

GOSPODARKA WODNA



MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI
I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XI

WARSZAWA, MARZEC 1951 r.

Nr 3

WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ



T R E Ś Ć

DZIAŁ I

<i>Inż. Kazimierz Matul</i> — Melioracje w 6-letnim Planie	81
<i>Inż. Czesław Trzeciak</i> — Normy w dziedzinie wodociągów i kanalizacji	86

DZIAŁ II

<i>Inż. Leonard Skibniewski</i> — Ogólne wiadomości o wodzie użytkowej	88
<i>Inż. Aleksander Tuszek</i> — Racjonalny przekrój kanałów nawodniających	91

DZIAŁ III

<i>Inż. Tomasz Biernacki</i> — Zasady sporządzania dokumentacji technicznej dla siłowni wodnych	93
<i>Inż. Bolestaw Rudnicki</i> — O zmniejszeniu kosztów budowy siłowni wodnych	96

DZIAŁ IV

<i>Inż. Roman Stobnicki</i> — Maszyny do robót ziemnych w budownictwie wodno-melioracyjnym (dokończenie)	99
<i>Inż. Franciszek Stryjewski</i> — Organizacja i wykonanie robót drenarskich	106
<i>Techn. Cezary Jakubowski</i> — Zamknięcia śluz i jazów dla czasowego ich odwodnienia w czasie remontów	110

DZIAŁ V

<i>Inż. Zygmunt Kisielewski</i> — Melioracje na Żuławach w delcie Wisły	113
PRZEGLĄD WYDAWNICTW	118
KRONIKA	118

СОДЕРЖАНИЕ

Мелиорации в шестилетнем плане,
 Нормы по водоснабжению и канализации,
 Общие ведомости о используемой воде,
 Рациональное сечение обводнительных каналов,
 Оновые составления технической документации для гидроэлектрических станций,
 Снижение стоимости строительства гидроэлектрических станций,
 Машины для земляных работ, употребляемые в водно-мелиорационном строительстве,
 Организация и выполнение дренажных работ,
 Запорные устройства шлюзов и плотин для водоотведения во время ремонтов,
 Мелиорация в дельте реки Вислы,
 Обзор печати,
 Хроника.

SOMMAIRE:

Hydraulique agricole dans le plan sexennal,
 Normes dans l'hydraulique urbaine,
 Informations generales sur l'eau utilisee,
 Section rationnel des canaux de l'irrigation,
 Principes de l'etablissement de la documentation technique pour les centrales hydrauliques.
 Diminution des frais de construction des centrales hydrauliques,
 Machines de terrassement utilisees dans les travaux de l'hydraulique agricole,
 L'organisation et l'exécution des travaux de drainage,
 Fermeture des écluses et des barrages au temps de restauration,
 Hydraulique agricole dans le delta de la Vistule,
 Revue de publications,
 Chronique.

CONTENTS:

Water catchment works in the 6-year scheme,
 Standards in the water supply and sewer-system,
 General news about apply water,
 Rational cross section of the irrigation canals,
 Principles of drawing up of technical documents for water power plants.
 Diminution of cost of water power plant construction,
 Earth moving machinery for water catchment works,
 Organisation and execution of drainage works,
 Close of sluices and weirs during the renovation,
 Water catchment works in the delta of the river Vistula,
 Review of publications,
 Chronicle.

GOSPODARKA WODNA

M I E S I Ę C Z N I K

POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XI

WARSZAWA, MARZEC 1951 R.

Nr 3 (54)

DZIAŁ I — PLANOWANIE, ORGANIZACJA

INŻ. KAZIMIERZ MATUL

Melioracje w 6-letnim Planie

Zasadniczym celem ustroju socjalistycznego jest podniesienie dobrobytu mas pracujących, na zasadzie sprawiedliwego podziału dóbr gospodarczych — „każdemu wg jego pracy”.

Stąd wypływa postulat dla socjalistycznego rolnictwa: podnieść produkcję rolną tak, aby zapewnić dobrobyt na odcinku wyżywienia oraz zapewnić odpowiednią ilość surowców dla wytworzenia coraz większej ilości dóbr gospodarczych przemysłowych, opartych na surowcach rolnych, dla spożycia lub użytkowania przez ludzi pracy na wsi i w miastach.

Nauka socjalistyczna, oparta na marksizmie — leninizmie, udowodniła na szeregu przykładów, że w ustroju socjalistycznym nie ma granic dla rozwoju dóbr gospodarczych i podniesienia dobrobytu ludzkości, że nowy człowiek uzbrojony w postępową wiedzę może przeobrazić przyrodę i wykorzystać olbrzymie naturalne skarby, dotychczas nienaruszone.

Jedną z dźwigni produkcji jest rolnictwo, przed którym stoją poważne zadania znacznego podniesienia plonów już w 6-letnim Planie, a jedną z najpoważniejszych dźwigni w rolnictwie są melioracje rolne, które w nowym, postępowym, marksistowskim ujęciu są zasadniczym czynnikiem powodującym zwiększenie wydajności gleby. Podstawowe zadanie nieustającego podnoszenia wytwórczości rolnej sprowadza się do zadania wytwarzania oraz nieustającego podwyższania wpływu czynników powodujących urodzajność gleby i może być realizowane w większej skali oraz z największym powodzeniem tylko na drodze planowej socjalistycznej gospodarki.

Agrobiologia radziecka i teorie Wiljamsa, łącznie z osiągnięciami Łysenki, stwarzają podstawy dla rozwoju nowej nauki i praktyki melioracyjnej, gdyż melioracje w połączeniu z właściwą uprawą roli mają za zadanie podniesienie urodzajności gleby, zmianę i poprawę niekorzystnych warunków naturalnych (glebowych, klimatycznych, wodnych), dla zapewnienia obfitych i stałych urodzajów.

Dla zrealizowania tych zadań melioracje winny być stale powiązane z zadaniami i potrzebami rolnictwa i nie mogą stanowić problemu samego w sobie. Melioracje wykonywane tylko pod kątem widzenia techniki w oderwaniu od potrzeb terenu przynosiły nieraz nieodwracalne szkody, stwarzając nieużytki pomelioracyjne, których spora ilość pozostała nam w spuściznie z okresu przedwojennego.

Na czym polegały błędy źle wykonanych melioracji i jakie praktyczne wnioski należy wyciągnąć dla właściwego wykonania nowych zadań w 6-letnim Planie, opartych na postępowej wiedzy.

Błędy te polegały przede wszystkim na jednostronnych zabiegach melioracyjnych bez powiązania ich z całokształtem czynników, decydujących o żyzności gleby. Odwodniono często bagna tylko dla spuszczenia zastoinowej szkodliwej wody, dla ułatwienia wejścia rolnika na teren w celu sprzętu siana, nie oglądając się na skutki, jakie trwała zmiana ilości najbardziej zasadniczego czynnika

żyzności gleby — wody, powodowała w układzie pozostałych czynników tej żyzności, przez jednostronne i szkodliwe naruszenie równowagi. Powstawały w ten sposób „pięknie” osuszone tereny, ale bezwartościowe dla rolnictwa, gdyż stara bagienna trawa ginęła, ale nowa się nie pojawiała z braku odpowiedniej ilości wody, przy tym wierzchnia warstwa gleby traciła strukturę i wytwarzała się nieużytek. To były typowe skutki samego tylko technicznego podejścia do problemu, bez uwzględnienia potrzeb rolnictwa i przewidywania zmian, jakie zachodzą w glebie po każdym naruszeniu równowagi. Dziś wiemy, że należało zapewnić uregulowanie stosunków wodnych, tzn. nie tylko odprowadzić nadmierną ilość wody w okresie nadmiaru, ale i doprowadzić wodę w okresie jej braku, a więc odwodnić i nawodnić; wybrać taki rodzaj melioracji, który zapewniłby największe podwyższenie plonów w nawiązaniu do rolniczego planu zagospodarowania, zapewnić zagospodarowanie zaraz po melioracjach tak, aby w glebie nie zachodziły zmiany struktury w niewłaściwym kierunku, a przeciwnie — aby powstała lepsza struktura. Należało zapewnić odpowiednie użytkowanie wykonanych urządzeń melioracyjnych przez właściwego, troskliwego gospodarza. Przed wykonaniem projektu należało zbadać jakie są wymagania użytkowników, przedyskutować z nimi i przeanalizować założenia gospodarze tak, by wykonywany przez technikę plan był przystosowany do rolniczych i ekonomicznych potrzeb terenu.

Melioracje ustroju kapitalistycznego były wykonywane przeważnie pod kątem interesów obszarników. Chłop mało- i średniorolny rzadko mógł sobie pozwolić na znaczne inwestycje przy drenowaniu gruntów. Melioracje użytków zielonych wykonywane przy przebudowie ustroju rolnego nie dawały właściwych efektów z braku zagospodarowania, powodując nieużytki pomelioracyjne. Były one nieraz przykładem niewłaściwego, bo jednostronnego rozwiązania zagadnień melioracyjnych tylko z punktu widzenia technicznego.

Nie lepiej co do jakości przedstawiały się melioracje za granicą Polski, chociaż ilościowo wykonywane były w daleko większym rozmiarze. Pod tym względem Polska stała na jednym z ostatnich miejsc w porównaniu do zachodnich państw kapitalistycznych. W Czechosłowacji, Anglii i Niemczech potrzeby w zakresie melioracji były w dużym stopniu zaspokojone, ale tylko pod względem ilościowym. Natomiast jakość ich była wszędzie niedostateczna, bowiem nie opierały się one na trwałym fundamencie nowoczesnej wiedzy agrobiologicznej.

W Rosji, do Wielkiej Socjalistycznej Rewolucji Październikowej, feudalno-kapitalistyczny ustrój hamował rozwój melioracji. Rząd carski nie był zainteresowany w rozwoju melioracji i jeśli nawet tu i ówdzie przeprowadzono je, to podwajały one wyzysk pracującego chłopstwa.

Dopiero Rewolucja Październikowa wprowadziła przemów w rozwój melioracji, a dzisiaj realizowane w Związku Radzieckim stalinowskie plany melioracyjne przeobrażenia przyrody, zmiany klimatu, zmiany dotychczasowych

stepowych nieużytków na urodzajne pola na wielu dziesiątkach milionów hektarów nie mają precedensu w historii stanowiąc dowód wspaniałych osiągnięć socjalistycznego ustroju na odcinku gospodarczym.

W Polsce przedwojennej powstały olbrzymie zaniedbania na odcinku melioracyjnym. Dość powiedzieć, że do wykonania mamy na tym odcinku następujące inwestycje¹⁾.

Nic więc dziwnego, że Rząd Ludowy ustosunkował się pozytywnie do sprawy melioracji, kładąc już w 1944 nacisk na pokonanie doraźnych trudności i naprawę zniszczeń wojennych, co było zadaniem planu 3-letniego, oraz przewidując odpowiednie kredyty w 6-letnim planie na rozbudowę urządzeń melioracyjnych. Zadania, jakie postawione były przed melioracją, nie należały do łatwych.

Rodzaj melioracji	Jednostki	Ilość jedn.	Koszt	Sumarycznie	Stosunek %
			w miliardach złotych		
Obwałow. rzek dużych	km	2000	40	78	10%
„ „ „ małych	km	3800	38		
Regul. rzek i potoków większych	km	20000	120	165	20%
„ „ „ „ mniejszych	km	17000	45		
Drenow. grunt. ornych oraz osuszenie rowami . .	ha	4200000	350	350	45%
Melior. użytków ziel. wraz z zagospodarowaniem	ha	1900000	190	190	25%
Razem				783	100%

Z zestawienia tego wynika, że stosunek kosztów melioracji podstawowych wraz z obwałowaniem wynosi około 30%, na melioracje szczegółowe przypada 70%, w tym na drenowanie 45%, na użytki zielone 25%.

Jeżeli uwzględnić, że wykonane melioracje, których obecna wartość wynosi około 330 miliardów złotych, są w znacznym stopniu niszczone brakiem konserwacji i wymagają kosztownych renowacji, to w rzeczywistości potrzeby melioracyjne zamykają się sumą wyższą od 800 miliardów złotych. Łącznie suma potrzeb w zakresie melioracji oraz wartość wykonanych melioracji zamyka się kwotą około 1 biliona i 100 miliardów złotych. Wartość nadwyżki produkcji, którą osiągnąć można po wykonaniu melioracji, wynosi około 32 milionów kwintali ziarna oraz 85 milionów kwintali pierwszorzędного siana o wartości pokarmowej dwukrotnie wyższej od siana z łąk niezmeliorowanych. Zachodzi pytanie, jaki to stanowi procent dotychczasowej produkcji rolnej w zakresie zbóż i siana oraz jaki wobec tego jest udział melioracji w podnoszeniu plonów rolniczych. Odpowiedzieć na to można, biorąc pod uwagę statystykę z 1948 roku. Według danych G.U.S. globalna produkcja w zakresie zbóż pszenicy, żyta, jęczmienia i owsa wynosiła 113.361 tysięcy q, a w zakresie siana 77.504 tysięcy q.

