodnienia mają służyć rowy czasowe rozorywane po zaoraniu pola, w odstępach co 30 m, głębokości ok. 0,5 m. Orka siewna ma być wykonana z pogłębiaczem — kretem co trzecia skiba; kierunek orki winien być poprzeczny do kierunku wyżej wspomnianych rowów.

W pierwszym etapie prac należy wykonać kwatery doświadczalne. Dla pozostałej części obszaru winno się wykonać roboty przewidziane w pierwszym etapie prac pierwszego rozwiązania. Po wykonaniu tych robót należy prowadzić obserwacje przynajmniej przez okres 2 lat, ażeby zorientować się co do skuteczności poszczególnych sposobów odwodnienia i najlepsze z nich zastosować na całym polderze „Strażnica” i na innych polderach będących w podobnych warunkach. Dużą pomocą przy projektowaniu modyfikacji urządzeń odwodniających na innych polderach będą wyniki z prowadzonych stale obserwacji na opisanym polderze (łącznie z obserwacją poziomu wód gruntowych w studzienkach) w zależności od pracy pompy, rodzaju gleby, pory roku, rozstawu rowów itp.



Rys. 2.

INŻ. STANISŁAW GOŁĘBIEWSKI

Biuro Projektów Wodno-Melioracyjnych

Projekt modyfikacji urządzeń melioracyjnych na polderze „Miłocin” na Żuławach

Polder „Miłocin” położony jest na terenie Żuław Gdańskich w odległości 15 km od Gdańska i należy do PGR (rys. 1). Obszar objęty projektem o powierzchni 690 ha posiada charakter nizinny z niewielkim ogólnym spadkiem terenu w kierunku północno-wschodnim, przy czym jego część północno-wschodnia jest częściowo depresyjna, posiadająca liczne i bezodpływowe kotlinki, część zaś zachodnia i północno-zachodnia położona jest nieco wyżej, średnio do 2 m ponad poziom morza i w tej to części polderu zarysowują się już wyraźniejsze lokalne spadki dochodzące do 6‰. Najniższa rzędna terenu na polderze wynosi — 0,77 m, najwyższa 2,83 m, różnica zaś wysokości skrajnych poziomów wynosi 3,60 m.

Gleby występujące na terenie polderu Miłocin są podobnie jak na polderze Strażnica pochodzenia aluwialnego, jednak tu przeważają mady mocne i średnie w glebie i podglebiu, niekiedy z niewielką domieszką storfiałych części. Grubość warstwy mady wynosi przy madach ciężkich ponad 1,5 m, przy średnich do 1,30 m, przy lekkich do 0,90 m. W podłożu zalegają przeważnie drobnoziarniste piaski. Analiza mechaniczna pobranych próbek z gleby i podglebia wykazuje dużą ilość części spławialnych ($< 0,01$ m/m), dochodzących w madach ciężkich do 65%, znaczne zawartości związków żelaza dochodzących do 4,8%, oraz brak wapnia. Biorąc pod uwagę znaczną grubość zalegającej mady, depresyjne i przydepresyjne położenie polderu oraz samą konfigurację terenu i własności fizyczne gleby, należy stwierdzić, że mady te poza zabiegami natury agrotechnicznej wymagają gruntownego uregulowania stosunków wilgotnościowych przez odwodnienie.

Dotychczasowy system odwodnienia stanowiły rowy otwarte, sprowadzające nadmiar wód opadowych i przesiąkowych do kanałów.

Istniejąca sieć rowów osuszających jest dość regularna co do kierunków oraz zgodna z konfiguracją terenu z wyjątkiem terenów depresyjnych. Na 1 ha wypada przeciętnie 121 mb rowu. Średnia głębokość rowów wynosi 0,7 m i na tej głębokości utrzymywało się również lustro wody gruntowej podczas pomiarów sytuacyjno - niwelacyjnych przeprowadzonych w okresie 15.XI — 31.XII 1949 r.

Na konferencji w Urzędzie Wojewódzkim w Gdańsku w sprawie modyfikacji dotychczasowych urządzeń wodno-melioracyjnych na Żuławach na polderze „Miłocin” stwierdzono konieczność:

- likwidacji części rowów i zastąpienie ich rurociągami,
- likwidacji części rowów bez zastąpienia ich rurociągami,
- ułatwienia spływu wód powierzchniowych przez rozplantowanie istniejących starych, wywyższonych ponad teren burt i uprawę mechaniczną,
- drenowania kreciego,
- badania wpływu pompowania na stany wód gruntowych.

Polder ma być w dalszym ciągu przeznaczony w zasadzie pod uprawy polowe.

Przy porównaniu istniejącej rozstawy rowów z wynikami analizy mechanicznej gleby okazało się, że

zmniejsza się ona ze wzrostem ilości części spławialnych oraz w miarę obniżania się terenu. Takie więc warunki wymagały na terenach niżej położonych (depresyjnych) gęstej sieci rowów odwodniających i podzielenia polderu na drobne kwatery dochodzące do 0,8 ha, co w wysokim stopniu utrudnia dojazdy, uprawę i sprzęt zbóż, a często zupełnie uniemożliwia stosowanie nowoczesnych maszyn rolniczych. Poza tym gęsta sieć rowów odwodniających zmniejsza powierzchnię uprawną polderu o około 42 ha, co stanowi 6‰ ogólnej powierzchni oraz pociąga za sobą zwiększone wydatki na utrzymanie rowów w należytych stanie. Względy powyższe wykazały konieczność zmodyfikowania istniejących urządzeń szczegółowego odwodnienia polderu.

Projekt modyfikacji urządzeń melioracyjnych opracowano wg wytycznych podanych przez prof. J. Ostrońskiego. Oparto się o sieć rowów istniejących, wnosząc do niej niewielkie poprawki. Pozostawiono wszystkie rowy główne (zbieracze), rowy opaskowe, które jako graniczne nie będą utrudniały uprawy polowej, część rowów bocznych drugorzędnych i trzeciorzędnych, których ze względu na małe spadki nie dałoby się zastąpić rurociągami, względnie które mają posłużyć jako odbiorniki dla rurociągów i zbieraczy drenarskich, zastępujących rowy osączające oraz wszystkie rowy przydrożne, uzupełniając je tam gdzie ich nie było (rys. 2). Rowy główne A i B zaprojektowano o szerokości dna 0,6 m, umacniając jednocześnie stopy ich skarp płotkiem faszynowym o wys. 10 i 15 cm bliżej stacji pomp. W pozostałych rowach przewidziano dna o szerokości 0,5 m. Nachylenie skarp wszystkich rowów zaprojektowano 1:1,5. Skarpy rowów głównych oraz bocznych, do których dochodzą wyloty drenowe zostaną umocnione pasem darniny o szerokości 0,5 m, co mniej więcej odpowiadałoby długości skarpy obnażonej po ich pogłębieniu. Skarpy nieodarniowane będą obsiane mieszką traw. Żyzność gleby oraz dostateczna ilość wilgoci pozwalają przypuszczać, że ten sposób ubezpieczenia skarp będzie najlepszy.

Niwelety dna rowów starano się zaprojektować tak aby: wyloty rurociągów były na głębokości około 0,4 m ponad dnem rowów, spadki rurociągów nie były mniejsze od 2‰ przy średnicach 7,5 — 10 cm, zaś przy większych średnicach nie mniejsze od 1,5‰, a głębokości ich założenia nie były mniejsze od 0,8 m i większe od 1,5 m. Spadki na rowach przewidziano

$\geq 0,3$ ‰. Jednak płaski teren, liczne kotlinki i zagłębienia oraz wysokie burty nad rowami nie wszędzie pozwoliły na zadośćuczynienie powyższym warunkom. I tak głębokość założenia rurociągów dochodzi w niektórych miejscach do 2 m, a rowy główne A i B mogą mieć zaledwie spadek 0,25‰, co da się osiągnąć po obniżeniu wlotu do pompy o 0,46 m i zwiększeniu podnoszenia wody z 2,04 m na 2,50 m.

Celem dostosowania niwelety dna rowów do ukształtowania terenu i potrzeb odwodnienia oraz dla zmniejszenia ilości robót ziemnych stosowano lokalne spłycenia niwelety dna rowów przy pomocy bystrotoków o spadku 20‰ — 50‰ na długości od 8 do 22 m. Biorąc pod uwagę to, że bystrotoki będą w górnych odcinkach rowów, które prowadzą wody tylko okresowo i to w niewielkich ilościach, projektuje się

umocnienie ich dna przy pomocy darninowania na płask. Projektowane niwelety dna rowów przewidują pogłębienie ich w granicach od 0 do 1 m, średnio 0,5 m. Wyjątek stanowią rowy opaskowe biegnące wzdłuż grobli przy kanałach, przy projektowaniu których ograniczono się jedynie do skoordynowania istniejących spadów oraz niewielkich wykopów i pogłębień, celem ograniczenia infiltracji wody z kanałów na obszar polderu.

Projekt modyfikacji szczegółowego odwodnienia polderu przewiduje z 83.352 mb istniejących rowów pozostawienie 39.861 mb czyli tylko 47% ogólnej długości rowów, w tym 3.091 mb rowów nowych, pozostałe zaś 53%, które utrudniają względnie zupełnie uniemożliwiają uprawę mechaniczną, zastępuję się rurociągami — zbieraczami drenowania kreciego, bądź też zbieraczami drenowania sączkami glinianymi, względnie całkowicie się je likwiduje i w zasięgu ich dotychczasowego działania tworzy się kwatery doświadczalne z rowami rozorywanymi czasowo lub na stałe (rowy Korzybskiego), wreszcie o ile i to jest zbędne, zasypie się je całkowicie. Ta różnorodność modyfikacji urządzeń szczegółowego odwodnienia polderu została wprowadzona w myśl wytycznych komisji. Urządzenia te jako doświadczalne pozwolą wyciągnąć w przyszłości po wykonaniu wniosków odnośnie właściwości modyfikacji urządzeń melioracyjnych na Żuławach w warunkach podobnych do tych, jakie mamy na polderze „Miłocin”.

Rurociągi — zbieracze zastąpią 19.358 mb rowów istniejących i odwodnią 203 ha gruntu. Dzięki więc tylko samym rurociagom zwiększy się powierzchnie uprawne o ok. 10 ha oraz odpadnie konieczność konserwacji rowów. Dla ustalenia średnic poszczególnych rurociągów przyjęto spływ 1 l/sek. z ha dla terenów położonych w depresji, ze względów podanych w artykule inż. Kocięckiego. Dla pozostałych gruntów spływ jednostkowy przyjęto 0,65 l/sek z ha. Przy określaniu średnic rurociągów uwzględniono również wpływ rowów otwartych na obniżenie poziomu wód gruntowych, przyjmując zasięg ich działania około 50 m. Zgodnie z instrukcją MRiRR z dnia 24.XI.1947 r. zależnie od powierzchni odwodnianej stosowano najmniejszą średnicę przy spadkach 2‰ — 7,5 cm, przy spadkach 1,5‰ — 12,5 cm. Układanie rurociągów przewiduje się w małym wykopie na twardym podłożu, w żadnym wypadku nie należy ich układać na dnie istniejącego rowu względnie w dosypanym gruncie. W wypadku gdyby spód rurociągu wypadł w poziomie dna albo ponad dnem rowu istniejącego, należy rowek pod rurociąg wykonać w skarpie rowu. Jeżeli weźmiemy pod uwagę, że przeciętna głębokość ułożenia rurociągów waha się około 1 m, zaś głębokość istniejących rowów wynosi 0,7 m, oraz to, że odpływ z nich był często utrudniony z powodu ich zamulania się i zarastania oraz na skutek złego stanu przepustów i przejazdów, to należy sądzić, że działanie rurociągów będzie, o ile nie lepsze, to w każdym bądź razie zbliżone do działania rowów osuszających w obecnym stanie.

Ażby umożliwić intensywniejsze odwodnienie rurociągami, projektuje się zasypianie ich warstwą żwiru grubości 60 cm, co przyspieszy przesiąkanie wód powierzchniowych, nie dopuści do zamulania się rurociągów, pozwoli na pozostawienie nad nimi płytkiego rowka względnie przegonu dla ułatwienia spływu wód powierzchniowych, wreszcie umożliwi wykonanie drenowania kreciego, gdyby same rurociągi nie wpłynęły zadowalająco na uregulowanie wilgotności gleby.

Obok drenowania kreciego poważną rolę mogą tutaj spełniać zabiegi agrotechniczne, a więc orka z pogłębiaczem względnie kretowanie, co wpłynie dodatnio na przepuszczalność oraz przewodność gleby i pod-

glebia oraz udostępni roślinom pobieranie składników pokarmowych z dolnych warstw dzięki możliwościom głębszego ich korzenienia się.

Przy wykonawstwie rurociągów należy zwrócić uwagę na szczelność styków rurek drenowych oraz na jakość żwiru, którego będziemy używali do zasypiania. Jeżeli szczelność styków byłaby niedostateczna, a materiałem do zasypywania rurociągów nie byłby czysty żwir ale powszechnie spotykana tzw. pospółka, zawierająca dużo pylastych cząsteczek, należy dla ochrony przed zamuleniem rurociągów i zasklepieniem styków dren związkami żelaza użyć do ich zasypiania pospółki przesortowanej albo przed zasypianiem rurociągów pospółką — otulić 2 — 3 cm warstwą plew lub szezki.

Wyloty rurociągów, których jest łącznie z wylotami drenowania kreciego 115 sztuk będą wykonane w sposób podany w art. inż. Kocięckiego.