A zatem drogą dobrze przeprowadzonej melioracji można osiągnąć podwyższenie plonów ogólnokrajowej produkcji zbóż o 30%, a siana o 110% w stosunku do produkcji 1948 r. Wynika stąd, że melioracje stanowią bardzo poważny czynnik w zakresie zwiększenia produkcji zbóż chlebowych, a bardzo istotny i zasadniczy w odniesieniu do zwiększenia bazy paszowej, jako podstawy gospodarki hodowlanej, bowiem produkcja siana stanowi około 60% ogólnej produkcji pasz.

Nadwyżka siana dałaby podstawę do powiększenia hodowli o około 6 milionów sztuk bydła, przy zwiększonej optymalnej dawce rocznej na 1 sztukę wynoszącej 15 q, a około 9 miln. sztuk przy dawkach stosowanych dotychczas. Stanowi to odpowiednio: około 100% i 150% w odniesieniu do posiadanych 6.294 tysięcy sztuk krów według stanu z 1948 r.

Ta olbrzymia rola, jaką odgrywają melioracje w podnoszeniu produkcji rolnej, potęguje się, jeśli uwzględnić ich znaczenie w stabilizacji produkcji. Otóż według danych z lat 1921 i 1926 wahania plonów w woj. poznańskim, gdzie stosunkowo dużo gruntów było zmeliorowanych, wynosiły 28%, podczas gdy w innych województwach na glebach daleko żyzniejszych, lecz nie posiadających melioracji, wahania plonów w tym okresie wynosiły 190%. Wynika z tego, że w latach klęskowej suszy lub nadmiernej wilgoci melioracje uchronić mogą przed olbrzymią stratą produkcji, bo sięgającą wielu milionów kwintali zbóż i siana w najtrudniejszym z punktu widzenia gospodarczego momencie.

Obraz jaki zastałiśmy po wyzwoleniu przedstawiał się rozpaczliwie; te urządzenia, które nie zostały barbarzyńsko zniszczone umyślnie przez okupanta w czasie odwrotu lub nadwyreżone w czasie walk frontowych, źle działały wskutek braku konserwacji.

Wymienić tutaj należy przede wszystkim zniszczenia wałów przeciwpowodziowych na odcinku około 3500 km oraz umyślnie zalanie i podtopienie przez okupanta około 150.000 ha najżyźniejszych gruntów na Żuławach delty Wisły, przez rozkopanie wałów oraz wysadzenie w powietrze lub uszkodzenie około 136 stacji przepompowań, usuwających nadmiar wód z terenów depresyjnych, których poziom znajdował się poniżej zwierciadła morza.

Ponadto czekała nas praca renowacyjna i konserwacyjna na powierzchni około 3 miln. ha pól ornych, 1 miln. ha użytków zielonych, na długości 24.000 km rzek niezeglownych i niespławnych oraz na ponad 100.000 ha terenów depresyjnych na Ziemi Lubuskiej nad Odrą, Wartą i w woj. szczecińskim wraz ze zniszczonymi 200 stacjami przepompowań. Postawione zadania na odcinkach najważniejszych zostały wykonane dzięki ofiarnemu wysiłkowi melioracyjnego robotnika, technika i inżyniera.

Walke z żywiołem wodnym wygraliśmy, zabezpieczając około 1 miliona ha gruntów przed zalewem wód powodziowych, uruchamiając gospodarczo znaczne tereny użytków zielonych i gruntów ornych, dając podstawę do zwiększenia produkcji rolnej.

Plan 3-letni wykonany został w 113%. Wyniki ważniejszych prac są następujące:

nowe melioracje szczegółowe i renowacje na pow.	300.000 ha,
nowe regulacje rzek i renowacje na długości	4.600 km,
renowacje i nowe obwałowania na długości	5.000 km.

Sztandarową pozycją 3-letniego planu było odwodnienie i osuszenie Żuław. Miało to poważne znaczenie ze względów gospodarczych jak i politycznych, aby przez możliwie szybkie przywrócenie uprawie najżyźniejszych terenów podnieść produkcję rolną oraz zadać kłam propagandzie zachodnio-niemieckiej, twierdzącej, że Polska nie potrafi usunąć zniszczeń i odbudować Żuław nawet w ciągu 100 lat. Mimo ogromnych trudności, zwłaszcza przy odbudowie rozbitych urządzeń pompowych oraz konieczności renowacji 15.000 km kanałów i rowów, zespółonym wysiłkiem robotników, brygad S.P., inżynierów i techników melioracyjnych — to gigantyczne, jak na ówczesne stosunki, zadanie zostało wykonane.

Nowe melioracje wykonywane były w tym czasie w zakresie niezbędnym dla podniesienia produkcji rolnej i w związku z reformą rolną oraz przy obwałowaniach rzek w dolinie Wisły, Warty i Odry, w celu zabezpieczenia zalewowych terenów przed niszczącym działaniem żywiołu wodnego.

¹⁾ Koszty w nin. artykule podane są w walucie sprzed 30.X.1950 r.

Główne zadania planu sześcioletniego w zakresie melioracji dadzą się ująć następująco:

- maksymalny nacisk na melioracje użytków zielonych i ich pierwsze pomelioracyjne zagospodarowanie dla uzyskania szybkiego i pełnego efektu gospodarczego i stworzenia ważnego czynnika w podniesieniu gospodarki hodowlanej,
- ochrona przed powodzią gruntów nad Wisłą, Wartą i Odrą przez obwałowanie terenów najbardziej zagrożonych,
- regulacje rzek i potoków, tylko w zakresie niezbędnym dla wykonania melioracji szczegółowych,
- budowa zbiorników wodnych dla nawodnienia,
- zaopatrzenie gospodarstw w wodę w wypadkach, gdy melioracje wpłynęły niekorzystnie na stan wody w studniach.

Jak dotychczas, w zakresie melioracji szczegółowych największy wysiłek szedł w kierunku osuszenia, nawodnienia i zagospodarowania użytków zielonych, jako podstawy rozwoju gospodarki hodowlanej w Polsce. Chłop mało i średniorolny rozumiał, że łąka bagienna nie stworzy mu podstaw do samodzielności na odcinku paszy, że łąkę tę należy osuszyć, nawodnić oraz stworzyć warunki do dobrego porostu traw słodkich, dających wielokrotnie wyższe plony od łąki zabagnionej. W wielu wypadkach zrozumiał również, że nie tylko ilość kwintali przyrostu siana odgrywa rolę, ale również jakość tego siana. Przekonał się, że kilogram dobrego siana wystarcza za trzy kilogramy siana złego, późno koszonego z łąki kwaśnej. Już badania stacji sarniejskiej wykazały, że koszt wyprodukowania jednostki pokarmowej dla bydła przed wojną kształtował się następująco:

— w postaci pasz treściwych	15 — 20 gr
— pasz zbożowych	10 gr
— buraków pastewnych	8 gr
— z łąki zmeliorowanej i zagospodarowanej — w postaci siana	6 gr

Jeżeli prócz tego uwzględni się, że wydajność łąki torfowej zabagnionej wynosi 15 — 20 q złego siana, a łąki torfowej zmeliorowanej może przekroczyć nawet 100 q, a w każdym razie średnio daje 50 do 55 q z ha oraz to, że zawartość białka, tego zasadniczego składnika pokarmu z łąki zmeliorowanej, jest 2—3 razy większa, aniżeli w sianie z łąki kwaśnej, — to dojdziemy do wniosku, że melioracja i zagospodarowanie łąk jest dzisiaj podstawowym zadaniem na odcinku zwiększenia pasz dla inwentarza.

Jak wielką troską winniśmy otoczyć użytki zielone i jak dużo uwagi powinniśmy poświęcić dla ich najpełniejszego wykorzystania, świadczyć może fakt, że stosunek łąk i pastwisk do gruntów ornych jest u nas bardzo niekorzystny w porównaniu do krajów sąsiednich (Polska — 25%, Czechosłowacja — 40%, Niemcy — 40%). Wskazuje to na konieczność zapewnienia na tym odcinku najtanszych i najlepszych pasz i jak największych zbiorów. Przez zbiory większe, aniżeli w wymienionych krajach, uzyskamy częściowe wyrównanie tego niekorzystnego dla nas stosunku.

Warto również nadmienić, że koszty pełnej melioracji łąk wraz z nawodnieniem i odwodnieniem oraz zagospodarowaniem wynoszą około 100 tysięcy zł na 1 ha, przeciętny wydatek roczny na renowację, bieżącą konserwację i odnowienie zagospodarowania około 7000zł/ha, natomiast wartość tylko nadwyżki plonów wynosi rocznie $35 \text{ q} \times 1.000 \text{ zł na 1 q siana} = 35.000 \text{ zł z 1 ha}$. Nadwyżka wynosi więc $35.000 - 7.000 = 28.000 \text{ zł z 1 ha rocznie}$.

Jest to więc najbardziej rentowny dział prac w rolnictwie, dający podstawę dla rozwoju hodowli w skali niespotykanej dotychczas.

Ze względów wyżej przytoczonych melioracje szczegółowe stanowią około 70% wszystkich prac melioracyjnych, zaś podstawowe tylko około 30%. Melioracje użytków zielonych stanowią na gruntach chłopskich około 35% ogółu prac, zaś na gruntach P.G.R. około 40%. Łącznie w 6-letnim Planie ma być zmeliorowanych i zagospodarowanych ponad pół miliona ha łąk i pastwisk, dając dodatkowo plony w ilości około 12 milionów kwintali siana i zapewniając wyżywienie prawie dla 1 miliona sztuk bydła.

Znaczenie gospodarcze melioracji jest daleko większe, jeżeli uwzględni się, że zwiększenie pogłowia na łąkach i pastwiskach zapewni poważne zwiększenie produkcji najlepszego nawozu, bo naturalnego obornika, wzboga-

cającego pole orne w próchnicę, której uzupełnienie jest konieczne przy intensywnym nawożeniu pól nawozami sztucznymi.

W 6-letnim Planie zachodzi równowaga między ilością zmeliorowanych a zagospodarowanych pomelioracyjnie użytków zielonych, zapewniając tym samym możliwość szybkiego i pełnego wykorzystania zmeliorowanych terenów. Każdy projekt oprócz odwodnienia użytków zielonych przewiduje również nawodnienie drogą podsiąku lub zalewu, gwarantując właściwe regulowanie stosunków wodnych w glebie.

Ze względu na to, że nowe melioracje użytków zielonych stanowią tylko około 30% nakładu, a resztę stanowią renowacje, że kosztowne zagospodarowanie pełną uprawą wykona się tylko w 40%, resztę zaś przy pomocy podsiawu i nawożenia, koszty jednego zmeliorowanego i zagospodarowanego hektara wyniosą tylko około 37.000 zł, wobec kosztu około 100.000 zł w wypadku wykonywania wyłącznie nowych melioracji i pełnego zagospodarowania. Przy wartości nadwyżki plonów około 12 miliardów zł rocznie, amortyzacja wkładów nastąpi przed upływem 2 lat.

Przy nowych melioracjach koncentruje się wysiłek na terenach o najniższych glebach torfowych, uwzględniając wnikliwie kwestię układu stosunków ekonomiczno-gospodarczych, ludnościowych i politycznych. Najpoważniejsze prace przewiduje się w województwach białostockim, lubelskim, pomorskim, kieleckim i warszawskim, w pozostałych województwach położonych będzie nacisk na renowację istniejących urządzeń. Na pierwsze miejsce wysuwa się województwo poznańskie i zielonogórskie z Ziemią Lubuską, dalej idzie wojew. szczecińskie z terenami wzdłuż Zalewu Szczecińskiego oraz polдеры Międzyodrza następnie wojew. olsztyńskie, pomorskie i gdańskie. W sześcioletnim okresie zostaną usunięte zaniedbania wywołane brakiem konserwacji oraz zakończone większe prace renowacyjne. Zagospodarowanie realizowane będzie przez pełną uprawę, podsiaw względnie tylko nawożenie, przy czym pełną uprawę stosować się będzie w zasadzie na gruntach torfowych, a podsiaw i nawożenia na łąkach mineralnych. Przestrzegana będzie zasada wykorzystania do maksimum naturalnych warunków dla podniesienia produktywności łąki. Często wystarczy np. uregulowanie stosunków wodnych, a w pierwszym rzędzie nawodnienie tam, gdzie stosowane było tylko odwodnienie, aby uzyskać większe plony.