Drenowanie krecie zaprojektowano na madach ciężkich, położonych przeważnie w depresjach, zawierających powyżej 45% cząstek spławialnych na obszarze 75,48 ha. Z uwagi na płaski teren i konieczność operowania minimalnymi i sztucznymi spadkami zaprojektowano zbieracze dość krótkie o rozstawie od 70 do 100 m. Trasy ich biegą prostopadle do rowów zbiorczych, dzięki czemu praca ciągnika z pługiem krecim odbywać się będzie bez przeszkód, prostopadle do ułożonych zbieraczy wzdłuż rowu. Średnice zbieraczy liczono na spływ 1 l/sek z ha. Zbieracze krecie zasypane zostaną tak samo jak rurociągi 60 cm warstwą żwiru, a następnie ziemią. Przyjmując średnią głębokość ułożenia zbieracza 110 cm, średnice zaś zbieracza 10 cm oraz warstwę żwiru grubości 60 cm — warstwa przykrycia ziemią wyniesie 40 cm. Aby więc kret przeciął warstwę żwiru, kanaliki krecie muszą być na głębokości około 0,70 m. Z uwagi jednak na konieczność stosowania dla kanalików krecich sztucznego spadku, wynoszącego minimum 4‰ i głębokości nie mniejszej niż 0,5 m — długość ich nie może przekraczać 50 m w terenie bez spadku. W projekcie przyjęto rozstaw zbieraczy na gruntach pozbawionych naturalnego spadku około 80 m, zaś przy niewielkich spadkach naturalnych około 160 m. Długość zatem kanalików krecich w pierwszym wypadku wyniesie około 40 m, w drugim zaś około 80 m. Przy projektowaniu zbieraczy krecich kierowano się tymi względami, starając się jednocześnie wykorzystać istniejące rowy poprzeczne oraz zagłębienia terenu. Średnio więc głębokość drenowania przyjęto — z uwagi na konieczność stosowania sztucznych spadów oraz ze względu na ciężkie mady i duże opory ruchu pługa kreciego — na 0,60 m, przy średnicy kreta 5 cm i wygładzacza 6 cm. Do drenowania należy użyć pługa kołowego o mocnej konstrukcji z automatycznym wydobywaniem noża oraz regulacją głębokości w czasie pracy. Najbardziej odpowiednim byłby pług kreci typu Multum K2. Ponieważ siła pociągowa będzie wynosiła tu około 3500 kg, do pracy należałoby użyć ciągnika gąsienicowego o mocy 65 KM. Rozstaw kanalików krecich zaprojektowano w postępie geometrycznym od 1 do 8 m, a więc 1 m, 2 m, 4 m i 8 m. Rozstawa 8 m odpowiadałaby mniej więcej systematycznemu drenowaniu sączkami glinianymi przy głębokości 1 m. Różnorodna rozstawa kanalików krecich umożliwi wyciągnięcie odpowiednich wniosków dotyczących norm drenowania kreciego na podobnych gruntach. W celu łatwiejszego wykonania drenowania kreciego oraz prowadzenia doświadczeń na większych obszarach obejmujących przynajmniej połowę działu drenarskiego zaprojektowano po każdej stronie rowu zbiorczego na poszczególnych działach inną rozstawę kanalików krecich, znajdujących się jednak w tych samych warunkach glebowych i wil-

gotnościowych. Techniczne wykonanie kanalików krecich nie powinno nastęrczyć żadnych trudności, gdyż układ rowów zbiorczych i zbieraczy jest prosty i regularny. Jeżeli przyjmiemy szybkość wykonywania kanalików kreciego 0,32 mb/sek, uwzględniając w tym tyczenie sączków, zabijanie kołków itp., wówczas hektar drenowania trwać będzie w przybliżeniu przy rozstawie 1 m — 8 godz. 56 minut, przy rozstawie 2 m 4 godz. 28 min., przy rozstawie 4 m — 2 godz. 14 min., zaś przy rozstawie 8 m — tylko 1 godz. i 7 minut.

Oprócz drenowania kreciego w projekcie modyfikacji urządzeń szczegółowego odwodnienia polderu zaprojektowano również drenowanie sączkami glinianymi. Tego rodzaju drenowanie zostało wykonane na kilka lat przed ostatnią wojną na poletku o powierzchni 3 ha, położonym na wschód od wsi Miłocińska. Działa ono normalnie (wg obserwacji z marca 1951 r.), odkopane rurki drenowe nie wykazały śladów zamulenia, mimo że poletko to położone jest na jednej z najcięższych mad. Według zaś opinii pracowników majątku, poletko to jest suche i daje dobre plony. To pozwala sądzić, że mady te można drenować bez obaw zamulania się dren, mimo dość dużej zawartości cząstek słabialnych i owłastwych w glebie oraz niewielkich snadów i częstego zalewania wylotów. Rowy zaś otwarte czy rurociągi nie odwodnią tak równomiernie, oół czego dowodem są liczne wynadki orzańnięcia ciągników podczas wykonywanych prac polowych.

Drenowanie sączkami zaprojektowano na gruntach wyższych, wznoszących się do 2,83 m ponad poziom morza, na powierzchni 154,23 ha. Jest to obszar dość duży i w stosunku do całkowitych kosztów związanych z modyfikacją urządzeń szczegółowego odwodnienia polderu stanowi dość znaczny procent. Z drugiej strony będzie to zabieg trwały, pewny i opłacalny, nie wymagający specjalnej i kosztownej konserwacji oraz pozwalający na swobodne stosowanie maszyn rolniczych. Ze względu na znaczny koszt pełnego drenowania, należałoby w pierwszej kolejności wykonać wszystkie zbieracze główne, biegnące trasami rowów istniejących, zbieracze biegnące po dolinkach i bezodpływowych kotlinach. Jeżeli tego rodzaju zabieg odwodnienia okazał się niedostateczny, to w następnym etapie należałoby pójść na drenowanie krecie, względnie kretowanie, ewentualnie wykonać sieć sączków.

Z uwagi na konieczność stosowania sztucznych snadów tak dla sączków $\varnothing$ 5 cm, jak i zbieraczy, głębokość drenowania waha się w granicach od 0,80 m do 1,20 m. Z analizy mechanicznej gleby i podolebia wynikała rozstawa sączków 11 m, 12 m, 13 m i 14 m. Wobec minimalnych spadów sączków i zbieraczy zachodzi konieczność stosowania połączeń bocznych w miejscach, gdzie przykrycie zbieracza jest mniejsze od 1 m. w pozostałych zaś wypadkach należy stosować połączenia górne. Długość sączków nie przekracza 200 m, średnio na jedno połączenie wypada 85 mb sączka. Będzie to zatem drenowanie kosztowne, jak przy krótszych sączkach jest mniejsza obawa ich zamulenia się. W kotlinach pozbawionych naturalnego spadku przewiduje się wykonać co 5 m nad zbieraczami słupy filtracyjne żwirowe, które umożliwią szybsze przesiekanie wody powierzchniowej do zbieracza.

Dla ustalenia średnic zbieraczy przyjęto podobnie jak przy rurociągach spływ 1 l/sek z ha dla działów położonych częściowo w depresji oraz 0,65 l/sek z ha dla działów położonych wyżej. Ponieważ działy drenarskie są duże, spadki zaś małe, wobec tego średnice niektórych zbieraczy przy wylotach dochodzą do 25 cm. Zachodzi więc konieczność stosowania przy średnicach zbieraczy większych od 17,5 cm rur beto-

nowych o średnicy 20 i 25 cm. Styki zbieraczy z rur betonowych należy dokładnie obetonować, ażeby nie dopuścić do ich zamulania się. Aby uniknąć łączenia sączków ze zbieraczami z rur betonowych zaprojektowano równolegle do nich dodatkowe zbieracze, które należy łączyć z rurociągiem betonowym w studzienie drenowej zbiorczej z osadnikiem z kęgów betonowych o średnicy 0,8 m. Studzienka będzie osadzona na mocnym fundamencie z gruzu o grubości 20 cm, a dno jej zostanie zabetonowane warstwą betonu o grubości 10 cm. Ponieważ studzienka będzie odkrywana tylko podczas jej oczyszczania z namulów, a tak normalnie przez cały rok będzie nad nią odbywała się uprawa ziemi i przejazd maszyn, pokrywa studzienki musi być zbrojona a grubość warstwy ziemi pokrywającej studzienkę nie może być mniejsza od 50 cm. Głębokości ułożenia zbieraczy wahają się w szerokich granicach od 0,80 m w lokalnych kotlinach i zagłębieniach terenu do 2 m na przepkach i przy wylotach, co jest tłumaczone wysokimi burtami ciągnącymi się przy rowach, dającymi często fałszywy obraz wysokości terenu. Burty te powstały z nierozplantowanej ziemi, wyrzucanej z rowów przy ich kopaniu i czyszczeniu i zostaną użyte do zasypywania zbieraczy albo rurociągów.

W wypadku zejścia się dwóch zbieraczy i konieczności przejścia na zbieraczu głównym np. ze średnicy 15 cm na 20 cm, zaprojektowano przed ich połączeniem się wstawkę dwumetrową zbieracza o $\varnothing$ 17,5 cm. Końcówki zbieraczy głównych działów drenarskich przecinają linie koleiki waskotorowej i wyloty ich założone są na rowie głównym biegnącym z przeciwnnej strony kolejki. Ponieważ zbieracze te biegną trasami istniejących rowów, które posiadały przepusty pod kolejką i oddawały swe wody do tegoż samego rowu co zaprojektowane wyloty, nie wydawało się celowym zmienianie istniejącego stanu i kopanie dodatkowego i głębokiego rowu długości około 1 km, jeżeli po drugiej stronie kolejki takowy istnieje, tym bardziej, że kolejka ta jest czynna sezonowo i wykonanie przepoków oraz założenie wylotów nie będzie nastęrczało trudności.

Na 1 ha drenowania wypada przeciętnie 693 mb sączka oraz 121 mb zbieracza. Wyloty drenowe projektuje się typu betonowego stosowanego powszechnie na gruntach mineralnych. Celem uniknięcia częstego zatapiania wylotów zaprojektowano je 40 cm ponad dnem rowów. Łączna długość rowów przewidzianych do zasypiania wynosi 45,311 mb o kubaturze 61,129 m³. Jako rezerwy materiałowe do zasypiania rowów, rurociągów czy zbieraczy posłużą tutaj wysokie burty ciągnące się wzdłuż rowów, względnie ziemia z pogłębionych rowów i wykopów rowów nowych o łącznej kubaturze 106,800 m³. Do zasypiania ich należy użyć spychacza albo suflki konnej. Nadwyżkę ziemi z wykopów należy rozplantować względnie zawieść nią przyległe kotlinki.

W projekcie modyfikacji urządzeń szczegółowego odwodnienia polderu zaprojektowano 7 kwater doświadczalnych o powierzchni 188,47 ha, które posłużą do wykonywania na nich pewnych doświadczeń oraz obserwacji. Dla każdej kwatery przyjęto inny sposób odwodnienia szczegółowego

Na kwaterze 1 projektuje się zasypianie wszystkich rowów nie objętych projektem, a dla szczegółowego odwodnienia — wykonanie drenowania kreciego, co pozwoli na wyciągnięcie wniosków co do działania, trwałości, rozstawy i głębokości kanalików krecich na madach zwiezłych.

Na kwaterze 2 przewidziano zasypianie rowów istniejących nie objętych projektem, a dla szczegółowego odwodnienia — systematyczne drenowanie sączkami

glinianymi o głębokości 1 m, przy rozstawie sączków 13 m i $\varnothing$ 5 cm z minimalnym spadkiem 2,5‰, przy spływie 1 l/sek/ha.

Na kwaterze 3 mają być założone rurociągi w istniejących rowach z zasypaniem ich warstwą żwiru grubości 0,6 m, a następnie ziemią. Oprócz tego na połowie tej kwatery należy stosować zabiegi agrotechniczne, a więc orkę z pogłębiaczem, względnie kretowanie.

Na kwaterze 4 przewiduje się zasypanie wszystkich rowów istniejących nie objętych projektem, a dla szczegółowego odwodnienia mają służyć rowy czasowe, rozorywane po zaoraniu pola, o rozstawie 40 m i głębokości 0,5 m. Trasy ich biegną w kierunku naturalnego spadku do rowów głównych.

Orka siewna ma być wykonana z pogłębiaczem — kretem, co trzecia skiba. Kierunek orki winien być poprzeczny do kierunku rowów czasowych.

Na kwaterze 5 pozostanie istniejąca sieć rowów z niewielką korektą niwelety dna. Rowy poprzeczne do nich zastąpione zostaną rurociągami.

Na kwaterze 6 zostaną zasypane wszystkie rowy istniejące nie objęte projektem, a dla odprowadzenia wód powierzchniowych służyć mają rozorywane bruzdy wykonane po zaoraniu pola w odstępach co 30 m o głębokości 0,4 m, biegnące w kierunku naturalnego spadku terenu do rowów głównych.

Na kwaterze 7 przewiduje się zasypanie wszystkich rowów istniejących nie objętych projektem, a odwodnienie będzie wykonane przy pomocy rowów rozorywanych (Korzybskiego) w odstępach co 70 — 80 m o głębokości 0,8 m. Rowy te należy wykonać zgodnie z kierunkiem spadku naturalnego.

Na kwaterach odwodnianych powyższymi sposobami mają być prowadzone obserwacje stanu wilgotności gleby, co pozwoli na ustalenie najkorzystniejszego systemu odwodnienia polderów znajdujących się na Żuławach w analogicznych warunkach.

Roboty związane z przebudową istniejących urządzeń melioracyjnych polderu należy wykonywać w następującej kolejności.