Dobre wyniki daje nieraz uregulowanie stosunków wodnych i nawożenie bez uciekania się do podsiawu nasion. Należy to wykorzystać w jak najszerszym zakresie. Jeżeli chodzi o rozłożenie w czasie, to przewidziane jest, że do roku 1953 będzie istniał półtoraroczny zapas gruntów zmeliorowanych, przygotowanych do zagospodarowania, po czym zmaleje do jednorocznego i w ten sposób zlikwiduje się pewne zaległości, które powstały przed Planem 6-letnim wskutek późnego (bo od 1948 r.) przejęcia spraw pierwszego zagospodarowania pomelioracyjnego przez Departament Wodno-Melioracyjny M.R. i R.R. Roczny zapas terenów zmeliorowanych należy uważać za normalny i niezbędny ze względu na konieczność pełnego uruchomienia i uzbrojenia zmeliorowanych terenów w roku poprzedzającym zagospodarowanie.

Większe prace z zakresu melioracji szczegółowych wraz z zagospodarowaniem pomelioracyjnym będą wykonywane w następujących miejscach:

- w woj. warszawskim — baza hodowlana Szeroka Biel w pow. przasnyskim oraz w pow. ostrołęckim w dolinie Rozogi i Szkwy, melioracja doliny Nieporęckiej w pow. warszawskim — razem na powierzchni około 40.000 ha;
- w woj. łódzkim — baza hodowlana w dolinie Neru dla wykorzystania ścieków miejskich na pow. 10.000 ha (plony z 1 ha łąki nawodnionej wyniosą do 120 q z 1 ha);
- w woj. lubelskim — melioracje dolin i regulacja rzek Krzyny, Por, Łabuńki, Huczwy i Solokii oraz bagna Bielsko-Ostrówek — razem na pow. około 35.000 ha;
- w woj. białostockim — rozpoczęcie wielkich prac nad melioracją doliny Biebrzy (110.000 ha) oraz w dorzeczu rzek Nurca, Orlanki, Sokółdy, Skrody i Brzozówki. Melioracja bagien Wizna i Tyniewiczze. Razem na pow. około 35.000 ha;
- woj. olsztyńskie — prowadzenie prac przy odbudowie drenowań na powierzchni około 400.000 ha oraz budowa zbiorników dla nawodnień przez spiętrzenie jezior Mazurskich;

- woj. gdańskie — przebudowa stacji pomp i polderów na Żuławach, melioracja i zagospodarowanie doliny rz. Redy oraz rz. Łeby;
- woj. pomorskie — rozpoczęcie wielkich prac przy melioracji i zagospodarowaniu doliny rz. Noteci na powierzchni ponad 30.000 ha;
- woj. szczecińskie — renowacja i zagospodarowanie Międzyodrza i innych polderów na Żuławach odrzańskich na powierzchni około 20.000 ha;
- woj. poznańskie i zielonogórskie — melioracja i zagospodarowanie doliny rzeki Odry, Warty i Noteci oraz melioracja systemu rzeki Obry na pow. około 50.000 ha;
- woj. wrocławskie — melioracja i zagospodarowanie doliny śródkkiej oraz rz. Baryczy na pow. 40.000 ha oraz przebudowy największych w Europie stawów rybnych na pow. 10.000 ha.

W dziedzinie melioracji gruntów ornych plan przewidyuje pewne prace renowacyjne drenowań, które wskutek braku konserwacji wykazują poważne niedomagania. Ma to zwłaszcza znaczenie dla gruntów P.G.R., gdzie wskutek powstania zamoklin na złe funkcjonujących częściach drenowań, niemożliwa jest jednolita uprawa mechaniczna. Prace te będą miały poważne znaczenie na terenie województwa olsztyńskiego, gdzie istnieje ponad 400 tysięcy ha drenowań systematycznych i niesystematycznych, wymagających przebudowy. Wobec wysokich kosztów wykonywania nowych drenowań, stosowana będzie metoda drenowania kreciego, która potania drenowanie przynajmniej do 50%. Wykonane na terenie liczne próby wykazały, że zastosowanie tej metody dać może na gruntach zwięzłych, pozbawionych większych kamieni, dobre wyniki, wpływając na znaczne potaniecie drenowania. Konstrukcja pluga kreciego została znacznie ulepszona przez inż. Kwapiszewskiego i obecnie produkowane są ulepszone plugi dla obsługi terenu. Mimo to, że kanalik musi być co 3 — 5 lat odnawiany, szybkość jego wykonywania sprawia, że koszt takiego drenowania jest dwukrotnie niższy i nie wymaga znacznych wkładów inwestycyjnych.

Renowacja drenowań wykonywana będzie w ciągu 6-letnia na obszarze stanowiącym 13% obszaru zdrenowanego, przy czym w 1955 r. dochodzi do wydajności rocznej 5% stanu istniejącego, co wystarczyć powinno na zaspokojenie potrzeb bieżących.

W 6-letnim Planie koszty wykonywania odwodnienia gruntów ornych stanowią około 20% planu prac. Prace obejmują zarówno drenowanie, jak i odwodnienie przy pomocy rowów otwartych.

Specjalny dział robót wodno-melioracyjnych stanowią obwałowania dla zabezpieczenia przed klęską powodzi. Przewiduje się wykonanie ważniejszych obwałowań wzdłuż rz. Wisły, Odry i Warty w ten sposób, aby zlikwidować szkodliwe działanie zwykłych wód powodziowych. Dalsza ochrona przed wodami katastrofalnymi nastąpi po wybudowaniu zbiorników na rzekach górskich, które będą zatrzymywały część fali powodziowej, obniżając jej szczyt a tym samym czyniąc ją niegroźną. Z najważniejszych prac na wzmiankę zasługuje obwałowanie doliny Sochaczewskiej na długości około 32 km, przez co zabezpieczy się przed powodzią około 10.000 ha oraz dolin Dobrzykowskiej i łowiskiej o długości wałów około 47 km, zabezpieczając obszar 12.000 ha. Łącznie nad Wisłą wykona się około 200 km wałów oraz nad Wartą 100 km.

Wydatki na obwałowanie wynoszą 10% wszystkich nakładów. Straty popodziowe, które powstawały przed obwałowaniem doliny wynosiły średnio około 2 milionów zł rocznie na 1 km budowanego wału, a więc tylko w dolinie Sochaczewskiej, łowiskiej i Dobrzykowskiej straty te wynosiły około 150 milionów zł rocznie. Wykonywane prace zapobiegają tym stratom.

* * *

W związku z ogromną dynamiką 6-letniego Planu, wyrażającą się tym, że kredyty w 1955 r. będą czterokrotnie większe aniżeli w 1950 r., położono duży nacisk na sprawę mechanizacji robót, która zmniejszy poważnie potrzebę, trudną do uzyskania, siłę roboczą i wpłynie na potaniecie kosztów. Przewiduje się całkowite zmechanizowanie robót drenowania kreciego, upraw łąkarskich oraz częściowo prac przy konserwacji rzek i kanałów przy pomocy koparek pływających oraz koparek kanałowych do kopania nowych rowów i kanałów.

Dzięki zabezpieczeniu i wyremontowaniu pewnej ilości sprzętu mechanicznego, stopień mechanizacji wyrażony w

wartości sprzętu w stosunku do wysokości przerabianych kredytów rocznych wynosi w 1950 r. — 8%. Wskaźnik ten w Planie 6-letnim wzrasta do dwudziestu kilku procent, co jest jeszcze niedostateczne, ale już zbliżające do poziomu średniego usprzętowania przedsiębiorstw inżynierskich. Równolegle z otrzymaniem sprzętu z zagranicy (głównie ze Związku Radzieckiego), postępować będzie szkolenie odpowiednich kadr, co przewidziane jest w planie szkolenia.

W dziedzinie racjonalizacji prowadzone będą dalsze badania nad zastosowaniem pluga pomysłu inż. Kolasieńskiego i Horbaczewskiego do kopania rowów na torfach oraz udoskonalenie i zastosowanie na większą skalę drenowania kreciego. Przewiduje się szerokie stosowanie materiałów wybuchowych do wykopów kanałów i regulacji rzek. Organizowany klub racjonalizatorów przyczyni się do usprawnienia i rozpowszechnienia racjonalizacji w melioracji, przy czym ma być stosowany specjalny samochód dojeżdżający na poszczególne budowy z odpowiednimi inżynierami, zaopatrzonego w wystawę udoskonaleń itd.

Plan 6-letni jest planem usprawnień i dynamiki wskaźników wydajności i potaniecia produkcji. Na odcinku melioracji koszty obniżać się będą dzięki mechanizacji i usprawnieniom organizacyjno-technicznym.

Przeciętna ilość czasu zużyta na wykonanie jednostki produkcyjnej zmniejszy się z 1,5 do 1,2 godziny, przerób na jednego robotnika wzrośnie dzięki usprawnieniu i zwiększeniu wydajności pracy z 270.000 zł do 484.000 zł rocznie, przerób na jednego pracownika umysłowego zwiększy się z 3,2 miln. do 4,0 miln. zł rocznie.

Dotychczasowe osiągnięcia w dziedzinie racjonalizacji winny być szeroko stosowane w praktyce i uwzględniane przy projektowaniu prac melioracyjnych. Dla przykładu podać należy wykop rowu przy pomocy pluga poruszanego traktem na gąsienicach, bądź też liną nawijaną na bęben lokomobili parowej. Zastosowanie na szeroką skalę tego udoskonalenia przyczyni się do obniżenia kosztów przeciętnych jednego ha meliorowanego torfowiska o 25 — 30%.

* * *

Plan 6-letni nie mógłby być realizowany bez przygotowania odpowiednich kadr. Kadry decydować będą o wykonaniu i przekroczeniu planów produkcyjnych, ale kadry odmlodzone, przeniknięte ideą walki rewolucyjnej o wykonanie planu. Przed nami stoi zadanie odpowiedniego rekrutowania i szkolenia kadr. Służba melioracyjna musi być wystarczająca nie tylko ilościowo do wykonania planu technicznego, ale przede wszystkim jakościowo, aby plan melioracji był wykonany z największym pożytkiem dla gospodarki, aby realizować w najwłaściwszy sposób potrzeby rolnictwa. To wymaga wyszkolenia melioranta-społecznika, który potrafi podejść w odpowiedni sposób do chłopów lub zarządcy majątku państwowego, przejmnie się swoją misją, potrafi organizować zespołowe formy pracy i mobilizować społeczeństwo wiejskie dla wykonania wspólnych zadań.

Szkolenie dotychczasowe zapewniało robotnikowi dojście przez rozmaite szczeble kursu do stopnia inżyniera. Od 1950 r. organizowane są w województwach kursy dla konserwatorów i nadzorców oraz w Warszawie i Krakowie kursy dla pomocników technicznych, a w Krakowie kurs eksternistyczny dla uzyskania tytułu technika przez nadzorców. Przy SGGW zorganizowany został w 1946 r. Wyższy Kurs Inżynierski dla techników, pragnących otrzymać tytuł inżyniera. W 1950 r. zorganizowane zostały kursy masowej specjalizacji dla nadzorców wodno-melioracyjnych. Oprócz szkolenia kursowego, odbywało się szkolenie normalne w 3 Liceach Wodno-Melioracyjnych oraz na Sekcji Melioracji SGGW.

Ogółem do I.VII. 1950 r. wyszkolono na kursach organizowanych przez Departament Wodno-Melioracyjny Ministerstwa Rolnictwa i Reform Rolnych:

Inżynierów	122
Techników	158
Pomocn. techników	310
Nadzorców i konserwatorów	2743
Łąkarzy	150
Mechaników do obsługi pomp	300

Razem 3783 fachowców.

Dzięki szeroko rozwiniętej akcji szkolenia i doszkala-
nia służba melioracyjna sprostała rosnącym w szybkim
tempie zadaniom w planie 3-letnim i przygotowana jest
do wykonania pierwszego etapu Planu 6-letniego.

Dynamika 6-letniego Planu w melioracjach postuluje
jednak dalsze pogłębianie i rozszerzanie akcji szkolenia,
co znalazło wyraz w planach Ministerstwa Rolnictwa
i Reform Rolnych. Plan przewiduje kontynuowanie do-
tychczasowych kursów z tym, że zwiększy się ilość kur-
sów dla eksternów z jednego do dwóch, dla pomocników
technicznych z dwóch do czterech, dla techników zagospo-
darowania użytków zielonych z jednego do dwóch oraz
nastąpi zorganizowanie nowych kursów dla obsługi sprze-
tu mechanicznego, dla magazynierów i szeregu kursów dla
robotników w celu podniesienia kwalifikacji zawodowych.
Szkolenie normalne specjalistów z dziedziny melioracyjnej
odbywać się będzie w Liceach Wodno-Melioracyjnych,
których ilość powiększyła się już w roku ubiegłym do sie-
dmu, z tym, że jedno liceum dwuletnie przeznaczone zo-
stało dla kandydatów z awansu społecznego oraz w Szko-
le Głównej Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie, gdzie
powstał Wydział Melioracyjny, kształcący inżynierów. O-
gółem w 6-letnim okresie przeszkolonych zostanie ok.
13.000 specjalistów, co zapewnić powinno sprawne wyko-
nanie planu.