1. Obniżyć wlot do pompy o 0,46 m, co umożliwi pogłębienie istniejącej sieci rowów oraz zmodyfikowanie urządzeń szczegółowego odwodniania polderu. Obniżenie wlotu do pompy spowoduje zwiększenie

wysokości podnoszenia wody z 2,04 m na 2,50 m oraz spadek wydajności pompy. Ponieważ wydajność pompy wynosi 700 l/minutę i jest ona za duża dla tego polderu o około 30%, to przy zaprojektowanej wysokości pompowania 2,50 m — wydajność jej zmniejszy się około 20%, co w rezultacie pokryje nadwyżka wydajności pompy przy niższym pompowaniu.

2. Rozbudować rowy główne.

3. Rozbudować rowy boczne.

4. Przystąpić do pozostałych prac przewidzianych projektem.

5. Przystąpić do obserwacji i oceny zmodyfikowanych urządzeń szczegółowego odwodnienia oraz uzupełniać pewne braki najodpowiedniejszymi zabiegami agrotechnicznymi.

Zlikwidowanie znacznej części rowów ułatwi w dużym stopniu komunikację na polderze, jednak jej całkowicie nie rozwiąże. Aby umożliwić swobodne i bezpieczne poruszanie się maszyn rolniczych zaprojektowano wyprostowanie, poszerzenie do 6 m i podniesienie korony wszystkich dróg przez okopanie ich rowami przydrożnymi oraz wykonanie przepustów rowowych o długości przynajmniej 6 m. Wskazano by-łoby również wywożenie dróg żwirem i bronowanie ich wczesną wiosną i po ulewach, co umożliwiłoby szybsze ich obsychanie oraz wyrównanie głębokich kolein. Przy zjazdach z dróg na poszczególne kwatery należy skasować wszystkie mostki drewniane, które są ciągle niszczone kołami maszyn i traktorów, a zamiast nich wykonać przepusty, które umożliwiłyby wjazd i wyjazd z kwatery na jej początku i końcu.

Koszty zmodernizowania urządzeń melioracyjnych polderu zamknięto sumą 3.555.000 zł (przy wykonaniu sposobem gospodarczym). Przeciętnie na 1 ha zmodernizowania urządzeń szczegółowego odwodnienia wypada 5.140 zł; koszt 1 km odpływu 45.596 zł, koszt zasypania 1 km rowu 10.284 zł. Koszt odwodnienia 1 ha rurociągami wynosi średnio 1856 zł (na 1 mb rurociągu przeciętnie 19,5 zł), drenowania kreciego 2.166 zł, drenowania systematycznego 3.847 zł. Kosztorys ustawiono bez uwzględnienia kosztów prac agrotechnicznych (rozorywanie rowów i bruzd, kretowanie itp.), które powinny być wykonane sposobem gospodarczym we własnym zakresie PGR i zaliczone do kosztów upraw polowych.

Upowszechnienie mechanizacji w budownictwie wodnym zwalnia od ciężkiej pracy ręcznej, tysiące rąk roboczych i pozwala na ich racjonalne wykorzystanie na innych odcinkach frontu budownictwa socjalistycznego

DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO

INŻ. ADOLF RIEDEL

Hydromechanizacja robót ziemnych na wielkich budowach

Jesteśmy obecnie świadkami gigantycznego wprost rozmachu robót hydrotechnicznych w Związku Radzieckim. Już wykonane oraz projektowane tam budowle wymagają olbrzymich ilości robót ziemnych, rzędu milionów m³. Podobne tempo realizacji tych wielkich robót możliwe jest jedynie przy zastosowaniu najdalej idącej mechanizacji.

Na czoło wysuwa się tutaj nowy sposób transportu mas ziemnych metodą tzw. hydromechanizacji. Bije on bezapelacyjnie wszelkie dotychczas stosowane metody, polegające na zastosowaniu rozlicznego sprzętu jak koparki, transportery, buldożery, spychacze, kolejki robocze itd.

Sposób ten, obok wielkiej oszczędności w czasie wykonania robót, daje kolosalne oszczędności na siłę ludzką; w sumie koszt robót spada 2—3 krotnie w porównaniu z najbardziej zmechanizowanymi robotami wykonywanymi metodami dawnymi.

Metoda hydromechanizacji wymaga i w naszych warunkach szybkiego spopularyzowania, bowiem znaczna część naszych inżynierów — budowniczych wyobraża sobie hydromechanizację jako prymitywne rozmycie gruntu za pomocą hydromonitora, a dalej grawitacyjny wpływ mieszanki wody z gruntem na miejsce odkładu mas ziemnych.

Z technicznej literatury radzieckiej¹⁾ dowiadujemy się, że w ciągu 5—6 lat na projektowanych w Związku Radzieckim budowach zajdzie konieczność wydobywania około 3 miliardów m³ ziemi i ułożenia ponad 20 milionów m³ betonu. Dla dokonania tak wielkich objętościowo robót konieczna będzie najdalej posunięta mechanizacja.

Charakterystyczną cechą projektowanych obecnie w Związku Radzieckim wielkich budowli hydrotechnicznych jest konieczność wzniesienia wysokowartościowych nasypów w postaci zapór i grobli. Stosowana obecnie w coraz większej skali hydromechanizacja robót ziemnych wymaga gruntów piaszczystych i dużej ilości wody roboczej. Warunek ten w większości wypadków może być bez większych trudności zachowany. Mechanizacja całego kompleksu robót ziemnych daje wyjątkowo wielki efekt gospodarczy, zwalniając setki tysięcy robotników do innych prac. Hydromechanizacja znalazła wielkie zastosowanie przy budowie stopni; Kujbyszewskiego, Stalingradzkiego i Cymłańskiego. Objętość wykopów tylko pod same konstrukcje betonowe wymienionych budowli wynosi 22 miln. m³, przy czym największa masa gruntu leży poniżej zwierciadła wód gruntowych i stanowi przeważnie drobnoziarniste piaski. Wobec tego zachodzi konieczność przegradzania dolin groblami, o wysokości do 25 m i długości do 10 km.

Objętość robót ziemnych przy tego rodzaju groblach stopnia Kujbyszewskiego wynosi 9 miln. m³, Stalingradzkiego 8 miln. m³, a Cymłańskiego 2 miln. m³.

Wszystkie te roboty ziemne projektuje się wykonać przy zastosowaniu hydromechanizacji, przy czym grunt z wykopów skierowuje się na odsyp (ros. namyw) grobli. W ten sposób przy użyciu jednego i tego samego agregatu przeprowadza się wykop dołu budowlanego i wzniesienie grobli.

Kanały zasilające i odprowadzające wodę przy omawianych stopniach stanowią wielkie budowle ziemne, kilkukilometrowej długości i głębokości do 10 m. Objętość wykopów przy wykonywaniu tego rodzaju kanałów na jednym tylko stopniu wynosi 15 miln. m³. Ponad połowę gruntu skierowuje się na odsyp grobli ziemnych; pozostała część idzie na odkład, ponieważ warunki przyrodzone rzeki nie pozwalają na ściśle zharmonizowanie czasu wykopów z czasem odsypu grobli.

Ogółem zajdzie konieczność wykonania robót ziemnych metodą hydromechanizacji w ciągu najintensywniejszego okresu rocznego: przy węźle Kujbyszewskim — 21 miln. m³, Stalingradzkim 12 miln. m³, Cymłańskim 28 miln. m³.

Typ i konstrukcję urządzeń hydromechanizacyjnych określają warunki robót na omawianych budowach.

Grundy wykopów wykonywanych metodą hydromechanizacji znajdują się przeważnie pod wodą, dlatego też najodpowiedniejszymi okazały się agregaty pływające. Olbrzymie objętościowo roboty ziemne, które należy wykonać przy pomocy hydromechanizacji mieszczą się na niewielkiej stosunkowo przestrzeni. Na 1 km² należy pobrać średnio ponad 10 miln. m³, w związku z czym zaszła potrzeba budowy agregatów o wielkiej wydajności.

Objętość robót ziemnych średnio w ciągu miesiąca na jednej tylko budowie Cymłańskiej dochodzi do 4 miln. m³, co wymaga zastosowania odpowiednio silnych agregatów. Agregaty zdolne są transportować grunt na odległość 3—4 km, a z zastosowaniem dodatkowych przepompowywań do 6 km, w wypadkach wyjątkowych do 10 km. Niezbędna moc do uruchomienia jednego agregatu dochodzi do 5.000 kW.

Specjalnie dla wielkich robót hydrotechnicznych zostały opracowane trzy typy agregatów pływających: 300 — 40, 500—60 i 1000—80. Poniższa tablica podaje charakterystykę poszczególnych typów tych agregatów.

TABLICA I

Wskaźniki	Typ agregatu pływającego		
	300—40	500—60	1000—80
Wydajność godzinowa w przeciętnych warunkach m ³	300	560	1.200
Odległość transportu gruntu w poziomie m	2.000	3.000	4.000
Największa głębokość opuszczenia spulchniacza m	11	15	15
Waga agregatu wraz z pływającym refulerem t	430	580	11.000
Rozchód energii elektryczn. na 1 m ³ gruntu przeniesionego na odległ. 1 km kWh	1,5	1,3	0,83
Wydajność przypadająca na 1 członka załogi podczas 1 zmiany m ³	160	300	550
Wydajność miesięczna tys. m ³	120	240	600
Wydajność w sezonie budowlanym tys. m ³	800	1.400	3.500

¹⁾ „Gidrotechnicheskoe Stroitelstwo“ 1951 Nr 3

Agregaty pierwszych dwóch typów już pracują i wydajność ich przekroczyła wydajność zaprojektowaną. Agregat 1000—80 znajduje się w stadium montowania i pierwsze 6 zespołów przystąpi do pracy w roku bieżącym przy budowie zapór Kujbyszewskiej i Stalingradzkiej.

„Wołgodonstroj“ stoi na pierwszym miejscu w szeregu wielkich budowli hydrotechnicznych obecnej doby. Na tej budowie po raz pierwszy zastosowane zostały nowe potężne zespoły maszyn, wypracowuje się nowa technologia pracy. Budowa ta stanowi jakby poligon doświadczalny dla większej ilości nowego wyposażenia budowlanego. Wydajność zespołu maszyn na tych robotach osiągnęła 2,5 mln. m³ miesięcznie, a w najbliższym czasie dojdzie do 4 mln. m³ miesięcznie.

Wąskim gardłem w hydromechanizacji jest mechanizacja robót pomocniczych. Zastosowanie agregatów związane jest z olbrzymimi robotami, jak montowanie przewodów rurowych, budowa dla nich estakad, obwałowanie odsypów (namywów) itd. Wystarczy powiedzieć, że na każdej budowie niezbędne jest zmontowanie około 100 km rur znacznej średnicy i kilkukrotnie ich przemontowywanie w miarę postępu robót. Objętości robót związanych z obwałowaniem dochodzą do milionów m³. Roboty te są bardzo pracochłonne i należy je również zmechanizować. Zachodzi ponadto konieczność przejścia z estakad drewnianych na konstrukcje metalowe, budowy specjalnych maszyn dla wykonania obwałowań, specjalnych dźwigów dla obsługi i montażu refulerów.

Tempo budowy samych zapór ziemnych, z punktu widzenia objętości składanego gruntu, obecnie niczym nie jest limitowane, wobec posiadania agregatów do robót ziemnych o dostatecznej mocy, jednak tempo wznoszenia zapór w miarę wzrostu wysokości jest uzależnione od konsolidacji namywanego gruntu. Niezbędne staje się opracowanie sposobów, przyspieszających konsolidację gruntu namywanego tak, aby zabezpieczyć się w czasie budowy od spełzania skarp zapór. Konieczna jest tutaj pomoc ze strony hydrotechników i geotechników.

Umiejętne zastosowanie skomplikowanego usprzętowania hydromechanizacji wymaga znacznej ilości specjalistów, albowiem agregat, wypracowujący na dobę 15—25 tys. m³, stanowi właściwie wielki zakład produkcyjny wraz ze skomplikowanymi mechanizmami; obsługiwać go muszą specjaliści z wyższym i średnim wykształceniem.

Zachodzi zatem konieczność ześrodkowania w szkołach technicznych przygotowania mechaników, elektryków, maszynowców, hydrotechników i specjalistów w zakresie hydromechanizacji. Ze strony instytutów naukowo-badawczych potrzebna jest poważna pomoc w kierunku modernizacji agregatów, badania nowej technologii namywu gruntów, transportu gruntu, ulepszenia aparatury pomiarowej itd.

*

W dalszej części omówiony zostanie wybór metody wydobywania gruntu przy hydromechanizacji robót²⁾.

Mogą zajść trzy wypadki odspojenia gruntu od podłoża:

- 1) rozmycie gruntu zwartym strumieniem wody, wypływającym z hydromonitora z dostateczną szybkością,
- 2) odspojenie gruntu na suchą za pomocą koparki, buldożeru lub innym odpowiednim przyrządem (odspojony i nieco spulchniony sposobem mechanicznym grunt przetrwaja się za pomocą hydromonitora lub specjalnych mieszadeł w pulę, tj. mieszanie gruntu z wodą),
- 3) odspojenie gruntu za pomocą bezpośredniego zasysania go pod wodą, jest to tzw. metoda refulerowa.

Wybór metody obróbki gruntu stanowi główne zagadnienie całego projektu robót hydromechanizacyjnych.

²⁾ „Gidrotiechničeskoje Stroitelstwo“. 1949. Nr 12.