Oddzielnym i nie mniej ważnym od prac melioracyj-
nych nowych i renowacyjnych jest zagadnienie konser-
wacji istniejących urządzeń melioracyjnych.

Wielu chłopów zrozumiało sens melioracji, doceniając
olbrzymią pomoc, jaką zapewnia Państwo dla małego i śred-
niorolnego chłopu, znaczna część jednak jeszcze nie ro-
zumie, że melioracje muszą być wykonywane zespołowo
i zespołowo eksploatowane i utrzymywane. Straty, jakie
powstały wskutek braku należytej troski o urządzenia me-
lioracyjne, świadczą o tym, że uświadomienie w kierunku
właściwej konserwacji przynika powoli, stanowczo za wol-
no. Chłop polski powinien jak najprędzej zrozumieć, że
tylko zorganizowany wysiłek pozwoli na wykorzystanie
pełnego efektu melioracji. Zdarzają się dość często wy-
padki, że chłop używa niewłaściwie lub zupełnie nie
używa urządzeń nawodniających, których wykonanie
kosztowało Skarb Państwa nieraz znaczne sumy, że nie
gospodarują na zagospodarowanych łakach z braku nale-
żytej organizacji. Świadczy to o konieczności powszech-
nego zorganizowania się zainteresowanych chłopów w
spółkach wodnych lub w związkach walowych, których
statuty winny być dostosowane do obecnego ustroju, w
oparciu o znalezioną ustawodawstwo. Prace w tym
kierunku trwają i w najbliższym czasie należy się spo-
dziwać pozytywnych wyników. Będzie to miało wielkie
znaczenie dla pełnego zrealizowania założeń Planu 6-let-
niego, zwłaszcza na odcinku konserwacji istniejących urzą-
dzeń, których wartość sięga sumy 330 miliardów złotych.

Brak konserwacji powodować może roczne straty do-
chodzące do 10 miliardów złotych. Stanowi to poważne
zagadnienie gospodarcze, które da się rozwiązać w Planie
6-letnim jedynie w oparciu o należyte zrozumienie ze stro-
ny mas chłopskich oraz ich mobilizację w dobrze poję-
tym interesie własnym i społecznym. Aktywizacja życia
społecznego na wsi, stale podnoszenie świadomości po-
litycznej daje rękojmię, że zadania na tym odcinku bę-
dą wykonane.

Świadczyć o tym mogą także wspaniałe osiągnięcia wsi
polskiej jak „Czyn melioracyjny”, którego wartość prac
wyniosła około 2,5 miliarda złotych (1950 r.) oraz przy-
kład Świeciechowa, gdzie wykonany został wysiłkiem
chłopów z pow. Kraśnik wał przeciwpowodziowy o dłu-
gości 8 km i kubaturze około 250.000 m³ ziemi.

Ministerstwo Rolnictwa i Reform Rolnych szukając no-
wych zespołowych form organizacji wsi polskiej dla sprawnego
udziału zainteresowanych przy wykonywaniu no-
wych melioracji, a przede wszystkim ich eksploatacji i
utrzymaniu, przystosowuje swoją organizację do pomocy
chłopom w zakresie tych zadań. Powstał pion konser-
wacyjny, zaczynający się od konserwatora gminnego, a
kończący się w odpowiednim referacie Departamentu
Wodno-Melioracyjnego. Konserwacje objęte planem gos-
podarczym zwiększono wydatnie, dzięki pomocy ze strony
Skarbu Państwa. Dość powiedzieć, że kredyty na utrzyma-
nie wzrosły w stosunku do 1949 r. o 100%. Plan kon-
serwacyjny stopniowo obejmuje wszystkie prace, które co
rok będą konserwowane i będzie wykonywany przy pomocy
szarwarku, udziału zainteresowanych oraz pomocy finan-

sowej Państwa. Należy położyć nacisk na konserwację
tylko tych urządzeń, które były wykonane celowo. Melio-
racje źle wykonane należy najpierw naprawić, uzupełnić,
a później należy je konserwować.

* * *

Analizując dotychczasowe osiągnięcia i zadania na
przyszłość, stwierdzić trzeba, że u progu Planu 6-letnie-
go posiadamy pewien dorobek organizacyjny i pewne
sukcesy gospodarcze, że poczyniliśmy pewne kroki na
drodce do właściwych rozwiązań zagadnień melioracyj-
nych w świetle nowoczesnej nauki agrobiologicznej. Za-
sada powiązania odwodnienia z nawodnieniem, pomelio-
racyjne zagospodarowanie użytków zielonych w rękach
jednego urzędu stworzyły pewne podstawy pod funda-
ment nowoczesnej melioracji. W dziedzinie regulowania
stosunków wodnych staramy się opierać na bazie bilansu
wodnego, wysuwamy żądanie rozwiązania gospodarki wod-
nej w szerokim ujęciu i z uwzględnieniem już w założe-
niach projektowych interesów zainteresowanych resortów
i ich potrzeb wodnych, co jest już realizowane w odnie-
sieniu do jednej z większych prac wodno-inżynierskich.
Poczyniliśmy pewne postępy przy szerszym ujmowaniu
rolniczo-gospodarczym i ekonomicznym studiów tereno-
wych z udziałem fachowców (rolników i łąkarzy), spo-
wodowaliśmy obowiązek uzgadniania założeń projekto-
wych z zainteresowanymi, aby melioracje pozbawić cha-
akteru sztuki dla sztuki. Spowodowaliśmy powołanie
Biura Projektów Wodno-Melioracyjnych, aby nadać do-
kumentacji technicznej charakter jednolity, oparty na naj-
nowszych zdobyczach wiedzy agrobiologicznej i hydro-
technicznej, z zastosowaniem usprawnień osiągniętych w
praktyce, bądź zaczerpniętych z literatury. Organizujemy
upowszechnienie usprawnień i współzawodnictwa, po-
stawiliśmy pierwsze kroki w zakresie akcji socjalnej i bez-
pieczeństwa pracy, finalizujemy uzgodnienia projektów
zmian ustawowych, które nałożą ostatecznie ramy orga-
nizacyjne dla zespołowego udziału zainteresowanych w
pracach melioracyjnych i ich konserwacji. Rozwijamy
mechanizację robót, a nade wszystko postawiliśmy we
właściwym czasie zagadnienie kadr, rozpoczynając szko-
lenie już w 1945 r. przez co zapewniłmy podstawową
siłę dla wykonania planu 6-letniego — ale to wszystko nie
jest wystarczające do pełnego zrealizowania planu na
nowych postępowych zasadach. Musimy stale dążyć na-
przód, bez przerwy analizować, ulepszać, rozwijać bada-
nia naukowe, rejestrując osiągnięcia terenu i upowszech-
niając je.

A nade wszystko powinniśmy stać się meliorantami —
przyrodnikami, agrobiologami, podchodzić do gleby jak
do czegoś żywego, rozpatrywać każde zagadnienie z wie-
lorakiego punktu widzenia, zaczynając od studiowania ca-
łej zlewni z uwzględnieniem jej układu, morfologii, szaty
roślinnej i jej rozmieszczenia, stosunków hydrologicznych,
rolniczych i ekonomicznych.

Wiljams stwierdza konieczność jak najszerzego zespo-
lenia i powiązania w jedną całość wszystkich poczyną-
i zabiegów, jak uprawy rolniczo-gospodarcze (system
trawopólno), gospodarczo-leśne (leśne pasy wiatrochro-
ne i zalesienia), zabiegi hydrotechniczne (zatrzymywanie
wilgoci i opadów śnieżnych) oraz przeciwerozyjne i wresz-
cie zabiegi wodno-melioracyjne (budowa zbiorników wod-
nych, urządzenia nawodniające itp.). Cały ten system
zabiegów winien być zespolony w jeden kompleks. Wil-
jams pisał, że jedynie w zrównoważonej kombinacji obej-
mującej jednocześnie wszystkie elementy rzeźby terenu,
dorzecza (wododział, zbocza, korycisko) — możliwa jest
prawidłowa, wyraźna perspektywa i planowa organizacja
wytworczności rolniczej. Prawidłowa organizacja gospodar-
ki wodnej winna być powiązana w jednolity kompleks z
organizacją gospodarki rolniczej i leśnej.

Jedynie tylko uzbrojona w zdobycze nowoczesnej wie-
dzy agrobiologicznej, w ciągłym doskonaleniu się i us-
prawnianiu, — służba melioracyjna będzie mogła zaszczytnie
wykonać plan nie tylko pod względem ilościowym, ale i jakościowym.

Opierając się na dotychczasowych osiągnięciach służby
wodno-melioracyjnej, jej poświęceniu i zapałowi twórcze-
mu, — można wnioskować, że Plan 6-letni w melioracjach
będzie nie tylko wykonany, ale i przekroczony.

Normy w dziedzinie wodociągów i kanalizacji

Tak jak w innych dziedzinach techniki, tak i w dziedzinie budownictwa wodno-sanitarnego mamy do czynienia z zagadnieniami normalizacji.

Mówiąc o normach w tym dziale, dla jaśniejszego sprecyzowania tematu, można podzielić zagadnienia na dwie części:

- a) normy w wykonawstwie,
- b) normy projektowe.

Normy w wykonawstwie z kolei można podzielić na:

- normy, określające wielkość inwestycji oraz jej sposób wykonania i eksploatacji, materiał potrzebny do wykonania itd., czyli tzw. normy techniczne,
- normy czasowe, zależne ściśle od poprzednich, określające dokładnie ilość czasu potrzebną na wykonanie danej budowy, zależnie od warunków lokalnych, zastosowanie odpowiednich maszyn, organizacji sprzętu i organizacji pracy ludzkiej.

Istniejące normy techniczne dla wykonawstwa w dziedzinie wodociągów i kanalizacji miejskich są opracowane fragmentarycznie. Mamy więc normy odbioru studzien wierconych, normy na rury kamionkowe, na rury betonowe okrągłe i jajowe, normy badania i odbioru pomp odśrodkowych, normy na wykopy instalacyjne. Oczywiście ten materiał jest nie wystarczający dla wszystkich zagadnień inżynierii sanitarnej i wymaga jeszcze dużego nakładu pracy dla jego uzupełnienia.

Jeszcze gorzej jest, jeśli chodzi o normy czasowe. Zarówno kosztorys wzorcowy PN/B-665, wydany przez P.K.N., czy późniejszy Katalog Norm i Cen Jednostkowych w Budownictwie, czy wreszcie ostatni Cennik Robót Budowlanych i Instalacyjnych Min. Budownictwa — w zasadzie są opracowane dla instalacji wewnętrznych domowych. Jeśli chodzi o sieć zewnętrzną, to opracowania zawarte w tych normach odpowiadają krótkim odcinkom wodociagowym lub kanalizacyjnym na terenie posesji i małym średnicom. To samo mamy jeśli chodzi o armaturę; jest ona opracowana zasadniczo dla instalacji wewnętrznych i również tylko dla mniejszych średnic.

Opracowanie analizy cen jednostkowych dla projektu wodociągów, czy kanalizacji miejskiej (zewnętrznej) na podstawie wspomnianych norm ograniczałoby się do wyceny małego fragmentu robót. Trudności tu są bardzo wielkie. Kosztorys na projekt wodociągów i kanalizacji lub oczyszczalni powinien zawierać pozycje ze wszystkich niemal dziedzin techniki. Kalkulator, żeby dobrze wykonać wycenę i uchwycić całkowity koszt inwestycji, musi przeprowadzić szczegółową analizę wszystkich kategorii robót na podstawie różnych norm z innych działów. Niestety i w tych działach robót, również nie ma wystarczająco opracowanych norm czasowych, stąd wynika konieczność częstego stosowania wyceny orientacyjnej.

Stosowanie norm, nawet istniejących, z innych działów, przeważnie nie daje prawidłowego obrazu: np. stosowanie norm czasowych wykonania muru budynku zwykłego — do robót murowych przy wykonywaniu rewizyjnych studzienek kanalizacyjnych lub przy budowie murowanych kolektorów.

Z powyższego krótkiego naświetlenia trudności w dziedzinie norm czasowych, wynika jasno konieczność jak najszybszego opracowania norm w zakresie inżynierii sanitarnej.

Pragnąłbym tu zwrócić uwagę zainteresowanych w opracowaniu norm czasowych na następujące zagadnienia z działu inżynierii sanitarnej, wymagające ujęcia w normy:

A. z działu robót ziemnych:

- wykop wodociagowy i kanalizacyjny przy szerokości dna powyżej 1,5 m,
- rozparcie ścian wykopu wodociagowego i kanalizacyjnego przy szerokości dna powyżej 1,0 m,
- wykonanie robót ziemnych (bagrowanie ręczne lub maszynowe przy zapuszczaniu osadników, przepompowni, pompowni żelbetowych w kształcie studzien itd.,
- wydobywanie ziemi z wody.

B. z działu kanalizacji:

- układanie w wykopie rur betonowych jajowych i okrągłych,
- układanie w wykopie rur kamionkowych,
- budowa kolektorów betonowych i żelbetowych w wykopie,
- budowa kolektorów murowanych:
 - 1) w rowie otwartym,
 - 2) systemem tunelowym.

C. z działu wodociągów:

- układanie i montaż rur żeliwnych kielichowych wodociagowych w wykopie, zwłaszcza dla średnic od 300 mm do 1200 mm,
- układanie w wykopie i spawanie rur stalowych dla średnic od 50 mm do 1200 mm,
- układanie w wykopie i montaż rur stalowych o specjalnej budowie kielichów (jak np. Schalkera), z uwzględnieniem nasuwek kompensacyjnych,
- montaż w wykopie lub w studzienkach rewizyjnych armatury ciężkiej,
- montaż silników i pomp w pompowniach dla większych wydajności,
- izolacja rur stalowych przy użyciu taśmy izolacyjnej.

D. z działu oczyszczania wody:

wszystkie roboty w zakresie inżynierii sanitarnej przy:

- a) budowie filtrów powolnych różnych typów,
- b) " " pośpiesznych otwartych,
- c) " " zamkniętych,
- d) " urządzeń odzależniających i odmanganiających,
- e) " " do zmieszczania wody,
- f) " " do chlorowania wody.

E. z działu oczyszczania ścieków:

wszystkie roboty z zakresu inżynierii sanitarnej przy:

- a) budowie osadników Imhoffa,
- b) " przepompowni żelbetowych,
- c) " komór fermentacyjnych,
- d) " złóż zraszanych,
- e) " piaskowników,
- f) " tłuszczowników.

F. Wreszcie cały szereg robót inżynierskich, spotykanych w dziedzinie inżynierii sanitarnej, jak grodze ziemne, ziemne zbiorniki na wodę, ścianki szczelne itd., — wymaga uwzględnienia w normach, choćby w formie odsyłania do zatwierdzonych źródeł z innych działów.

Oczywista jest rzecz, że tych kilka uwag nie wyczerpuje całości zagadnienia normalizacji w wykonawstwie budownictwa wodno-sanitarnego i jest zaledwie próbą naskikowania trudności i braków, istniejących w dziedzinie norm w dziale wodociągów i kanalizacji sieci zewnętrznej.

Wobec ostatnich żądań P.K.P.G. sprawa staje się palącą i wymaga szybkiego zmobilizowania specjalistów dla opracowania powyższych zagadnień.

Przechodząc w dalszym ciągu do omawiania norm projektowych w dziedzinie techniki sanitarnej należy wprowadzić, tak zresztą, jak i w innych działach następujący podział:

- normy, ustalające zakres dokumentacji technicznej,
- normy, ustalające nakład pracy projektanta, potrzebny do opracowania dokumentacji technicznej.

W pierwszym wypadku normy ustalają zakres opracowywania dokumentacji i wskazują sposób jej wykonania, czyli są instrukcją wykonywania projektu, ujętą w normy.

W drugim wypadku chodzi o określenie czasu pracy projektanta i pomocy technicznej, potrzebnego do wykonania projektu ściśle wg norm dla dokumentacji. Przy tym można tu mówić o zorganizowaniu pracy systemem akordowym, bądź tzw. czasowo-premiovym.

W dziedzinie inżynierii sanitarnej zarówno jedne, jak i drugie normy zostały już opracowane po wojnie. Są to normy biur projektowych dla robót wodociągów i kanalizacji oraz oczyszczania ścieków i wody, zatwierdzone przez Min. Budownictwa w r. 1949, oraz normy PN/B-1510 opracowane przez Polski Komitet Normalizacyjny.

Wobec wydanych w międzyczasie instrukcji P.K.P.G. normy PN/B-1510, ustalające zakres opracowywanej dokumentacji, jak i jej sposób wykonania, stają się nieaktualne i wymagają przestudiowania i przepracowania zgodnie z powyższymi instrukcjami P.K.P.G.

Na terenie Biura Techniki Sanitarnej (dawn. CB.P. A. i B.) usiłowania opracowania omawianych norm technicznych na razie nie dały pozytywnego wyniku, głównie wskutek braku czasu projektantów. Miejmy jednak nadzieję, że w ramach organizacyjnych nowego biura projektowego, o charakterze bardziej specjalnym, jakim jest Centralne Biuro Studiów i Projektów Budownictwa Komunalnego, w skład którego weszło organizacyjnie B.T.S., sprawa ta zostanie należycie zrozumiana i postawiona na odpowiedniej płaszczyźnie pod względem wagi zagadnienia. A wtedy projekty norm, które już w formie dyskusyjnej na terenie B.T.S. istnieją, będą mogły być wprowadzone ostatecznie i przedstawione do zatwierdzenia.

Normy określające czas potrzebny na wykonanie dokumentacji technicznej, ściśle uzależnione od norm wyżej omówionych, zostały również, jak wspomniano, opracowane przez B.T.S. (dawn. CB.P.A. i B.) i zatwierdzone przez Min. Budownictwa. Normy te były oparte w zasadzie na normach PN/B-1510. Jednakże jak praktyka B.T.S. wykazała, w rozumieniu obecnych potrzeb, nie obejmują one całości zagadnienia i wskutek tego nie są wystarczające. Jeśli do tego dodamy konieczność zmian norm PN/B-1510, jasne się stanie, że normy czasowe będą musiały ulec rewizji i przepracowaniu, jeśli chcemy, żeby odzwierciedlały efektywny nakład pracy projektanta i pomocy technicznej przy tworzeniu dokumentacji.

Omawiając potrzeby opracowania nowych norm dla działu inżynierii sanitarnej, należy mieć na względzie bardzo szeroki wachlarz zagadnień, obejmujący temat projektu, czy to wodociągów, czy kanalizacji, czy wreszcie oczyszczania wody i ścieków.

Projektant ma tu do czynienia z problemami, obejmującymi niemal całość zagadnień technicznych. Prócz tego musi przestudiować zagadnienia ekonomiczno-techniczne, administracyjne, gospodarcze, planowania przestrzennego, higieny i wiele innych, zależnie od tematu.

Projekt wodociągu lub kanalizacji sięga bardzo głęboko w dział gospodarki wodnej. Jasną jest rzeczą, że podstawowe założenia projektu, jak pobieranie wody, wypuszczanie ścieków do odbiorników, budowa urządzeń piętrzących wodę, budowa wielkich zbiorników wodnych itd. wpływają w sposób oczywisty na całość gospodarki wodnej danego regionu i muszą być oparte na założeniach tego działu.

Nie mniej ważną dziedziną z punktu widzenia budowy i rozbudowy osiedli jest inżynieria miejska. Projekt miasta, jako całość, może być wtedy dobrze rozwiązany, tak pod względem funkcjonalnym, jak i technicznym, gdy 3 podstawowe elementy, tj. urbanistyczne, komunikacja i inżynieria będą ze sobą ściśle powiązane i skoordynowane.

W rozwiązaniach konstrukcyjnych i technicznych projektant spotyka się w dziale inżynierii sanitarnej z zagadnieniami bardzo różnorodnymi, jak np. projektowanie budynków pompowni, filtrów, projektowanie osadników, jako studni żelbetowych, projektowanie wieży ciśnień zarówno

no żelbetowych, jak i murowanych, następnie projektowanie zbiorników wodnych żelbetowych, w ziemi i nadziemnych.

W dziale bud. wodnego występują tu zagadnienia, takie jak: jazy, małe przegrody, grodze, zbiorniki wodne ziemne itp.

W dziale budownictwa stalowego: obliczenia żelaznych zbiorników na wodę, na gaz, hydroforów itp., następnie obliczenia różnego rodzaju krat, zasuw kanałowych żelaznych, obliczenie suwnic w pompowniach.

W dziale robót inżynierskich: grodze ziemne, mury oporowe, studnie żelbetowe zapuszczane, budowa kolektorów sposobem tunelowym itp.

W rozwiązaniach powyższych muszą być uwzględnione obliczenia statyczne, a w elementach budowlanych również opracowania architektoniczne i urbanistyczne.

Przy projektowaniu pompowni, przepompowni itd. występują elementy elektrotechniczne, mechaniczne — jak pompy, silniki, transformatory, suwnice itd.

W projektach kanalizacji spotykamy się z problemami melioracyjnymi i rolniczymi.

Wreszcie w dziale oczyszczania wody i ścieków mamy dodatkowo do opracowania i przestudiowania cały szereg zagadnień z dziedziny biologii, chemii i fizyki.

Z powyższego pobieżnego przeglądu zagadnień widać, że materiał potrzebny do opracowania całości projektu wodociągów lub kanalizacji jest b. obszerny i różnorodny, dlatego też, opracowując normy projektowe dla działu inżynierii sanitarnej, należałoby, zdaniem moim, przestudiować i przedyskutować dwa zasadnicze warianty:

- 1) normy, ustalające zakres dokumentacji technicznej i jej sposób wykonania, obejmujące wszystkie zagadnienia przytoczone wyżej; mając tak opracowane normy techniczne, opracować — normy czasowe;
- 2) normy j.w. z wyeliminowaniem wszystkich zagadnień niespecjalnych dla działu techniki sanitarnej, jak architektura, obliczenia statyczne, elektrotechnika, mechanika itd.

Tak zbudowane normy odnosiłyby się do, powiedzmy sobie, „czystej inżynierii sanitarnej”.

Sądze, że normy czasowe, którymi w tej chwili posługujemy się w dziale inżynierii sanitarnej, po wprowadzeniu pewnych zmian, jak np. zwiększenie ilości współczynników kwalifikacyjnych, zwiększających lub zmniejszających i po uzupełnieniu braków, które uwiarydliły się w ciągu ich stosowania dotychczasowego, odpowiadałyby koncepcji drugiej, tj. ustalałaby nakład pracy potrzebny do opracowania zagadnień technicznych sanitarnych, z wyeliminowaniem wszystkich problemów niespecjalnych.

Kończąc te krótkie uwagi na temat normalizacji w budownictwie sanitarnym, sądze, że słusznym będzie zaapelowanie do twórców nowych norm, aby je opracowali w sposób jak najsłuszniejszy i jak najlepszy. Jeśli w normach będzie uwzględniona nie tylko ilość ale i jakość wykonywanego produktu, tj. dokumentacji technicznej i następnie wykonanej budowli, z drugiej zaś strony, jeśli normy oprze się na najnowszych zdobyczach techniki, przez wprowadzenie coraz lepszych metod organizacji pracy, jeśli uwzględni się w nich zagadnienie rozsądnego stosowania typowych elementów — to można mieć pewność, że tak opracowane normy będą sprawiedliwe, a stosowanie ich wpłynie na coraz lepszą wydajność pracy.

CZYTELNIKU!

czyś wpłacił za prenumeratę czasopisma?

DZIAŁ II – PODSTAWY PROJEKTOWANIA

INŻ. LEONARD SKIBNIEWSKI

Ogólne wiadomości o wodzie użytkowej

Wstęp do chemii wody.

Skład chemiczny wody i jej budowa stanowi obecnie ważne zagadnienie nie tylko teoretyczne lecz i praktyczne. Znany wzór chemiczny wody H_2O , według którego tworzy ona najprostszy związek chemiczny: dwie objętości wodoru i jedną objętość tlenu, co w przeliczeniu na wagę wynosi 88,89% tlenu i 11,11% wodoru nie odpowiada już rzeczywistości. Woda bowiem zawiera związki bardziej złożone, odpowiadające ogólnemu wzorowi $(H_2O)_n$.

W związku z wykrytymi izotopami tlenu i wodoru O^{16} , O^{17} , O^{18} i H^1 , H^2 , H^3 stwierdzono, że zależnie od ich kombinacji istnieje 18 różnych typów wody. Wybitnym zainteresowaniem cieszy się tzw. woda ciężka D_2O lub $H_2^{18}O$ ($H^2H^{18}O$), która różni się od zwykłej wody swymi właściwościami biologicznymi, a mianowicie nie kiełkuje w niej nasiona i jest zabójcza dla wodorostów. Maksymalny ciężar właściwy ciężkiej wody wynosi 1,106 w temperaturze $+11,6^\circ C$. Temperatura jej wrzenia wynosi $101,42^\circ C$, a topnienie lodu następuje już przy $3,82^\circ C$ i ciśnieniu 760 mm słupa rtęci.

Ścisły związek ze składem chemicznym i właściwościami wody posiada jej temperatura. Zwiększenie ciepłoty o 10° zwiększa prędkość dyfuzji prawie o 20%, a prędkość reakcji chemicznej wzrasta 2 — 3 krotnie. Zawartość gazów wtedy również się zmienia, co charakteryzuje tablica 1, ilustrująca rozpuszczalność gazów w procentach na 1 litr wody przy ciśnieniu danego gazu nad wodą 760 mm słupa rtęci.