Czynniki wpływające na wybór metody obróbki gruntu podzielić można na dwie grupy: bezwarunkowe, które jednakierunkowo rozwiązują zagadnienie sposobu odspojenia gruntu i warunkowe, które muszą być zgrane z całością sytuacji danej roboty i w takim lub innym stopniu towarzyszyć monitorowej lub refulerowanej metodzie obróbki gruntu.

W poniższej tablicy wykazane zostały zasadnicze, najczęściej spotykane czynniki, wpływające na wybór metody obróbki gruntu przy hydromechanizacji. Literą „M“ oznaczono takie połączenie różnych czynników, kiedy możliwa jest tylko pierwsza — „monitorowa“ metoda. Litera „R“ oznacza połączenie czynników, kiedy możliwa jest tylko trzecia — „refulerowa“ metoda obróbki. Literami „MR“ lub „RM“ oznaczono te warunki, kiedy możliwa jest tak „refulerowa“, jak i „monitorowa“ metoda, przy czym pierwsza litera wskazuje na pierwszeństwo metody.

TABLICA II

Charakterystyka gruntów i inne czynniki warunkowe	Grunty piaszczyste, silnie zanieczyszczone, piłami i in.	Grunty niedostatecznie zbadane	Grunty silnie gliniaste	Czyste i słabo glin. piaszczysto-żwirowe grunty	Głębokość ukopu 20—25 m	Robota polega tylko na wykopie dołu
Położenie podstawy ukopu w stosunku do poziomu wody						
Podstawa ukopu zatopiona i nie może być odwodniona	R	R	R	R	R	R
Podstawa ukopu sucha i nie może być zatopiona	M	M	M	M	M	M
Podstawa ukopu może być sztucznie zatopiona lub odwodniona	MR	MR	MR	PM	MR	RM

Tablica nie daje naturalnie ostatecznej odpowiedzi na pytania, dotyczące wyboru metody obróbki, ponieważ nie uwzględniła olbrzymiej różnorodności spotykanych w przyrodzie czynników, jednak pomaga projektantowi do zorientowania się przy sporządzaniu pierwszego szkicu. Rozwiązanie ostateczne zostaje ustalone drogą specjalnych techniczno-ekonomicznych obliczeń.

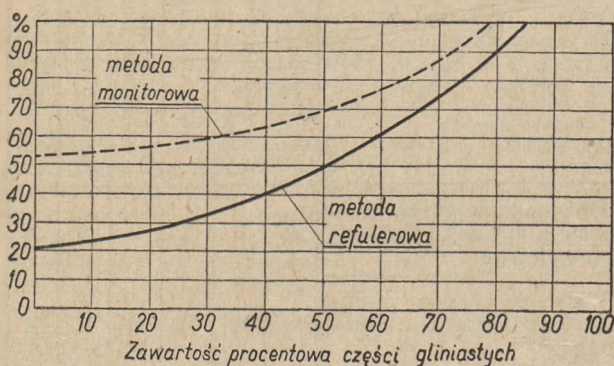
Jak widać z tablicy, czynnikiem bezwarunkowym jest położenie podstawy ukopu w stosunku do poziomu wody. Rzeczywiście, jeżeli podstawa ukopu leży poniżej poziomu wody i nie może być odwodniona, to zastosowanie „monitorowej“ metody robót w ogóle nie może być rozpatrywane. Również, jeżeli ukop ze względu na swoje topograficzne lub inne właściwości nie może być zatopiony, to zastosowanie pływającego urządzenia refulerowego z podwodnym zasysaniem jest wykluczone.

Czynniki bezwarunkowe całkowicie wykluczają możliwość zastosowania jednego ze sposobów obróbki, lecz nie są one wystarczające dla decyzji o możliwości i celowości zastosowania innego sposobu. Dla rozwiązania tego zagadnienia niezbędne jest rozpatrzenie warunków roboty w całości. Bardzo często obiekt, nieodpowiedni dla robót refulerowych, może okazać się nieodpowiednim również dla robót hydromonitorowych. Warunki, w których ukop zatopiony może zostać osuszony i na odwrót — ukop suchy może być zatopiony, spotykają się dość często, a ponieważ metoda tak „monitorowa“, jak i „refulerowa“ mają swoje zalety i wady, to przy wyborze sposobu obróbki niezbędne jest uwzględnienie szeregu czynników warunkowych.

Zalety „refulerowej” metody obróbki w porównaniu z metodą „monitorową” są następujące:

- obniża się rozchód energii elektrycznej (różnica w rozchodzie wynosi 2—2,5 razy),
- nie potrzebna jest budowa stacji pomp dla zasilania hydromonitorów i odpada konieczność komunikacji wodoprowadzących (objętość robót przygotowawczych w związku z tym zmniejsza się dwukrotnie i więcej),
- przy obróbce głębokich wykopów odpada potrzeba odpompowywania wód do czasu ukończenia robót (wydatki związane z odpompowywaniem wody mogą wynosić znaczną część wszystkich wydatków, związanych z wykopem dołu fundamentowego),
- osiąga się znaczny współczynnik wykorzystania sprzętu w czasie,
- zwiększa się wydajność na robotniko-dzień.

Niedogodnością metody „refulerowej” jest większa niż przy metodzie „monitorowej” zależność od warunków gruntowych.



Rys. 1.

Pokazane na rys. 1 krzywe wskazują (w procentach) zmianę kosztów jednostki robót metodą „monitorową” i „refulerową”, zależnie od rodzaju gruntu. Krzywe sporządzone są dla pewnych określonych warunków roboty, jednak charakter ich nie zmienia się w każdych warunkach, przy czym efekt robót wykonanych metodą „refulerową” przy przejściu od gruntów piaskowych do gliniastych obniża się znacznie szybciej, niż przy zastosowaniu monitorów.

Na sprawność metody „refulerowej” okazuje wielki wpływ stopień zanieczyszczenia ukopu. Na przykład znaczne ilości korzeni, obecność pni może w ogóle uniemożliwić robotę refulerową. Obecność w ukopie głazów o znacznych wymiarach może również ujemnie wpłynąć na pracę urządzenia refulerowego.

Przy zastosowaniu metody „monitorowej” znacznie łatwiej zorganizować walkę z wszelkiego rodzaju zanieczyszczeniami gruntu, utrudniającymi normalną pracę pomp. Na równi z oczyszczaniem ukopu, mogą mieć zastosowanie różne systemy urządzeń zabezpieczających.

Dla zapewnienia ciągłości pracy, należy żądać od hydromechanizacji nieprzerwanego sezonu, tzn. pracy również przy niskiej temperaturze. Zasadniczo w warunkach zimowych metoda „refulerowa” ma znaczną przewagę, ponieważ przy podwodnym ukopie ma się do czynienia z gruntem niezmarzniętym. W ostatnich latach coraz szersze zastosowanie znajduje druga, tj. kombinowana metoda obróbki gruntów.

Charakter gruntu, a mianowicie jego zwięzłość, silnie wpływa na jednostkowy rozchód energii traconej na rozmycie go hydromonitorem. Jeżeli zużycie energii na rozmycie jednostki objętości piasku przyjąć za jednostkę, to zużycie energii na rozmycie innych gruntów wyraża się w przybliżeniu cyframi, przytoczonymi w tabelicy 3.

TABLICA III

Nazwa gruntów	Stosunek zużycia energii na rozmycie	Stosunek zużycia energii przy obróbce mechanicznej	Stosunek rubryki 2 do 3
1	2	3	4
Piaski	1,0	1,4	0,73
Piasek gliniasty i less	2,0	1,75	1,14
Glin i lekkie	3,2	1,9	1,68
Glin (chude)	7,4	2,1	3,5

W rubryce 3 podane zostały cyfry, dotyczące zużycia energii przy obróbce gruntu środkami mechanicznymi (ekskawatorem lub buldozerem). Za jednostkę porównawczą przyjęto jednostkowe zużycie energii na rozmycie przy zastosowaniu hydromonitora.

Cyfry tabeli świadczą o tym, że o ile piaski ekonomiczniej jest obrabiać przy zastosowaniu rozmywań, to już piaski gliniaste i less z punktu widzenia wydatku energii elektrycznej ekonomiczniej obrabiać sposobem mechanicznym. Dla glin zużycie energii na rozmycie jednostki objętości okazuje się 3,5 razy większe od wydatku energii przy obróbce mechanicznej.

Jeżeli uwzględnić, że wartość zużywanej energii przy hydromechanizacji stanowi 40—50% całkowitego kosztu robót, to staje się jasnym, że system kombinowanej obróbki może dawać i rzeczywiście w szeregu wypadków daje znakomite rezultaty. Prócz oszczędności w zużyciu energii, kombinowany system robót daje dobre rozwiązanie zadania walki z niewiadomą, nieuchronnie powstającą przy robotach hydromonitorowych. Szerokie możliwości powstają przy umiejętnym zastosowaniu kombinowanego systemu w warunkach zimowych. Oczywiście, obróbka gruntu ekskawatorem wyklucza najtrudniejszy element robót zimowych — rozmyw gruntu hydromonitorem. Sucha obróbka gruntu pozwoli zabezpieczyć całoroczną, bez przerw, pracę hydrouządzeń, bez większej obniżki wydajności w okresie zimowym. Przykładem takich robót może być eksploatacja tatarskiego kamieniołomu przy budowie kanału Moskwy. Roboty trwały cały rok, materiał, wydobywany za pomocą ekskawatorów, podwożono do hydromonitora zainstalowanego w pomieszczeniu zamkniętym, tam materiał ten ulegał rozmyciu i dalszej obróbce. Frakcje ciężkie wpadały wprost do bunkrów, a drobne były przepompowywane na odkłady za pomocą specjalnych pomp (ros. ziemlesosy). Znaczny efekt takiego kombinowanego systemu pozwala na stosowanie go dla mechanizacji robót przy gruntach trudnych poddających się rozmyciu i w warunkach zimowych.

Ustalając sposób obróbki gruntu przy stosowaniu hydromechanizacji, należy uwzględnić możliwości uzyskania takiego lub innego rodzaju usprzętowania, jak również rodzaj dróg, łączących bazę przechowywania sprzętu z miejscem robót. Sprzęt dla robót hydromonitorowych może być całkowicie demontowany na osobne elementy i łatwy do transportu wagonami kolejowymi. Agregaty pływające natomiast najczęściej montuje się na nierozbieralnych pontonach i dlatego mogą być dostawiane na roboty tylko drogą wodną.

W ostatnich latach szerokie rozpowszechnienie uzyskało zastosowanie agregatów z pompami odśrodkowymi (ros. ziemlesosy) na pontonach rozbieralnych.

Zastosowanie rozbieralnych urządzeń znacznie rozszerzyło zakres zastosowania trzeciego sposobu obróbki gruntu, tj. bezpośrednie zasysanie go pod wodą.

★

Jak widzimy, optymalny wybór sposobu obróbki gruntu przy hydromechanizacji może być ustalony tylko na podstawie wszechstronnego uwzględnienia wszystkich czynników dodatkowych. Ostateczne rozwiązanie możliwe jest często dopiero po porównaniu szeregu alternatyw i po porównaniu ich techniczno-ekonomicznych wskaźników.

INŻ. KALINA SMÓLSKA

Biuro Projektów Wodno-Melioracyjnych

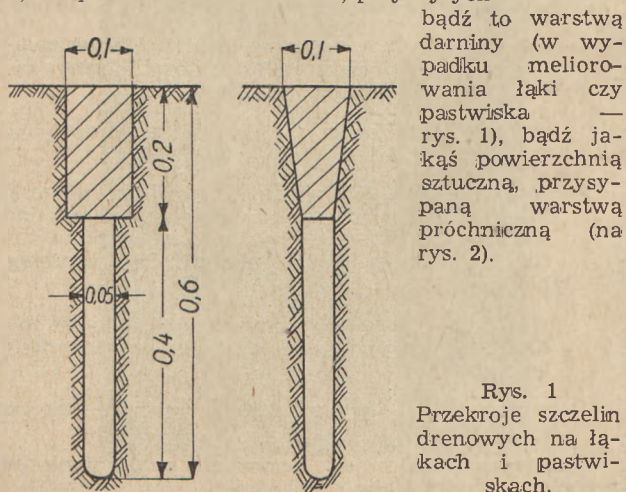
Drenowanie szczelinowe

Rozwój naszego życia gospodarczego, nowe formy gospodarki rolnej, w coraz większym zakresie stosowanie mechanizacji — stwarza konieczność znalezienia nowych metod melioracji, które lepiej niż dotychczasowe dałyby się przystosować do wymagań stawianych przez te nowe formy gospodarki.

Konieczność utrzymania po melioracji dużych powierzchni nie poprzecinanych rowami, utrudniającymi stosowanie maszyn, powoduje, że z dotychczasowych sposobów melioracji jedynie wszelkiego rodzaju drenowania, jako kanały kryte pod ziemią, teoretycznie mogą w pełni być stosowane. W praktyce jednak, zarówno warunki terenowe (np. małe spadki powierzchni), jak i znaczne ilości wymaganych materiałów i kwalifikowanych wykonawców w dużej mierze ograniczają stosowanie drenowań na szerszą skalę.