Tablica 1

Temperatura	O_2	N_2	CH_4	H_2S	CO_2
$0^\circ C$	0,0489	0,0235	0,0556	4,670	1,713
$20^\circ C$	0,0310	0,0155	0,0331	2,582	0,878
$40^\circ C$	0,0231	0,0118	0,0237	1,670	0,531
$100^\circ C$	0,0177	0,0098	0,0177	0,844	—

Woda chemicznie czysta nie posiada żadnego zabarwienia i dopiero w warstwie o grubości kilku metrów przyjmuje barwę niebieskawą. Innego rodzaju zabarwienie mogą dać wodzie zawiesiny. Np. barwna żółtawa jest charakterystyczna dla zawiesin błotnych, w których normalnie znajdują się kwasy humusowe.

O wartości wody dla celów użytkowych wnioskujemy na podstawie wyników analiz chemicznych, które mogą być wykonywane dla następujących celów:

- Stwierdzenie składu chemicznego wody w wypadku, gdy chcemy ustalić jej wartość dla celów gospodarczych.
- Oddziaływanie i zakres tego oddziaływania na zbiornik wody, dopływów naturalnych, jak i sztucznych (np. ścieków).
- Wykrycie w wodzie obecności ciał obcych, przede wszystkim takich, które wpływają ujemnie na cele, do których woda jest przeznaczona.
- Ustalenie metod usuwania z wody związków niepożądanych.
- Wykrycie źródeł zanieczyszczenia (4).

Woda jest jednym z najbardziej uniwersalnych rozpuszczalników i teoretycznie rzecz biorąc w wodach naturalnych wykryć można związki wszystkich prawie pierwiastków, które woda w swej wędrówce napotyka na powierzchni ziemi, w jej głębiach lub w powietrzu po drodze do miejsca, w którym pobrano jej próbę do analizy. Mogą to być zatem związki mineralne, organiczne i gazy. O ile analiza nieorganicznych składników roztworu wodnego nie nastarcza żadnych trudności i może być ujęta

w pewien schemat, o tyle do wykrywania związków organicznych takiego schematu ustalić nie można i obecność ich oraz ilość oznacza się w ramowej analizie na drodze pośredniej, do czego służą oznaczenia utlenialności, zapotrzebowania biochemicznego tlenu (5), zagniwania i ilości azotu w różnych formach jego występowania. Związki organiczne w określonym składzie oznaczają się w tych tylko wypadkach, kiedy stanowią one specjalne zadanie analizy.

W roztworze wodnym większość związków nas interesujących rozpada się całkowicie lub częściowo na jony. W przebiegu analizy oznacza się tylko jony składające się z oddzielnych pierwiastków lub ich grup.

Wykrycie jonów ma wystarczające znaczenie dla celów praktycznych, zupełnie niezależnie od tego, jaki wzór przypisuje się związkowi (kwasowi, zasadzie lub soli).

Ze względu na to, że waga jonu nie różni się od wagi pierwiastka albo grupy pierwiastków stanowiących jon, to w wynikach analizy podaje się je zwykle z pominięciem symboli jonowych i mówi się np., że w danej wodzie jest 30 mg żelaza, 10 mg manganu, 25 mg wapnia, 3 mg SO_4 (kiedy się wykrywa kwas siarkawy), 13 mg SO_4 (gdy wykrywamy kwas siarkowy) itp. w 1 litrze wody i tylko w razie specjalnych wymagań uzupełnia się wzór symbolem jonowym (np. Fe^{++} lub Fe^{+++} itd.).

Według zdania analityków wyjątek w powyższej regule stanowi krzemionka. W pewnych warunkach krzemionka nie znajduje się w stanie jonu i winna być wtedy wyrażona w postaci SiO_2 .

Twardość wody.

Najwięcej analiz wody wykonuje się celem określenia jej „stopnia twardości”. Odróżniamy stopnie twardości, niemieckie (najczęściej u nas używane), francuskie i angielskie. Za jeden stopień niemiecki przyjęto zawartość 10 mg CaO w 1 litrze wody, za jeden stopień francuski — 10 mg $CaCO_3$ w 1 litrze wody, a za jeden stopień angielski — 1 gran $CaCO_3$ w 1 galonie wody (po przeliczeniu na miarę metryczną wyniesie to 14mg/l). Co się tyczy twardości wywołanej przez magnez, to przelicza się ją na twardość wapniową, mnożąc przez współczynnik równoważnikowy = 1,4, gdyż ciężar cząsteczkowy CaO podzielony przez ciężar cząsteczkowy MgO = 1,4.

Twardość odpowiadająca ogólnej ilości znajdujących się w wodzie jonów Ca i Mg nazywamy twardością ogólną. Rozróżniamy jeszcze twardość stałą i przemijającą. Twardość odpowiadająca ilości wapnia osiadającego w naczyniu w czasie wrzenia nazywamy przemijającą, a różnicę między ogólną twardością a przemijającą nazywamy stałą.

Czasami zamiast twardości przemijającej określamy twardość węglanową, która odpowiada ilości wapnia Ca równoważnościową do zawartości jonów HCO_3 w badanej wodzie. Normalnie twardość węglanowa jest nieco mniejsza od przemijającej.

Wodę poniżej 8 stopni twardości zaliczamy do miękkich, 8 — 30 średnio-twardych, powyżej 30 stopni twardości — bardzo twardych. Z uwagi na to, że jeden niemiecki stopień twardości odpowiada zawartości 10 mg CaO/l wody lub też równoważności 7,2 MgO , to chcąc określić twardość wody na podstawie analizy chemicznej stosujemy następujący wzór:

$$A = a \cdot 0,1 + b \cdot 0,14$$

gdzie

A — twardość w stopniach niemieckich,

a — ilość miligramów CaO/l ,

b — ilość miligramów MgO/l .

Po wstępnych wiadomościach o chemii wody przejdziemy do charakterystyki wód użytkowych.

Woda do picia i celów gospodarczych.

Warunki, którym winna odpowiadać woda do picia i celów gospodarczych są uwidocznione w rozporządzeniu Ministrów Opieki Społecznej i Spraw Wewnętrznych z dnia 27.VII.1933 r. (Dz. U.R.P. Nr 79 poz. 562). Rozporządzenie powyższe mówi:

§ 1. Woda do picia, do celów gospodarstwa domowego, do wyrobu i w związku z wyrobem artykułów żywności w wytwórniach tych artykułów, do wyrobu lodu oraz w zakładach kąpielowych publicznych powinna w miejscach jej czerpania odpowiadać przepisom niniejszego rozporządzenia.

§ 2. Woda używana do celów wymienionych w § 1 nie może:

1. być źródłem zakażenia lub zatrucia,
2. zawierać szkodników lub domieszek:
 - a) szkodliwych dla zdrowia,
 - b) wskazujących na zanieczyszczenie,
 - c) wywierających ujemny wpływ na smak i wygląd wody,
- (2) w szczególności woda:
 1. powinna być przezroczysta, bezbarwna, bez zapachu,
 2. nie może zawierać:
 - a) związków arsenu oraz związków metali ciężkich,
 - b) bakterii chorobotwórczych.

Wskaźnikiem dobroci wody pod względem bakteriologicznym jest nieobecność w niej bakterii okrężnicy lub co najwyżej obecność jednej bakterii w 10 cm³ wody dla studzien płytkich i w 50 cm³ wody dla studzien głębokich i wodociągów.

Ogólna ilość bakterii na żelatynie przy temperaturze 20° po 48 godzinach w wodzie ze studzien głębokich i wodociągów nie może przekraczać 100 w 1 cm³.

(3) Ponadto w zasadzie woda:

1. nie powinna zawierać:
 - a) związków żelaza w ilości powyżej 0,3 mg na 1 litr wody obliczonych jako Fe (żelazo metaliczne),
 - b) związków manganu w ilości powyżej 0,1 mg na 1 litr wody, obliczonych jako Mn (mangan metaliczny),
 - c) chlorków pochodzenia geologicznego w ilości powyżej 25 mg na litr wody, obliczonych jako Cl (chlor),
 - d) siarczanów w ilości 100 mg na litr, obliczonych jako SO₄ (kwas siarkowy),
 - e) azotanów w ilości powyżej 30 mg/l, obliczonych jako NO₃ (kwas azotowy),
2. powinna dawać suchą pozostałość przy temperaturze 110°C nie większą niż 500 mg/l,
3. powinna wykazywać twardość ogólną nie większą niż 36° francuskich (20° niemieckich).

Powyższe dane uzupełnimy wyjaśnieniami w jakim stopniu wymienione związki charakteryzują wodę:

- Jon azotowy (NO₃) zwykle znajduje się w wodzie w bardzo nieznacznej ilości. W większości wypadków jest on pochodzenia organicznego jako końcowy produkt organicznych związków azotowych lub wyrażając się inaczej, służy wskaźnikiem dawnego zanieczyszczenia wody.
- Jon azotowy (NO₃) wskazuje na istniejące zanieczyszczenie wody fekaliami. Woda z zawartością NO₃ nie może być używana do picia.
- Amoniak (NH₃) wskazuje na zanieczyszczenie wody jak i NO₃.
- Chlor (Cl) pochodzenia organicznego dostaje się do wody razem ze ściekami i resztkami fekalii. Dlatego też, jeśli chemiczna analiza wykazuje w wodzie zawartość chloru ponad normę (25 mg/l), należy przeprowadzić badania źródła zanieczyszczenia i warunków hydrogeologicznych terenu.

Jeśli badania wykaza, że chlor w wodzie jest pochodzenia hydrogeologicznego, wskazana norma w wyjątkowych wypadkach może być przekroczona.

Bezbłędnym wskaźnikiem zanieczyszczenia wody jest obecność w niej bakterii okrężnicy — bakterii przewodu pokarmowego (*Bacterium colis communae*). Objętość wody wyrażona w cm³, zawierająca jedną bakterię Coli nazywamy mianem Coli. Obecność jej wskazuje na możliwość, że woda zawiera bakterie chorobotwórcze, jak tyfus brzuszny, dżynterii, cholery itp. *Bacterium Colis* znajduje się prawie w każdej wodzie powierzchniowej i w wielu wodach gruntowych. Wodociągi warszawskie

starają się oczyścić wodę od takiego stanu, aby miano Coli osiągało 100.

Suma wszystkich jonów i różnych związków znajdujących się w wodzie składa się na ogólną jej mineralizację. Mineralizacja dobrej wody do picia nie powinna przekraczać 0,5 g na litr. Wielkość ogólną mineralizacji określamy według suchej pozostałości otrzymanej po wyparowaniu wody i wysuszonej w temperaturze 110°C.

Woda przemysłowa.

Jakość wody używanej w przemyśle w znacznym stopniu wpływa na koszt wytwarzania tworzywa technicznego.

Specjalną uwagę, co do składu chemicznego należy poświęcić wodzie dla pralni, oddziałów bielenia i farbowania tkanin w przemyśle włókienniczym, gdzie woda winna być miękka, klarowna i bezbarwna, wolna od jakichkolwiek mechanicznych zawiesin, związków żelaza i manganów. Twardość wody nie tylko niszczy mydło lecz dla przemysłu włókienniczego decyduje o trwałości wyrobów. Zainteresowanie w wybitnie dobrej wodzie ma jeszcze przemysł spożywczy.

W gospodarce przemysłowej wielką rolę odgrywa kocioł czy to dla turbozespołów czy też urządzeń zakładów chemicznych. Nie jest to już dawny kocioł Papina lecz wielka fabryka pary pod wysokim ciśnieniem, rzędu sto kilkadziesiąt atmosfer i wysokiej temperaturze przegrzania do 550°C. Woda w tej fabryce pary odgrywa wielką rolę, gdyż praca i trwałość kotłowego urządzenia wyntaga dobrej wody zbliżonej do destylatu.

Tablica 2 charakteryzuje jakość wody przemysłowej (2).

Woda do zapraw cementowych.

Jakość wody dodawanej do wytwarzania betonu jest czynnikiem wywierającym wpływ na jego wytrzymałość i trwałość.

Do zarobienia betonu nadaje się każda czysta woda bieżąca, odpowiednia do picia. W braku tej wody możemy używać w pewnym stopniu zanieczyszczonej. Doświadczenia ustaliły, że domieszki chemiczne, jak również ilość wody w betonie mają poważny wpływ na wytrzymałość i inne własności betonu, lecz jednocześnie stwierdziły, że woda nawet znacznie zanieczyszczona daje niezły beton bez zarzutu (7).

Przyjęto, że woda zanieczyszczona może być stosowana do betonu, o ile wytrzymałość wykonanych z nią próbek stanowi nie mniej niż 85% wytrzymałości próbek z wodą czystą.