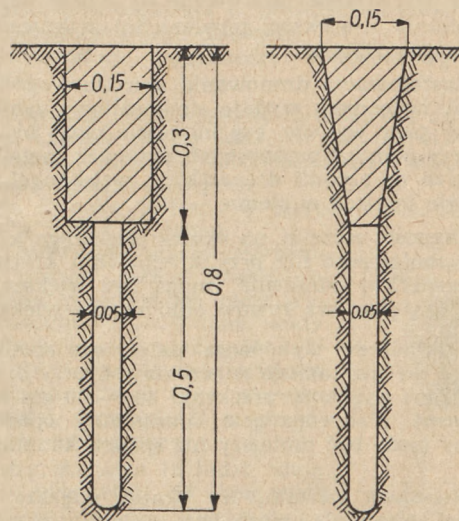
Drenowania krecie, nie wymagające materiałów i stosunkowo łatwe w wykonaniu, mają również swoje mankamenty: w glebach lżejszych drenowanie takie jest bardzo nietrwałe, w glebach zaś ciężkich, aczkolwiek kanaliki zachowują dobry stan dość długo, działanie ich jest naogół mniej sprawne niż normalnych sączków glinianych. Przyczyną jest prawdopodobnie to, że kanaliki kreta są wyciskane, wskutek czego materiał podglebia jest silnie zagęszczony wokół powierzchni kanalika, przez co zostaje zmniejszona i tak z natury mała w glebach ciężkich przepuszczalność danej warstwy. W glebach zaś bardziej przepuszczalnych przeciekająca do drenu woda porywa ze ścianek cząstki gruntu, które po pewnym czasie zatykają mały stosunkowo przekrój kanalika. Na terenach płaskich, o małych spadkach, niebezpieczeństwo zwiększa się, sączki więc muszą być krótkie i wykonane ze sztucznym spadem, co sprawia dużo kłopotu i nie przez każdy pług może być uskutecznione. Dużą także usterką drenowania kreciego jest konieczność stosowania znacznej siły pociągowej, a więc przeważnie silnych traktorów na gąsienicach. Dwie jednak główne zalety drenowania kreciego: zbędność materiałów (za wyjątkiem materiałów na ewentualne zbieracze, względnie na wyloty) oraz możliwość mechanicznego wykonania, stawiają drenowanie krecie w rzędzie tych sposobów melioracji, które po pozbyciu się swoich wad, mogłyby zająć dominującą pozycję, jako nadające się do masowego wykonawstwa. Poszukiwanie też nowych metod melioracji powinno iść w tym kierunku, aby zalety te w pełni zachować.

Jako próbę znalezienia metody melioracyjnej, która zachowując, a nawet zwiększając zalety drenowania kreciego, umniejszałaby jego wady, proponuję rozważenie i zbadanie na gruncie melioracji przez wykonanie w ziemi wąskich szczelin o głębokości 0,6 — 0,8 m i szerokości około 5 cm, przykrytych z wierzchu



Rys. 1

Przekroje szczelin drenowych na łąkach i pastwiskach.



Rys. 2.

Przekroje szczelin drenowych na gruntach ornych.

Szczelina taką mogłaby być wykonana przy pomocy pługa o 3 lub 4 zębach, wycinających w gruncie pasek ziemi wysokości 0,2 m każdy, przy czym górny ząb wycinałby pas gleby szerokości 0,10 lub 0,15 m, a więc dwukrotnie, względnie trzykrotnie szerzej niż dolna część szczeliny, a to w tym celu, żeby po tym, o ile to będzie warstwa darniowa, z powrotem pas ten założyć, aby stanowił on przykrycie szczeliny. W polach ornych pierwsza szersza warstwa musiałaby mieć wysokość co najmniej 0,3 m i musiałaby być sypana (po wykonaniu rowka) na cienką powierzchnię utworzoną np. z płytek cementowych czy jakichś innych. Być może, że w pewnych wypadkach wystarczyłby tu nawet pasek papy smołcowej. Silne obciążenie powierzchni terenu nad lub w pobliżu szczeliny (koło lub gąsienica traktora) spowoduje raczej zbliżenie w górę ścianek szczeliny niż jej zawalenie czy też zniszczenie powierzchni podtrzymującej przykrycie warstwą próchniczną. Jaki kształt wierzchniej warstwy i w jakich warunkach będzie korzystniejszy, prostokątny czy trapezowy, ustalić mogą odpowiednie próby w terenie. Konstrukcja pługa mogłaby być taka, aby pas wierzchniej warstwy automatycznie był przesuwany do tyłu i za pługiem wciskany z powrotem do rowka. Szczegóły pługów mogą być różnie rozwiązane, może to być nawet nie pług, a inny typ maszyny np. mała frezarka lub mała bagrownica, zawsze jednak powinna być utrzymana zasada, że powierzchnie boczne wyorywanych pasków ziemi powinny być odcinane, a nie odrywane.

Rozważając zalety i wady drenowania szczelinowego w stosunku do drenowania kreciego, można by powiedzieć:

— Wszędzie tam, gdzie drenowanie krecie ma szanse utrzymania się przez parę lat, utrzyma się również drenowanie szczelinowe; okres jego działania, należy spodziewać się, będzie nawet dłuższy niż drenowania kreciego, przekrój bowiem szczeliny będzie kilkakrotnie większy niż przekrój kanalika kreciego i, nawet jeśli ulegnie zasypki materiał będzie luźniejszym niż nienaruszone podglebie, dzięki czemu szczelina w sposób znacznie mniej intensywny — nie mniej dający się zauważyć — będzie działała nadal.

— Intensywność osączania będzie większa niż przy drenowaniu krecim; powierzchnie z których woda będzie wyciekać nie będą miały na skutek zagęszczenia

materiału mniejszej przepuszczalności niż przepuszczalność właściwa danemu gruntowi. Działanie osączające szczelin będzie podobne do działania osączającego rowów otwartych.

— Intensywność przewietrzenia gleby będzie większa niż przy drenowaniu krecim na skutek silniejszego osączania i większej powierzchni zetknięcia podglebia z powietrzem.

— Zastosowanie drenowania szczelinowego do nawodnień wgłębnych wydaje się możliwe; zamknięcie szczeliny przy wylocie, czy na trasie może być dokonane przy pomocy przenośnych zastawek metalowych, podobnych do szpadli drenarskich, wciskanych w odpowiednie miejsca w ziemi.

— Długości szczelin, na skutek większego ich przekroju i mniejszego niż przy drenowaniu krecim niebezpieczeństwa zamulenia, mogą być większe, skutkiem czego rozstawa rowów odbiorczych większa.

— Dokładność wykonania należytego spadku dna szczeliny nie ma takiego znaczenia jak przy drenowaniu krecim; wysokość przekroju 40 — 60 cm dopuszcza pewne niedociągnięcia; minimalny spadek dna szczeliny może być mniejszy niż spadek kanałika kreciego.

— Rozstawa szczelin, na skutek większej intensywności osączania może być większa niż rozstawa drenowania kreciego.

INŻ. FRANCISZEK BARTOSIK

Kilka uwag na temat drenowania sadów

Nawiązując do artykułu Inż. F. Stryjewskiego pt. „Organizacja robót drenarskich” zamieszczonego w Nr 3 z 1951 r. „Gospodarki Wodnej”, pragnę zwrócić uwagę na poruszone w nim zagadnienie drenowania sadów.

Drenowanie sadów, jak wynika z wywodów autora jest kosztowne, zaś trwałość krótsza niż przy drenowaniach pól, gdyż narażone jest ono na ciągłe zarastanie korzeniami. W celu zabezpieczenia drenów przed zarastaniem korzeniami inż. Stryjewski proponuje sypać żużel na ułożone rurki i smarować je karbolineum. Takie drenowanie rzecz prosta jest drogie. Uważam, że w wypadku zastosowania żużla nie potrzeba używać rurek. Żużel z powodzeniem może zastąpić rurki gliniane, lecz musi być odpowiednio zabezpieczony i dobrze ułożony w rowkach. Dren żużlowy nie potrzebuje być smarowany karbolineum, lecz zabezpieczony z wierzchu warstwą zaprawy betonowej o stosunku 1:12, a to w celu niedopuszczenia do zamulenia go piaskiem. Zarośnięcia nie potrzebujemy się obawiać, gdyż korzenie, które dosta-

— Koszty drenowania szczelinowego, na skutek mniejszej prawdopodobnie koniecznej siły pociągowej do wyorania szczelin w stosunku do takiejże siły przy drenowaniu krecim oraz na skutek większej rozstawy szczelin, będą mniejsze na jednostkę drenowanej powierzchni niż drenowania kreciego.

Na zakończenie należy podkreślić, że paruletnia trwałość drenowania szczelinowego może mieć miejsce jedynie w glebach ciężkich. W glebach lżejszych a podmokłych nie można się spodziewać, ażeby szczeliny utrzymały się przez czas dłuższy. I w tym jednak wypadku możnaby zaryzykować zastosowanie ich jako zabieg czasowy, podobnie jak się stosuje w ZSRR rowy czasowe przy nawodnieniach. Szczeliny należałoby wówczas wyorać na jesieni (bez przykrycia ich warstwą próchnicy jak w przypadku szczelin trwałych), aby w ciągu zimy i wczesnej wiosny wody gruntowe mogły być osączone, po czym przez te szczeliny nastąpiłaby uprawa i siew. Można będzie się spodziewać, że szczeliny pomimo ich zasypania będą w pewnej mierze działać jeszcze czas jakiś.

Reasumując, wydaje się, że pomysł drenowania szczelinowego wart jest rozważenia i wypróbowania w terenie, tym bardziej, że próba ta nie musi być przeprowadzana przy pomocy skonstruowanego pług, wystarczy bowiem zrobić parę szpadli o przekroju korytkowym i na kilku typach gleb wykonać szczeliny.

na się do środka drenu, będą w tym wypadku stanowiły trwałe i pewny odpływ, zastępujący z powodzeniem rurkę glinianą. Sączek taki utrzymuje w glebie potrzebną wilgoć, która jest niezbędna dla drzew owocowych.

Takie drenowanie sadów byłoby o tyle praktyczne, że mogłoby być wykonane pływaj niż rurkami glinianymi, taniej, a jednocześnie spełniłoby warunki, które stawiają ogrodnicy: utrzymywałoby wilgoć na okres wegetacji roślin. Wiadomo, że w sadach gleba wykorzystywana jest pod warzywa lub mieszanki zbóż, które wymagają większej ilości opadów. Wydrenowana ziemia w sposób opisany może dostarczyć roślinom potrzebnej ilości wody, gdyż za pomocą zastawki w wylocie możemy ją stosownie do potrzeb zatrzymywać lub wypuszczać bez jakichkolwiek szkód dla drenów.

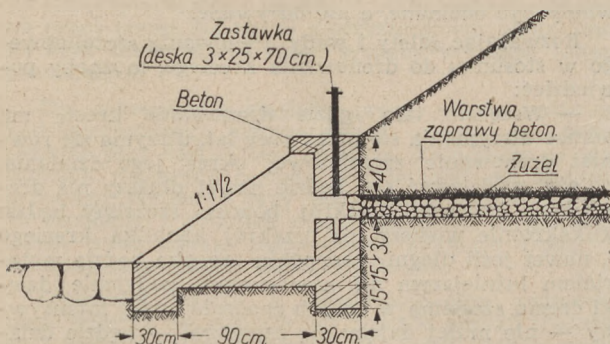
Takie drenowanie winno być wykonane w następujący sposób:

- żużel w miarę możliwości winien być o równych wymiarach, w kawałkach o średnicy 5—10 cm,
- żużel drobny bezwzględnie musi być przesiewany, aby nie zawierał mialu, który mógłby zatykać otworki w drenie,
- wypełnienie rowka żużlem nie powinno być mniejsze niż 10—15 cm,
- szerokość rowków w dnie powinna wynosić 10—15 cm. Drobny żużel należy sypać na dno rowków, a grubszy na wierzch. Po ułożeniu żużla należy go pokryć cienką warstwą zaprawy betonowej (2—4 cm),

Z 1 m³ żużlu można wykonać około 40 mb drenu. Na to potrzeba około 0,1 m³ zaprawy betonowej,

- wylot należy wybudować z zastawką jak na rys. 1.

Rozstawa drenów jest oczywiście uzależniona od przepuszczalności gleby i głębokości.



Rys. 1

Wylot betonowy z zastawką.

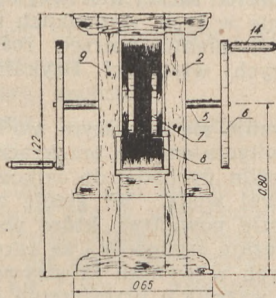
Ślimak do przepompowywania wody

Do Komisji Usprawnień i Walczących b. PPB „Hydrotrest“ wpłynął w 1950 r. pomysł racjonalizatorski Ob. Józefa Pusiaka, dotyczący przepompowywania wody przy pomocy ślimaka. Pomysł ten został uznany przez Komisję i autor otrzymał nagrodę.

Niżej zamieszczamy opis pomysłu wraz z rysunkami wyjaśnia w dostateczny sposób konstrukcję ślimaka, podając jednocześnie koszt wykonania i jego działanie.

Podając niniejsze do wiadomości Redakcja oczekuje wypowiedzi Kolegów wykonawców o stosowaniu ślimaka i osiągniętych wynikach.

Ślimak składa się z rynny drewnianej o wymiarach $5 \times 0,15 \times 0,18$ m umocowanej na dębowych stojakach, umieszczonych przy końcach rynny (rys. 1). Na stojaku przy wlocie do rynny umieszczony jest wał drewniany $\varnothing$ 30 cm. Oś wału obraca się w łóżykach rolkowych (od wózków kolebowych). Pod-



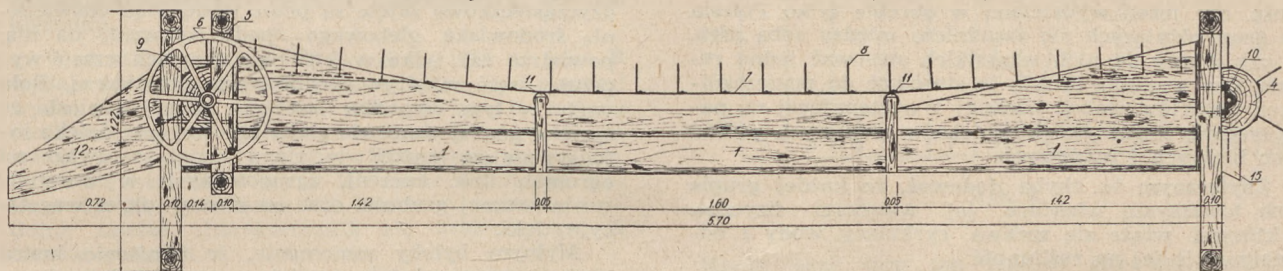
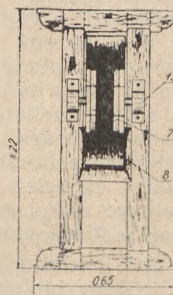
bny wał wylotu rynnny umieszczono na specjalnej ramie ruchomej, którą można przysuwać lub odsuwać od stojaka specjalnymi śrubami, a to w celu regulowania pasa. Na obydwu końcach osi tego wału umieszczono koła żelazne o $\varnothing$ 60 cm o napędzie ręcznym. Na tych wałkach

jej zanieczyszczenie. Wydajność ta może być zwiększona przez szybsze obroty koła, co jest możliwe przy zastosowaniu napędu mechanicznego oraz przy zwiększeniu przekroju rynny.

Zaletą ślimaka jest to, że czerpie wodę, zanieczyszczoną, a nawet z błotem.

Dla porównania warto przypomnieć, że pompa „żabka” obsługiwana również przez dwóch ludzi wydaje przeciętnie 6 — 8 l/sk wody. Z tego wynika, że wydajność ślimaka jest pięciokrotnie większa, dzięki czemu ślimak daje poważne oszczędności. Oszczędność ta przedstawia się następująco:

żabki przy obsłudze 12 ludzi	dają
przeciętnie 42 l/sek	wody
ślimak przy obsłudze 2 ludzi	daje
przeciętnie 45 l/sek	wody



Rys. 1. Ślimak do przepompowywania wody.

porusza się pas, na którym umieszczone w 20 cm odstępach żebra stalowe o wymiarze 15×18 cm, służące do czerpania i wypychania wody przez rynną. Celem zabezpieczenia pasa przed opuszczaniem się zastosowano nad rynną dwa ruchome wałki drewniane.

Ślimak o napędzie ręcznym obsługiwany przez dwóch robotników (rys. 2 i 3) przy dwóch obrotach koła wydajność 40 — 50 l/sek wody, bez względu na

Zaoszczędzono 10 robotnikodniówek po 13,44 zł = 134,40 zł dziennie. Jeżeli przyjmujemy, że w ciągu jednego roku ślimak będzie pracował przez 200 dni, to oszczędność w tym czasie wyniesie:

$$200 \times 134,40 \text{ zł} = 26.880 \text{ zł}.$$

Całkowity koszt wykonania ślimaka wynosi:

Robocizna: stolarz	75 godzin po 2,73 zł	= 204,75 zł
kował	75 godzin po 2,73 zł	= 204,75 zł

robocizna razem 409,50 zł.

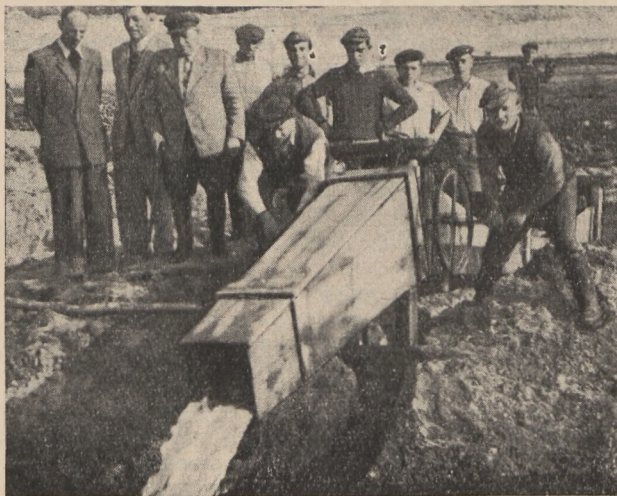
Materiały	600,00 zł.
-----------	------------

koszt ogólny	1.009,50 zł
--------------	-------------

Nadmienić w końcu należy, że prosta konstrukcja ślimaka i jednoczesna trwałość powodują dłuższy okres czasu bez remontu. **J. P.**



Rys. 2. Ślimak od strony dolnej wody



Rys. 3. Ślimak od strony górnej wody

DZIAŁ V — EKSPLOATACJA

INŻ. JÓZEF PRONCZUK

Kilka uwag o wpływie poziomu i ruchu wody w glebie na ruń łąkową i plonowanie

Prawie wszystkie książki i artykuły fachowe na tematy łąkarskie, poruszające jednocześnie kwestie melioracji, z reguły prawie zawierają klasyczne liczby 60 i 80 cm, wyrażające głębokość lustra wody gruntowej, pierwszej na łąkach, drugiej na pastwiskach. Cyfry te utarły się jako optimum, którego żąda się od melioratora w stosunku do osuszonych terenów łąkarskich. Stąd też prawdopodobnie wpływa żądanie melioracji w stosunku do łąkarzy, by ci ostatni zechcieli wyraźnie powiedzieć jakiego optymalnego stanu zwierciadła wody żądają w rezultacie prac melioracyjnych.

Już z ukazaniem się pracy Dra Tomaszewskiego pt. „Gleby błotne Polesia” — nasuwałaby się wątpliwość, czy jeżeli wydzielono w obrębie tylko Polesia 20 grup różniących się zasadniczo między sobą gleb, to czy można do nich wszystkich stosować jedną regułę. Czy wreszcie można ją stosować do poszczególnych obiektów wobec wielkiej i występującej co parę metrów zmienności kompleksów glebowych pośród gleb błotnych i madowych.

Zbytelnym tu chyba dodawać, że każdej grupie gleb towarzyszą właściwe jej własności fizyczne, z którymi wiąże się sprawa cyrkulacji wody i oddziaływanie jej na roślinność.

W zabiegach nad poprawą łąk interesuje nas tak samo strona jakościowa siana, jak i jego ilość, raczej nawet sumaryczny wynik tych dwóch wartości, ponieważ najważniejszą jest ilość strawnych składników sprzątaných z jednostki powierzchni, a to oczywiście zależy od porastającej runi i o nią właśnie chodzi we wszystkich przedsięwziętych pracach.

Wydaje się często, że roślinność jest tym elementem, z którym się liczyć nie należy, a co najmniej jest to zbyt, ponieważ pomyślana przez łąkarza jako pewna mieszanina da się wszędzie wprowadzić, gdzie jest odpowiednio sucho i gdzie będzie rosła ku pożytkowi rolnika. Gdyby tak było nie potrzebowałibyśmy się troszczyć o warunki siedliska przynajmniej w szczegółach, a sprawa optymalnego poziomu lustra wody byłaby przesadzona. Jest jednak inaczej, roślinność zjawia się jako odzwierciedlenie warunków, które w danym miejscu i czasie zapanowały, uzgadnia się każdorazowo ze środowiskiem, w jakim się znajduje, a wraz ze zmianami w tym środowisku zmienia się, nie dając się utrzymać przez człowieka, szczególnie na dalszą metę. Wniosek stąd prosty, że chcąc otrzymać stosowną ruń na łące — nie mieszanekę, trzeba tworzyć, lecz warunki siedliska podlegające tylko do pewnego stopnia woli człowieka. Do tych warunków dających się zmieniać i bodaj najważniejszych należy poziom i okresowość kształtowania się lustra wody.

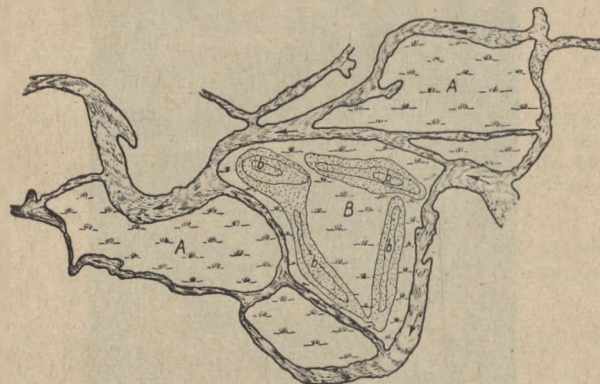
Wody w łące nie należy traktować tylko jako wodę vegetacyjną, ma ona bowiem daleko szersze znaczenie niż tylko doprowadzenie składników pokarmowych do rośliny. Jest ona warunkującym elementem siedliska, zdolnym nie tylko wywierać wpływ na roślinność, lecz i na glebę, biorąc czynny udział w jej powstawaniu i przekształcaniu się. Woda ta ma również doniosłe znaczenie w procesach chemicznych, które ściśle wiążą się z życiem bakteryjnym w glebie i biologią roślin łąkowych. Wreszcie w wielu wypadkach jest środkiem rozpraszającym zbyt zwężone czą-

stki gleby, które po usunięciu wody robią się tak zwężone, iż posiadają charakter raczej martwej skały, niż gleby łąkowej. Istnienie w tych wypadkach nadmiernej ilości wody w rozumieniu potrzeb rośliny, przyczynia się do lepszych własności fizykalnych gleby.

Każda łąka charakteryzuje się większym uwilgotnieniem niż pole orne. Uwilgotnienie to przekraczając optimum potrzebne dla roślin dochodzi do całkowitego nacyenia gleby łąkowej wodą. W glebie ornej część przestworków zajmuje powietrze, które wspólnie z ruchem wody odświeżają środowisko ze szkodliwych produktów powstałych w wyniku intensywnego życia. W łące najczęściej wszystkie przestrzenie międzycząsteczkowe zajęte są przez wodę, stąd odświeżanie środowiska glebowego spada wyłącznie na nią, powietrze zaś tylko w krótkich okresach czasu wypełnia część międzycząsteczkowych przestrzeni. Rola wody w tym wypadku jest tym więcej doniosła że życie w górnej warstwie gleby łąkowej jest daleko intensywniejsze aniżeli w ziemi ornej, z uwagi na ogromną ilość korzeni, zgrupowanych w warstwie o nieznacznej grubości oraz na dłuższy okres wegetacyjny łąki.

Mylnym byłoby mniemanie, że obniżenie lustra wody i wprowadzenie powietrza rozwiązałoby kwestię. Z obserwacji wynika, iż łąki sztuczne, wytworzone przez osuszenie gleb organicznych drogą melioracji przestają z czasem rodzić, wykazując przy tym wybitną skłonność przegradzania się w tereny oligotroficznych mszarów, chociaż warunki fizykalne w naszym mniemaniu wydają się być doskonałe. Tymczasem łąki naturalne o wysokim poziomie wód i trwające w ciągłym „nadmiernym” uwilgotnieniu zachowują rodzajność przez setki lat nie wykazując tej skłonności. Proporcja natomiast między wodą a powietrzem w glebie jest mocno na niekorzyść powietrza. Fakt ten dowodzi o ogromnym znaczeniu wody w procesach wymiany chemicznej, która w łące musi zachodzić bardzo intensywnie. Dzięki temu spotykamy łąki o wysokiej wydajności siana i to dlatego na terenach neraz bardzo mokrych, z tym jednak warunkiem, że łąki te rozporządzają wodą będącą w ruchu.

Na potwierdzenie powyższego pragnę przytoczyć fakty zaobserwowane na łąkach w dolinie rzeki Narwi. Przytoczony niżej szkic (rys. 1) przedstawia wyci-



Rys. 1

nek części przykorytowej łąk z charakterystycznymi obrzezciami czyli zakolami. Typ łąki występującej w podobnych miejscach nosi nazwę łąki zakolowej, która daje znaczne plony dobrego siana. Tak np. łąka oznaczona na szkicu literą A wydaje rocznie 40 do 50 q siana z 1 ha przy następującym składzie runi:

- 70% traw (z przewagą mozgi trzcinowatej),
- 10% turzyc rozłogowych (notowanych jako dobre),
- 10% ziół,
- 10% wolnych miejsc.

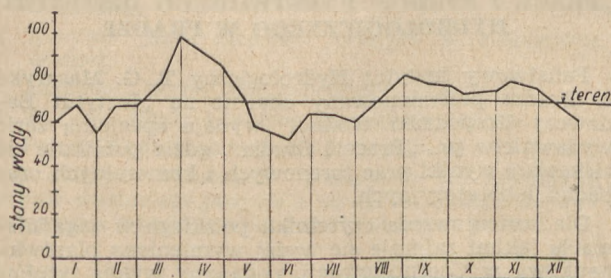
Tymczasem obok (znaczona na szkicu literą B) łąka odgrodzona ze wszystkich prawie stron szeregiem piaszczystych nasypów (b), utworzonych przez rzekę (wargi rzeczne), a tamujących ruch wody, daje tylko 20 q siana o składzie daleko gorszym:

- 30% traw (trzcinnik i śmiałek darniowy),
- 30% ziół,
- 30% mchów,
- 10% turzyc kępiastych (notowanych jak słabe).

Gleba w obu łąkach mułowa; w drugim wypadku zaznacza się w wierzchniej warstwie proces bagieny. Wody, które wlewają się podczas wyższych stanów, nie mają swobodnego odpływu; działa to ujemnie nie tylko na roślinność, lecz również i na glebę, której przekształcenie idzie w niepożądanym dla nas kierunku.