Wytrzymałość niższą od 85% dawa woda zawierająca kwasy pochodzące z garbarni i farbiarni, woda z domieszką soli kuchennej powyżej 5% i woda zawierająca kwas węglowy. Znaczne wytrzymałości dawały wody pompowane z kopalni gipsu i węgla, wody z rzek prowadzących ścieki miejskie. Wody z odpływami rafinerii oleju, browarów, z fabryk mydła, z gazowni i słodowni nie okazały się zbyt szkodliwe. Woda morska również okazała się możliwą do użycia (7).

Ostateczne wnioski dotyczące się jakości wody stosowanej do zapraw betonowych można streścić jak następuje:

- Woda z bagien zmniejsza wytrzymałość betonu do 90% normalnej, a tylko wyjątkowo do mniejszej.
- Wody siarczane są nieszkodliwe, o ile domieszka SO₄ nie przekracza 1%. Przy zawartości 0,5% siarczanów spadek wytrzymałości wynosił 4%, zawartość 1% siarczanów zmniejszyła wytrzymałość więcej niż o 10%.
- Zawartość w wodzie 35‰ soli kuchennej (NaCl), co odpowiada składowi wody morskiej, spowodowała, że próbki 3 — 7 dniowe przechowane w stanie wilgotnym osiągnęły większą wytrzymałość niż próbki zarobione czystą wodą, natomiast wytrzymałość próbek z solą kuchenną po 28 dniach spadała do 80 — 88% normalnej. Ze względu na to, że zasolenie wody w Bałtyku nie przekracza 10‰, woda ta może być stosowana do zapraw betonowych.

Powyższe normy nie dotyczą wody działającej stale na beton. Tworzywo to, będąc przez czas dłuższy pod działaniem wody zawierającej tylko pewną część wymienionych związków, może ulec zniszczeniu w stopniu niedopuszczalnym dla konstrukcji budowlanych. W tym ostatnim wypadku ujemnie na beton działa woda zawierająca nawet niewielkie ilości wszelkiego rodzaju kwasów, nie wyłączając humusowych, a nawet woda morską.

Związki siarki — siarczyny, które absorbują tlen wody, tworzą agresywne siarczany, działające ujemnie na zaprawy wapienne oraz beton przyczółków budowli wodnych. W tym czasie w siarczanach następuje redukcja tlenu i stają się one ponownie trującymi siarczynami. Proces ten w sprzyjających warunkach może się kolejno powtarzać na stosunkowo długim odcinku rzeki (6).

Woda w zastosowaniu rolnictwa.

Woda do nawodniania.

Przed wykonaniem analizy chemicznej, wartość wody przeznaczonej do nawodniania możemy określić na podstawie wyników obserwacji roślinności porastającej zbiorniki lub ścieki (1). Wodę nadającą się pod każdym względem do celów rolniczych porastają: rzęsa (*Lemna spec.*), rukiew wodna (*Nasturtium officinale*), rdestnica (*Potamogeton*), przetacznik bobowniczek (*Veronica beccabunga*), tatarnik (*Acorus calamus*), manna mielec (*Glyceria aquatica*), manna jadalna (*Glyceria fluitans*), łążeń baldaszkowaty (*Butomus umbellatus*), wiechlina, wyczyniec i kniec błotna (palusiris) (*Caltha palustis*).

Mniej odpowiednią jest woda porośla roślinami: jaskier rzeczny i jaskier wodny (*Renunculus fluitans*, *R. heterophyllus*), mięta nadwodna (*Mentha aquatica*), krwawnica (*Lythrum*) oraz pałki (*Typha*).

Całkiem złą wodę oznaczają: babka wodna (*Alisma plantago*), marek (*Sium*), szalej (*Cicuta virosa*), następnie trzciny, sitowia, sity, turzycy i mchy wodne.

Powyższe dane należy przyjmować z pewnym zastrzeżeniem, gdyż nieraz można spotkać w wodzie rosnące obok siebie trzciny, rzęsy i turzycy. Otóż obecność rzęsy przemawia za tym, że woda nadaje się do nawodniania, pomimo że rosną w niej trzciny. Podobnie brzegi i płytkie miejsca niektórych jezior zarastają sitowiem; pomimo to wody ich nadawałyby się do celów zraszania. Jeśli uznamy za celowe przeprowadzić analizę chemiczną wody, to w sprawie jej przydatności dla celów rolniczych możemy wyciągnąć pewne wnioski, kierując się następującymi danymi.

Do domieszek, które w wodzie są szkodliwe nawet w niewielkiej ilości należą przede wszystkim kwasy.

Kwasy są szkodliwe z różnych względów. Szkodzą one bezpośrednio jako trujące działające na tkanki roślinne, poza tym zmieniają one potas i wapń w siarczki i chlorki, które łatwiej są rozpuszczalne i wymywane z gleby.

Niewielka zawartość w wodzie wolnego kwasu solnego lub siarczanego przyspiesza kiełkowania, jednakże już koncentracje kwasu 5,6 g/m³ i kwasu siarkowego 15,3 g/m³ bywa przyczyną opóźnienia kiełkowania.

Do innych najczęściej spotykanych szkodliwych domieszek zaliczamy sól kuchenną. Działa ona wybitnie ujem-

nie na ziemniaki. Dopuszczalne ilości związków chemicznych, które dyskwalifikują wodę dla celów rolniczych są następujące:

kwas solny	2,8 mg/l
kwas siarczany	7,6 "
sól kuchenna	250 "
żelazo	15 "
arsen	0,15 "
chrom	20 "
bor	0,25 "
fenol	200 "
rodan	100 "
cjanki	10 "

Woda do zasilania stawów rybnych.

Przy zasilaniu wodą stawów normy powyższe są mniej tolerancyjne.

Woda wykorzystywana do zasilania stawów rybnych winna być utleniona i nie posiadać nadmiaru zbytnej kwasowości. W pobliżu pH = 7 leży granica między wodą obojętną a słabo alkaliczną. Przy pH = 5 mamy silne zakwaszenie, które po pewnym czasie powoduje śmierć karpia. Znaczna alkaliczność wody pH = 9 również wpływa na wyginiecie większości ryb. Zdaje się, że w stawach stopień alkaliczności w granicach 7,5 do 8 pH jest najodpowiedniejszy.

W zbyt twardej wodzie życie ryb staje się niemożliwe, natomiast woda zbyt miękka powoduje zmniejszenie żywności stawów. Granice twardości odpowiednie dla ryb są zawarte między 5 i 12 niemieckimi stopniami twardości; na ogół pstrągi wymagają twardszej wody niż karpie (3).

Dopuszczalna granica poszczególnych związków chemicznych w wodzie zasilającej stawy jest następująca (w mg/l):

Saletra sodowa (Na ₂ NO ₃)	10000
Kwas solny (HCl)	50
Siarkowodor (H ₂ S)	8
Kwas siarkowy (H ₂ SO ₄)	30
Kwas siarkawy (H ₂ SO ₃)	0,5
Kwas węglowy (H ₂ CO ₃)	190
Amoniak (NH ₃)	17
Tlenek wapnia (CaO)	23
Dwuchlorek wapnia (CaCl ₂)	1000
Siareczek sodu (Na ₂ S)	100
Siareczek żelazawy (FeSO ₄)	15
Siareczek amonowy	800
Wolny chlor	0,51

Na zakończenie dodamy, że obecnie wchodzi w użycie spektralna analiza wody, wymagająca nieporównanie mniej czasu i bardziej dokładna od dotychczas stosowanej, normalnej analizy chemicznej.

TABLICA 2
Wymagania zakładów przemysłowych dotyczące jakości wody (2)

Rodzaj zakładów	Twardość	Węglany	Siarczany	Chlorki	Żelazo	Mangan
Browary			nieważne	możliwie bez MgCl ₂	mało	mało
Gorzelnie		mało	mało		poniżej 0,1 mg/l	poniżej 0,1 mg/l
Fabryki octu		możliwie mało	nieważne	średnio	mało	mało
Fabryki konserw			mało	mało	poniżej 0,1 mg/l	poniżej 0,05 mg/l
Garbarnie	możliwie niska	mało	nieważne	średnio	mało	mało
Fabryki kleju						
Mleczarnie		możliwie mało	możliwie mało	możliwie mało	poniżej 0,1 mg/l	
Fabryki papieru		mało		nieważne	poniżej 0,05 mg/l	
Fabryki krochmalu					poniżej 0,1 mg/l	poniżej 0,05 mg/l
Fabryki włókiennicze					nieważne	
Pralnie	niska		mało		poniżej 0,05 mg/l	
Cukrownie	możliwie niska			możliwie mało	poniżej 0,1 mg/l	

U w a g a: woda nadająca się do wykorzystania przez wymienione zakłady powinna zawierać możliwie mało substancji organicznych. Poza tym woda dla fabryk włókienniczych nie powinna zawierać azotynów, a dla pralni i cukrowni możliwie mało azotanów i azotynów

TABLICA 3
Wymagania dotyczące się wody zasilającej kotły (2).

Rodzaj kotła parowego	Wykorzystanie kg/m ² /h	Twardość w stopniach niemieckich	CO ₂ mg/l	O ₂ mg/l	SiO ₂ mg/l	KMnO ₄ mg/l	Olej mg/l
Baterijne	15	do -2,0	20	0,5	20	100	5
Płomienicowe	18	..	..	..	..	..	..
Płomieniówkowe	20	..	..	..	..	..	..
Wodnorurkowe słabo-obciążone	25	1,0	..	..	..	..	..
Wodnorurkowe średnio-obciążone	35	0,3	..	0,1	10	50	..
Wodnorurkowe wysoko-obciążone	nieograniczone	0,2	10	0,05	..	25	..
Wodnorurkowe najwyższej obciążone	nieograniczone	0,1	..	..	5	..	..

Literatura

1. Golonka Z. Podręcznik uprawy łąk, Toruń, 1930.
2. Kozłowski J. Woda jako surowiec przemysłowy. „Gaz, Woda i Technika Sanitarna” Nr 9, 1947.
3. Mizerski M. Gospodarstwo karpiove, Warszawa, 1935.
4. Przyłęcki H. Polski stopień twardości wody. G.W. i T.S. Nr 7/8, 1950.

5. Skibniewski L. Samooczyszczanie się rzek. „Gospodarka Wodna” Nr 4/5, 1950.
6. Skibniewski L. Zanieczyszczanie wód płynących. „Przegląd Meteorologiczny i Hydrologiczny” Nr 1, 1948.
7. Żenczykowski W. Własności wody do betonu. „Inżynieria Wodna” Nr 1, 1929.
8. Owczinnikow A. Obszczaja Hidrogeologia. Moskwa, 1949.

Racjonalny przekrój kanałów nawodniających

Kanał nawodniający, zwany często donośnikiem lub doprowadzalnikiem, stanowi jeden z głównych elementów systemu nawodniającego. Ułatwienie projektowania i obliczania właściwego przekroju zwilżonego kanału dla danej ilości wody w wielu wypadkach będzie miało istotną wagę dla projektującego, bądź sprawdzającego projekt melioracyjny. Teoretyczne bowiem wypośrodkowanie najbardziej ekonomicznego, a zarazem trwałego przekroju, wymaga zwykle przeprowadzenia wielu prób obliczeniowych. Celowym zatem będzie ustalić możliwie jednoznacznie związek poszczególnych elementów przekroju zwilżonego z ilością wody, jaką kanał ma prowadzić. Oczywiście możliwe to będzie w tych wypadkach, kiedy spadek jednostkowy zwierciadła wody jest niewielki, jak to z reguły niemal ma miejsce w kanałach nawodniających. Zwykle punktem wyjściowym obliczeń jest ilość wody jaką kanał ma doprowadzić, a więc tzw. wydatek kanału.

Analizując ilość wody z jaką spotkać się można przy projektowaniu, stwierdzić można, że spotykane ilości wody mogą się różnić b. znacznie i znajdować się we wzajemnym stosunku nawet jak 1 : 1000 i więcej (np. wydatek 0,1 m³/sek i 100 m³/sek).

W przeciwieństwie do powyższego znacznie mniejszą rozpiętość wykazują elementy przekrojów zwilżonych kanałów. Skala zmienności tych elementów mieści się maksymalnie w następujących granicach:

szerokości zwierc. wody nie zmieniają się więcej niż w stosunku 1 : 50

przekroje zwilżone nie zmieniają się więcej niż w stosunku 1 : 30

promienie hydrauliczne nie zmieniają się więcej niż w stosunku 1 : 15

głębokości wody nie zmieniają się więcej niż w stosunku 1 : 10

prędkości wody nie zmieniają się więcej niż w 1 : 2 do 1 : 3

Ustalenie zatem prostego związku pomiędzy elementami przekroju zwilżonego kanału a wydatkiem wody będzie najbardziej racjonalnym ułatwieniem obliczeń.