W chwili obserwacji (23 września 1936 r.) łąka B wydaje się suchszą od łąki A, na której pod stopami wyciska się woda. Jednak woda w łące A posiada możliwość ruchu. Należy zaznaczyć, iż z istnieniem zakoli, którymi rzeka rozprawadza wodę po dolinie, wiąże się istnienie dobrych łąk mimo wysokiego stanu wody, gdy tymczasem łąki bagienne, najmniej wydajne zawsze charakteryzują się brakiem żywych cieków wodnych.

Na dowód, iż nie wysokość wody, lecz jej stagnacja wytwarza pogorszenie się łąki, przytaczam poniżej wykres (rys. 2), ilustrujący stan wód w okresie



Rys. 2

rocznym na łące zakolowej, który wzięty jako średni z dziesięciu lat ani razu nie przekroczył 60 cm poniżej powierzchni terenu. Linia prosta oznacza poziom łąki, krzywa zaś wahania wysokości wody w poszczególnych miesiącach.

Łąka, w odniesieniu do której został sporządzony wykres, wydała w roku 1936 około 40 q siana, przy czym stosunek poszczególnych roślin w runi był następujący:

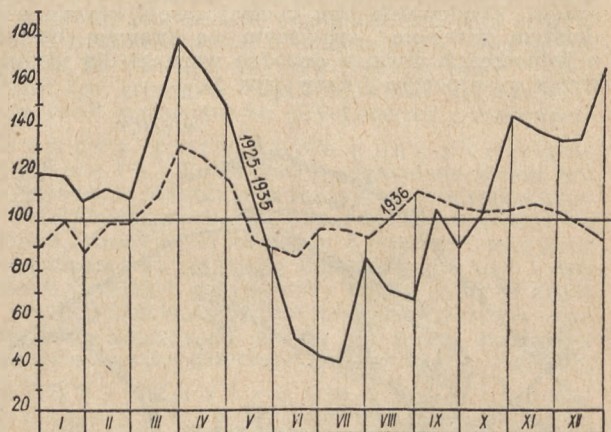
- 50% traw słodkich (przewaga mozgi trzcinowatej),
- 20% turzyc,
- 15% ziół,
- 15% woda i wolne miejsca.

Niewątpliwie poziomy ruch wody, jak i jej pionowe wahania mają swoje dodatnie znaczenie w procesie wymiany. W łąkach naturalnych, odznaczają-

cych się dobrymi plonami, nie ma mowy o jakimś stałym poziomie wody, przeciwnie, wahania są znaczne, a ich amplituda jest nieraz bardzo szeroka. Na łąkach bagiennych natomiast wahania te są nieznaczne, bądź też poprostu niewidoczne, ponieważ porośnięta powierzchnia pływa na rozwodnionej masie torfu, będąc optycznie zawsze jednakowo mokrą.

Uwagi dotychczasowe odnosiły się do łąk jednego typu, tzn. łąk zakolowych, o glebie organicznej, podobnie jak tereny torfowe, będące obecnie w Polsce przeważnie przedmiotem melioracji.

Chodzi jednakże o to, iż nie tylko ten, lecz i inne typy łąk naturalnych, zupełnie dobrych, posiadają w przeważającym czasie w roku wysoki stan wód. Wykres na rys. 3 charakteryzuje stany wód w rzece



Rys. 3.

Narwi przy łące (na madzie glinowatej), dającej z dwóch pokosów około 35 q siana, które aczkolwiek zawierało 20% turzyc, jest zaliczone do dobrego.

Analizując rys. 3 widzimy, iż w roku obserwacji (linia przerywana — 1936 r.) przez siedem miesięcy woda utrzymywała się nad powierzchnią, przez resztę zaś czasu — na nieznacznej głębokości. Stan wody w glebie niewątpliwie był w rzeczywistości wyższy niż na wykresie, który odnosi się do wody w sąsiadującym korycie.

Nawet w najsuchszym typie, reprezentowanym przez łąkę grądową, wody nie utrzymują się w przeciągu całego roku pod powierzchnią, lecz przynajmniej na wiosnę zalewają powierzchnię na pewien okres czasu i z małą przerwą w okresie lata utrzymują się na dość wysokim poziomie.

Wszędzie tam, gdzie w naturalnych warunkach stan wody w przeciągu roku jest dość niski i brak jest zalewów, nie ma łąki w znaczeniu praktycznym, mimo, iż tereny mogą nie nadawać się pod uprawę pól rolnych z uwagi na zbytnią wilgotność. Wyjątek stanowią łąki sztucznie kultywowane na osuszonych torfowiskach, gdzie wysiłkiem i rok rocznie nakładem utrzymuje się trawostan. Łąki takie jednakże w żadnym razie nie mogą służyć za wzór, ponieważ w przeciwieństwie do łąk omawianych, plonujących bez żadnych absolutnie nakładów, dostarczają drogiego siana, które w okolicach pozbawionych zbytu może się wcale nie kalkułować.

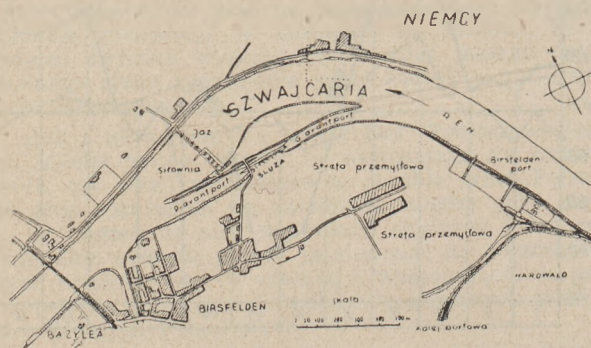
Z tych przyczyn, dane otrzymane z doświadczeń nad tego rodzaju łąką nie mogą być przenoszone bezkrytycznie na wszystkie tereny, które trzeba meliorować. Jest to tylko jeden typ łąki i to wcale nie stanowiący standardu, gdy tymczasem w naturze istnieje obszerna gama typów łąkowych, do których należałoby tak łąkarzom, jak i meliorantom sięgać po wzorce do poprawy łąk w Polsce.

PRZEGLĄD WYDAWNICTW

NOWY STOPIEŃ KANALIZACYJNY
NA RENIE

W związku z planowaną budową stopnia kanalizacyjnego na Wiśle, z których kilka powstanie już w okresie planu 6-letniego, każda nowa budowla tego typu na dużej rzece godna jest zanotowania.

Stopień kanalizacyjny Birsfelden w Szwajcarii położony jest na górnym Renie nieco powyżej Bazylei. Usytuowanie stopnia przewiduje rozbudowę portu rzeczno obejmującego swoim zasięgiem strefę przemysłową na lewym brzegu rzeki, co z punktu widzenia urbanistycznego ma duże znaczenie dla Bazylei. Wykorzystano dogodne warunki topograficzne przy projektowaniu jazu piętrzącego i śluzy. Skręcający w kierunku zachodnim Ren tworzy w tym miejscu zakole. Zbudowanie jazu poniżej zakola kładzie kres dalszym zmianom erozyjnym na prawym brzegu, a jednocześnie stwarza dogodne warunki dla usytuowania awanportów i śluzy (rys. 1).

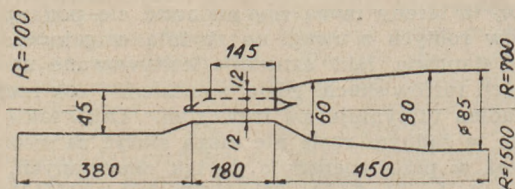


Rys. 1

Jest rzeczą znaną, że w decyzji budowy tego stopnia największą rolę odegrały względy energetyczne. Odcinek Renu objęty całą projektowaną piętrzeniem był i przed tym zdalny do żeglugi, a więc nie istniała konieczność budowy stopnia. Jednakże i korzyści żeglugowe będą poważne. Stopień kanalizacyjny uniezależnia żeglugę od niebezpiecznych zmian erozyjnych koryta, zapewnia jej regularność oraz zwiększa tonaż statków i barek.

Jaz piętrzący posiada 5 światel o długości 27 m. Zastosowano zasuwę Stonye'a, przy czym niezależne mechanizmy podnoszące umieszczono w wieżyczkach.

Zdolność przepustowa śluzy przewidywana jest na 25 000 t w ciągu 2 dni. W kanalizacji wzięto pod uwagę możliwość transportowania ok. 2,5 mln. ton towarów rocznie. Wymiary śluzy głównej 180×12 m. Dolny awanport o długości 450 m i szerokości 60—80 m posiada rozszerzenie o wymiarze 85 m. Górny awanport posiada długość 380 m i szerokość 45 m. Projektuje się w przyszłości wybudowanie nieco krótszej śluzy bliźniaczej (rys. 2 — linie przerywane).



Rys. 2

Siłownia wodna o charakterze przepływowym zapewni osiąganie następującej mocy:

	Q m ³ /sek	H	kW
Mała woda	500	8,08	33,600
Srednia woda	1000	7,00	57,600
	1200	6,64	62,400
Wielka woda	3000	4,08	27,120

Wskutek podtopienia wyżej położonego stopnia, nowa siłownia odstępkuje 78 mln. kWh z produkcji własnej tytułem rekompensaty. Produkcja netto wynosi 362 mln. kWh, przy czym produkcja zimowa jest tylko o 20% niższa od produkcji letniej — fakt ten ma dla energetyki szwajcarskiej olbrzymie znaczenie.

Wyposażenie maszynowe stanowią 4 turbozespoły o następujących danych technicznych:

$$N_t = 28.000 \text{ PS (turbiny Kaplana)}$$

$$H_t = 7,1 \text{ m. } H_s = 1 \text{ m}$$

$$Q_i = 1300 \text{ m}^3/\text{sek}$$

$$n = 68,2 \text{ obr/min}$$

$$N_{gen} = 25.000 \text{ kVA}$$

Z powodu małej liczby obrotów wymiary turbozespołów są bardzo znaczne. Szerokość hali maszynowej wynosi 21 m, długość rury ssącej 35 m, spirala betonowa.

Koszt siłowni łącznie z jazem wynosi wg kosztorysu 112,6 mln. fr. szwajc., czyli ok. 1400 fr./1 kW (1 kWh w urządzeniach produkcyjnych).

Koszt urządzeń żeglugowych wynosi ogółem 23,8 mln. fr. szwajc. Czas budowy obliczony jest na 6 lat. Istotną trudność stanowi zapewnienie żeglugi w czasie budowy. Ukończenie siłowni i śluz przewiduje się w końcu 5-go roku budowy. Do tego czasu żegluga będzie się odbywać kolejno w przelotach jazu (gwarantowana głębokość 3 m).

Szczegółowe badania laboratoryjne na modelu doprowadziły do ustalenia ostatecznych poprawek w projekcie odnośnie fundamentowania ubezpieczeń dna, kształtu filarów oraz doprowadzenia i odprowadzenia wody z siłowni.

(„Wasser — und Energiewirtschaft“ Nr 10/1950)

Inż. B. Rudnicki.

„PRACE I STUDIA“ PAŃSTWOWEGO INSTYTUTU
HYDROLOGICZNEGO W PRADZE

Państwowy Instytut Hydrologiczny T. G. Masaryka w Pradze przemianowany obecnie na „Instytut Badawczy Gospodarki Wodnej“ wydaje specjalną serię wydawnictw pn. „Prace i Studia“, gdzie publikuje się ciekawsze wyniki prac terenowych i kameralnych oraz badań laboratoryjnych.

Dla zorientowania czytelnika polskiego w zagadnieniach, jakimi zajmuje się wyżej wymieniona placówka naukowa w Czechosłowacji, podajemy wykaz tytułów prac wydanych od chwili zakończenia wojny, w tłumaczeniu na język polski (pozycje 1 — 49 wydane były wcześniej).

50. Jelen i Myslivec: Rodzaje gruntu i wody podziemne na trasie kanału Odra — Dunaj.
51. Myslivec: Uszczelnianie kanałów żeglugi i grobli ziemnych.
52. Myslivec: Wysokość konstrukcyjna i usytuowanie progu jazu.
53. Bratránek: Organizacja służby hydrologicznej w ZSRR w porównaniu ze służbą w Czechosłowacji.
54. Bratránek: Zasady planowania gospodarki wodnej na rzekach.
55. Liskovec: Ochrona wycięcia w filarze jazu przed działaniem prądu pod zasuwami.
56. Bratránek: Odpływ krytyczny w korytach otwartych.
57. Dub: Służba hydrologiczna w Słowacji w okresie okupacji.
58. Roth: Wpływ zmian temperatury wody w zbiornikach.

59. Cabelka: Śluzy komorowe z napełnianiem pod wrotami górnymi.
60. Rón: Mierzenie opadów atmosferycznych totalizatorami.
61. Bratrának: Ocena wzorów na szybkość wody dla obliczeń tras rzecznych.
62. Bratrának: Splawność Łaby i możliwości jej polepszenia.
63. Bratrának: Plan gospodarki wodnej i projekt eksploatacji zbiornika.
64. B. Cyrus i Z. Cyrus: Mapa czystości cieków w dorzeczach Łaby, Dunaju i Odry.
65. Lorenz: Zadania służby hydrograficznej w Czechach ze względu na prognozę dla żeglugi na Łabie.
66. Bulicek: Zaopatrzenie Kladna i okolic w wodę ze zbiornika na Kliczawie.
67. Malisek: Przegroda dolinowa w Usti na Orawie.
68. Nowak: Stabilność brył graniastosłupowych na dnie nurtu wodnego.
69. Bratrának: Najodpowiedniejsza przestrzeń użytkowa zbiornika w dorzeczu Wełtawy po Sztechowice. Studium hydrologiczne.
70. Liskovec: Studium przelewu przegrody.
71. Novotny: Hydrologia podstawą gospodarki wodnej.
72. Cabelka: Siłownie wodne przy stopniach o niskim spadzie.
73. Bratrának: Wahania zjawisk przyrodniczych i ich wykorzystanie dla prognoz długookresowych.
74. Novak: Najnowsze zamknięcia upustów dennych wysokich przegród w USA.
75. Cabelka: Projekt rekonstrukcji siłowni wodnej na Łabie w Hradec Králové.
76. Cabelka: Śluza komorowa przy jazie.
77. Novak: Krzywa spiętrzenia przy nierównomiernym spadku w korycie rzeki. 2 nowe równania. Przyczynek do obliczenia.
78. Liskovec: Studium wylotu wody z upustu pod ciśnieniem w przegradach dolinowych.
79. Bulicek: Ocena jakości wody pod względem techniczno - sanitarnym.
80. Bratrának: Klasyfikacja małych przepływów w rzekach.
81. Novotny: Rola stawów rybnych w gospodarce wodnej.
82. Liskovec: Wybój pod przelewem przegrody.
83. Bulicek: Wody ściekowe naszego przemysłu.
84. Petru: Woda w przemyśle lnianym.

W dalszych numerach postaramy się dokładniej omówić ważniejsze pozycje z uwagi na możliwość wykorzystania rezultatów badań na naszym terenie.

Z. M.

ORGANIZACJA I WYKONANIE HYDROTECHNICZNYCH ROBÓT

Apčtosow W. M., Gradow B. W. Organizacja i proiz. wodostwa gidrotechnicznych rabot. — Sielchozizg Moskwa 1950 r. str. 439.

Książka przeznaczona jest jako podręcznik dla techników specjalizujących się w budowie elektrowni wodnych dla potrzeb wiejskich i zawiera szereg zagadnień dotyczących organizacji i wykonania robót hydrotechnicznych. Na początku omówione są: przygotowanie terenu pod budowę obiektu przy użyciu sił ludzkich, koni i maszyn, odprowadzenie wód powierzchniowych i gruntowych oraz wytyczenie i rozbicie robót.

Roboty ziemne. Przy omawianiu robót ziemnych szerzej ujęto zagadnienie mechanizacji. Przy budowie wiejskich elektrowni wodnych stosuje się koparki z łopatą lub czerpakiem o pojemności 0,25 m³, przy objętości mas ziemnych ponad 5.000 m³ i 0,50 m³ przy objętości mas ponad 10.000 m³. Używane są również koparki o pojemności chwytu 0,35 m³. Do robót

przy budowie małych elektrowni wodnych autorzy proponują zastosowanie uniwersalnego agregatu na traktorze „C-80 (CYTA-1)“, zaopatrzonego w sprzęt do kopania, podnoszenia, chwytania, przenoszenia i zabijania pali oraz ścianek szczelnych. Omówione są schematy ustawienia i poruszania się maszyn oraz środków transportowych w wykopach i przy nasypach oraz obliczenia wydajności koparek i potrzebnej ilości środków transportowych (kolejek, samochodów, łopatek konnych i traktorowych). Jeden z rozdziałów poświęcony jest omówieniu małej mechanizacji robót ziemnych. Ma ona zastosowanie przede wszystkim do wzruszania i transportu gruntu (plugi, transportery taśmowe, derriki o sile podnoszenia od 1 do 10 t., dźwigi, samochody i traktory z przyczepami). W rozdziale o hydromechanizacji robót ziemnych podano sposoby użycia hydromonitorów.

Materiały wybuchowe mają coraz szersze zastosowanie przy budowie sztolni, do wykopów w skałę i w miękkich gruntach, do pogłębień, usuwania progów w dnie, hydromechanizacji, usuwania pni, zatorów lodowych. Do tego celu używa się: czarny proch, trotyl, melinit, ten, geksofen, tetryl. Omówiona jest mechanizacja robót wybuchowych pojedynczych i masowych.

Roboty przy drewnianych konstrukcjach. Elementy drewniane winny być przygotowane centralnie w zakrytych pomieszczeniach z urządzeniami mechanicznymi i stąd dostarczane na miejsce budowy. W rozdziale o robotach polowych przedstawione są szczegóły przygotowania pali i dyli ścianek szczelnych oraz sposoby zabijania ich w grunt m. inn. przy pomocy urządzeń mechanicznych, jak również drogą wymywania prądu pod pałem. Podane są również szczegóły dotyczące budowy kaszy i grodz.

Roboty faszynowe, kamienne i betonowe. W tej części książki omówione są szczegóły organizacji i wykonania robót ubezpieczających brzegi cieków względnie skarpy nasypów przed rozmyciem oraz przygotowanie materiałów do tych robót — szczególnie betonowych przy użyciu maszyn do drobnienia kamieni, betoniarek, środków transportujących beton na miejsce budowy, robót szalunkowych, zbrojeniowych, przy nakładaniu betonu (m. in. pod wodą), z użyciem wibratorów z uwzględnieniem budowy w okresie zimowym.

Odprowadzenie wody przy budowie w korycie rzeczonym. W zależności od okresu przewidywanych robót ustala się najwyższe pozioły wód w rzece w tym okresie i od tego poziomu uzależnia się wysokość grodz lub tam poprzecznych w rzece, odcinających wodę od strony górnej i dolnej od miejsca budowy, licząc się z możliwością spiętrzenia wody przy ograniczonym przekroju rzeki dla przepływu wody (przy grodzach), względnie przy odprowadzeniu wody bocznym wykopanym korytem, co przy budowlach na mniejszych rzekach ma najczęściej miejsce. Przy określaniu wielkości przepływu, jeśli budowa ma trwać jeden sezon po zejściu w.w. wiosennych, bierze się pod uwagę w.w. letnie. Jeśli budowa ma trwać kilka lat, to bierze się pod uwagę katastroficzny przepływ o prawdopodobieństwie pojawienia się raz na 20 — 30 lat (5% — 3% prawdopodobieństwa). W miejscu budowy muszą być urządzenia pompowe do usuwania wody, przesiekającej z dna i z boków. Podane są schematy organizacji tych robót, przykład obliczenia rozmycia koryta rzecznej i spiętrzenia wody przy zwięzieniu rzeki grodzami, omówione są sposoby budowy tam poprzecznych i grodz.

Montaż metalowych konstrukcji, budowa rurociągów. Do budowy rurociągów używa się klepek drewnianych o długości max. 6 m (rury $\varnothing$ 0,1 — 5,0 m, przy ciśnieniu 80 — 100 m stosuje się rury $\varnothing$ 1 — 2 m), wiązanymi metalowymi obręczamiokoła rury, stalowych rur o $\varnothing$ 1,2 m o grubości ścianek do 14 mm, względnie listew stalowych przy większych średnicach rurociągu o wymiarach od 2,5 m x 4,2 m do 4,2 m x 6,0 m, łączonych przy pomocy spawania elektrycznego lub gazowego oraz rur azbestowych o $\varnothing$ 50 — 600 mm przy ciśnieniu 2,5 — 10 atmosfer.

Organizacja i planowanie budowy wiejskich elektrowni wodnych. W tym dziale omówione są etapy projektowania, zasady zatwierdzania założeń projektowych i samych projektów wraz z kosztorysami, organizacja projektowania, zakres działania Głównego Urzędu Elektryfikacji Rolnictwa w Ministerstwie Rolnictwa ZSRR, organizacja wykonawstwa po linii wyspecjalizowanych przedsiębiorstw i sposobem gospodarczym. Autorzy zwracają szczególną uwagę na zagadnienie dostaw i składowania różnych materiałów, wewnętrznego transportu na budowie i odpowiedniego przygotowania terenu do tego transportu, ustawienia warsztatów przygotowawczych i remontowych urządzeń do betonowych robót, maszyn itp., pomieszczeń dla robotników i personelu obsługującego budowę, urządzeń kulturalno - oświatowych, ochrony zdrowia, stołówki itp., zaopatrzenia w wodę i energię placu budowy. Dla należytego urządzenia i zaopatrzenia placu budowy musi być sporządzony generalny plan urządzenia placu budowy. Plan wykonania budowy (harmonogram), uwzględniający rozmiar robót w czasie i użycie w zależności od potrzeby i możliwości sił ludzkich odpowiedniego sprzętu i maszyn, musi być wnikliwie opracowany i to po linii

najekonomiczniejszego wykorzystania różnych środków roboczych. Plan ten winien ujmować okres przygotowania robót, okres wykonania właściwych robót i okres likwidacji placu budowy.

Organizacja sił roboczych i normowanie robót. Do podstawowych metod organizacji sił roboczych należą: zastosowanie przy budowie najbardziej racjonalnych metod i przykładów dobrze zorganizowanych i wykonanych robót, należyte przygotowanie placu budowy, właściwego sprzętu i uzbrojenia maszynowego, racjonalny rozkład wysiłku między pracującymi, stosowanie właściwych norm i prawidłowa wycena wykonanych robót i prawidłowe wynagrodzenie.

Kosztorysy winny być opracowywane na podstawie aktualnych katalogów norm i katalogów stawek (opłat). W książce omówione są zasady wyceny ilości potrzebnej robocizny i stawek do określania kosztów jednostkowych przy pracy ręcznej i przy użyciu maszyn oraz formy zestawienia całości kosztorysu.

W ostatnim rozdziale omówiona jest technika bezpieczeństwa pracy i ochrony przed pożarem na budowie.

Z.S.

K R O N I K A

NAGRODY PAŃSTWOWE ZA ROK 1951

Prezydium Rządu na posiedzeniu w dniu 18 lipca 1951 r. przyznało szereg nagród za osiągnięcia w nauce i w postępie technicznym. W dziedzinach nauki, których dorobek może znaleźć zastosowanie w gospodarce wodnej i budownictwie wodnym oraz w dziedzinach współpracujących otrzymali:

a) nagrody I stopnia —

- Prof. inż. Michał Broszko — za osiągnięcia naukowe w dziedzinie hydromechaniki teoretycznej,
- Prof. dr inż. Witold Budryk — za osiągnięcia naukowe w dziedzinie przewietrzania kopalń i podstawki pływnej,
- Dyr. Jan Czarnocki — za dorobek naukowy na polu geologii o wielkim znaczeniu dla gospodarki narodowej w Polsce Ludowej,
- Prof. Feliks Terlikowski — za osiągnięcia w dziedzinie gleboznawstwa i żywienia roślin;

b) nagrody II stopnia —

- Prof. dr Bogumił Pawłowski — za dorobek naukowy w dziedzinie florystyki Tatr i fitosocjologii,
- Prof. dr inż. Romuald Rosłowski — za prace naukowe w dziedzinie hydrogeologii,
- Prof. dr Stefan Zbigniew Różycki — za prace z dziedziny poznania jury polskiej oraz za prace z geografii fizycznej,
- Prof. dr Kazimierz Smulikowski — za dorobek naukowy w dziedzinie petrografii;

c) nagrody III stopnia —

- Prof. dr Stanisław Bac — za dotychczasowy dorobek naukowy w dziedzinie torfoznawstwa i hydrologii.

W dziale postępu technicznego za prace i usprawnienia przydatne w gospodarce wodnej i budownictwie wodnym otrzymali:

d) nagrodę I stopnia —

- Inż. Jerzy Grzymek — za opracowanie nowej metody produkcji cementów szybkosprawnych i cennych produktów ubocznych;
- e) nagrody II stopnia —

- Prof. inż. Wenczesław Poniz — za wprowadzenie w Polsce prefabrykacji konstrukcji żelbetowych w budownictwie przemysłowym,

- Prof. dr inż. Eugeniusz Hildebrandt — za unowocześnienie metod projektowania, pozwalających na poważne oszczędności stali w dziedzinie budowy mostów,

- Nagroda zespołowa Prof. inż. Włodzimierz Skalmowski i inż. Jakub Abramowicz — za opracowanie metody stosowania nowych materiałów z surowca krajowego dla nowoczesnego budownictwa drogowego,

- Marian Jaworek — majster elektryk, inspektor techniczny w Zarządzie Portu Gdańsk-Gdynia — za 12 zatwierdzonych i zastosowanych wniosków racjonalizatorskich, a w szczególności za wprowadzenie usprawnień powiększających bezpieczeństwo pracy przy urządzeniach przeładunkowych w portach,

- Nagroda zespołowa Inż. Stefan Staszyński i mgr Stanisław Staff — za opracowanie metody i produkcji masy antykorozyjnej do wykładania zbiorników w przemyśle fermentacyjnym,

- Mgr inż. Zenon Wiłun — za opracowanie nowej metody przyspieszonego badania guntów dla celów fundamentowania,

- Dr Tadeusz Perkitny — za opracowanie metody produkcji belek z odpadków drewna z jednoczesną impregnacją.

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

Nowe konta PKO czasopism technicznych NOT

Z dniem 1.5.51 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
<u>Horyzonty Techniki</u>	I-19874/110
Inżynieria i Budownictwo	I-19875/110
Materiały Budowlane	I-19876/110
Mechanik	I-19877/110
Poligrafika	I-19878/110
<u>Przegląd Budowlany</u>	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“, Oddz. Woj. Gdańsk, ul. Marynarki Polskiej 14.

Za czasopisma nie wymienione w punkcie 1, 2, 3, 4, na adres PPK „Ruch“ — Centralna Ekspedycja — Warszawa, ul. Srebrna 12.

Cena numeru 7,50 zł