Na podstawie analizy wielkiej ilości istniejących lub projektowanych kanałów nawodniających S.A. Girszan ustala następujący związek między głębokością wody a

wydatkiem: $h = A\sqrt[3]{Q}$ (1)

przy czym współczynnik A praktycznie ma wartość bliską

0,85, wówczas: $h = 0,85\sqrt[3]{Q}$ (1')

Wzór ten został sprawdzony dla kanałów nawodniających o wydatkach od 0,15 m³/sek do 262,34 m³/sek, przy czym 90% obliczeń obejmowało wydatki 3 — 100 m³/sek. Sprawdzone 507 przekrojów. W tej liczbie znajdowały się również kanały z okładziną betonową. Odchylenie współczynnika A od wartości 0,85 nie przekracza zwykle 20%.

Nazywając współczynnik A współczynnikiem głębokości, scharakteryzować można poszczególne przekroje zwilżone kanałów w następujący sposób:

a) normalnie gdy A waha się w granicach 0,7 — 1,

b) płytkie „ $A < 0,7$

c) głębokie „ $A > 1,0$

Prędkość wody w kanałach V ograniczona jest z jednej strony warunkiem niezamulania kanałów przez niesione przez wodę rumowisko, a z drugiej strony koniecznością uniknięcia erodowania dna i brzegów.

Praktycznie obie prędkości graniczne są b. zbliżone do siebie. Jednak i w tych wąskich granicach można określić prędkość najwłaściwszą dla danego wydatku wzo-

rem: $V = M \cdot Q^A$ (2)

Zależność powyższa dla b. małych spadków jednostko-

wych ustalić można w postaci: $V = 0,45 Q^{0,5}$ (2')

Przy większych spadkach wykładnik potęgi przy Q będzie oczywiście ulegał zwiększeniu. Współczynnik M we wzorze (2) przy dużych wydatkach należy zwiększyć do 0,5, przy bardzo małych wydatkach zmniejszyć do 0,4.

Aby w dalszym ciągu otrzymać podobne zależności dla innych elementów przekroju zwilżonego kanału, wprowadza się umowny związek między ilością wody a nachyleniem skarp w kanale — $1 : m$.

Na podstawie analizy istniejących i projektowanych przekrojów z dużym prawdopodobieństwem można przyjąć:

przy wydatku kanału do 0,5 m³/sek, najczęściej spotyka się skarpy 1 : 1,

przy wydatku kanału 0,5—50 m³/sek. najczęściej spotyka się skarpy 1 : 1 1/2,

przy wydatku do 50 m³/sek, najczęściej spotyka się skarpy 1 : 2.

Jasnym jest, że schematyzacja powyższa w niczym nie zamierza podważyć zasady, iż nachylenie skarp w pierwszej mierze zależy od fizycznych właściwości gruntu, głębokości napelnienia itp.

Przy pomocy ustalonych powyżej wartości V i h wyrażonych w funkcji Q , obliczamy następujące zależności:

$$\text{Pole przekroju zwilżonego} \quad F = 2,22 Q^{0,9} \quad (3)$$

$$\text{Szerokość dna kanału} \quad b = 0,85 \sqrt[3]{Q} (3,08 Q^{0,233} - m) \quad (4)$$

$$\text{w zaokrągleniu} \quad b = 0,85 \sqrt[3]{Q} (3, \sqrt[3]{Q} - m) \quad (4')$$

$$\text{Szerokość zwierciadła wody} \quad B = 0,85 \sqrt[3]{Q} (3 \sqrt[3]{Q} + m) \quad (5)$$

Wzór (5) przedstawić można z wystarczającą dokładnością w postaci:

$$B = L Q^i$$

Przy zwiększeniu nachylenia skarp wzrastają współczynniki L i i w następujący sposób:

$$\text{dla } m=1 \quad L=3,45 \text{ i } i=0,50; \text{ dla } m=1,5 \quad L=3,75 \text{ i } i=0,52; \text{ dla } m=2 \quad L=3,80 \text{ i } i=0,53$$

Przyjmując wykładnik potęgi $i = 0,5$ dla wszystkich wypadków, szerokość zwierciadła wody wynosić będzie:

$$B = 3,45 Q^{0,5} \quad (m=1)$$

$$B = 3,90 Q^{0,5} \quad (m=1,5)$$

$$B = 4,30 Q^{0,5} \quad (m=2)$$

Charakterystyczny stosunek szerokości dna w kanale do jego głębokości obliczyć można wzorem:

$$\beta = 3,08 Q^{0,233} - m \quad (7) \text{ względnie } \beta = 3 \sqrt[3]{Q} - m \quad (7')$$

Odpowiednio β' , tj. stosunek szerokości zwierciadła wody do głębokości:

$$\beta' = 3 \sqrt[3]{Q} + m \quad (8) \quad \text{Obwód zwilżony} \quad \theta = 4,44 Q^{0,5} \quad (9)$$

$$\text{Promień hydrauliczny:} \quad R = 0,5 Q^{0,4} \quad (10)$$

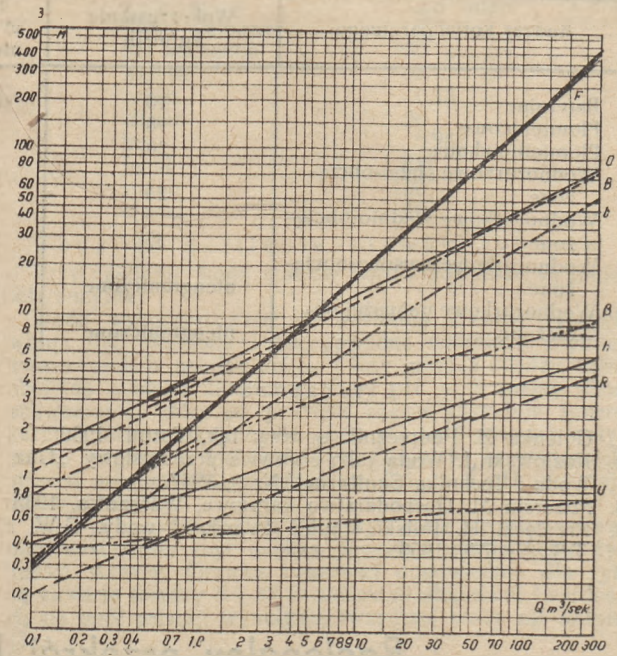
Na podstawie wzorów (1 -- 10) wyrażających poszczególne elementy przekroju zwilżonego oraz prędkość w funkcji wydatku

$$Q = F(Q)$$

można sporządzić odpowiednie tabele lub wykresy znacznie ułatwiające dobór w pierwszym przybliżeniu odpowiednich elementów kanałów nawodniających (rys. 1).

W podanej metodzie w pewnej mierze podświadome uwzględniona zostaje stateczność przekroju na erozyjne i zamułające działanie wody. Dla jasności jednak, koniecz-

ne jest wyrażenie również w funkcji wydatku prędkości granicznych wody, jak również określenie zdolności transportowych rumowiska, unoszonego przez wodę.



$$\varepsilon = F(Q)$$

Elementy przekroju zwilżonego kanałów nawodn.
Rys. 1.

Na podstawie danych doświadczalnych i teoretycznych rozważań S.A. Girszkan ustala następujące zależności:

$$\text{prędkość niezamułająca} \quad V_n = A \cdot Q^{0,2} \quad (11)$$

gdzie A jest to współczynnik zależny od hydraulicznej wielkości rumowiska i wynosi:

$$0,33 \text{ przy } W < 1,5 \text{ mm/sec} \quad 0,55 \text{ przy } W > 3,5 \text{ mm/sec}$$

Zdolność transportową kanałów, dla których znany jest przepływ i spadek jednostkowy, lecz nieznaną jeszcze przekrój zwilżony, określa autor wzorem:

$$\varepsilon = B Q^{0,4} \cdot i \quad (12)$$

gdzie ε — w kg/m^3 ; B — współczynnik o następujących wartościach: 47000 dla $W < 1,5 \text{ mm/sec}$, 3000 dla $W = 1,5$ do $3,5 \text{ mm/sec}$, 1100 dla $W = 3,6$ -- $6,5 \text{ mm/sec}$ i 600 dla $W > 6,5 \text{ mm/sec}$.

W końcu autor ustala zależność dla granicznej prędkości erozyjnej

$$V_{er} = k Q^{0,1}$$

przy czym współczynnik k dobierany jest z poniższej tablicy:

Grunty sypkie	Wielkość ziarn w mm	k	Grunty zwięzłe	Frakcje mniejsze 0,005 mm w % wagi	k
Piasek średni	0,5—1,0	0,45—0,50	Piaszcz. - gliniaste		
„ gruby	1—2	0,50—0,60	Less lekki	3—10	0,53
Żwir drobny	2—4	0,60—0,75	Gliniasto-piaszcz. lekkie	10—15	0,57
„ średni	4—10	0,75—0,90	Dito, średnie	15—20	0,62
„ gruby	10—20	0,90—1,00	Less średni		
Otoczaki drobne	20—30	1,00—1,15	Gliniasto-piaszcz. ciężkie	20—30	0,68
„ średnie	30—40	1,15—1,30			
Kamień drobny	40—100	1,30—1,60	Glina, less zwięzły	30—60	0,75
Kamień średni	100—150	1,60—1,75	Glina ciężka	60	0,85

(Opracowane na podstawie artykułu S.A. Girszkan w czasop. „Gidrotechnika i Melioracja”, 1950, Nr 5).
Inż. A. Tuszkó

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

INŻ. TOMASZ BIERNACKI

Zasady sporządzania dokumentacji technicznej dla siłowni wodnych

Zarządzeniem Przewodniczącego PKPG z maja 1950 r. ustalono zasady sporządzania dokumentacji technicznej dla inwestycji. Wszystkie dawne instrukcje w sprawie sporządzania dokumentacji technicznej straciły tym samym moc obowiązującą.

Ogromne zadania inwestycyjne postawione naszej gospodarce narodowej przez Plan 6-letni, wymagają ogólnokrajowych, jednolitych zasad sporządzania i zatwierdzania dokumentacji technicznej. W takim świetle konieczność opracowania tych zasad staje się zupełnie jasna. Jest to zadanie powyższej instrukcji. Nie wyczerpuje ona oczywiście zagadnienia, lecz pozwala ustalić zasadnicze linie wytyczne oraz wskazuje kierunek rozwiązań.

Budownictwo specjalne, nie objęte zatwierdzonymi i ustalonymi zasadami sporządzania dokumentacji, powinno być opracowywane przez zainteresowane resorty.

Przystąpienie do racjonalnego i zakrojonego na szeroką skalę energetycznego wykorzystania sił wodnych inwestorami wykonanie odpowiedniej dokumentacji technicznej, postawiło jako pierwsze zadanie przed naszym krajem.

Biura Projektowe do tego celu powołane, z kolei musiały ustalić jednolitą formę sporządzenia dokumentacji w myśl wytycznych PKPG. Wszelkie pojęcia podstawowe, zakres stosowania dokumentacji technicznej, zasady sporządzania kosztorysów i ustalania lokalizacji, zatwierdzanie dokumentacji jak i forma zewnętrzna — są już opracowane ogólnie dla wszystkich inwestycji. Zadanie Biur Projektowych Siłowni Wodnych ogranicza się do ustalenia zakresu rzeczywistej dokumentacji.

Niniejsza praca jest pierwszą próbą opracowania tego rodzaju instrukcji dla siłowni wodnych. Z powodów wymienionych wyżej nie będziemy omawiać ogólnych założeń dokumentacyjnych, gdyż są one już ujęte ogólnym opracowaniem dla wszystkich inwestycji. Brak doświadczenia z jednej strony, z drugiej zaś konieczność zainteresowania ogółu techników, związanych z zagadnieniami gospodarki wodnej, drogą rozwoju naszych form dokumentacyjnych, uzasadniają ujęcie tego rodzaju zagadnienia w formę dyskusyjną.

Należy wyrazić nadzieję, że w wyniku dyskusji i nadesłanych uwag będzie można bez opóźnienia dołączyć jeszcze jedną poważną pozycję do istniejących instrukcji w zakresie sporządzania dokumentacji.

Dokumentacja techniczna dla siłowni wodnych — jak każda zresztą dokumentacja — obejmuje cztery fazy:

1. Założenia projektu,
2. Projekt wstępny,
3. Projekt techniczny,
4. Rysunki robocze.

Zakres założeń dla projektu siłowni wodnej.

Założenia projektowe są w pierwszym stadium opracowania dokumentacji technicznej i powinny stanowić całkowitą i wyczerpującą podstawę do opracowania projektu wstępnego.

Szczególny nacisk należy tu położyć na wykonanie możliwie szerokiego operatu hydrologicznego i geologicznego, tak aby punkty te wymagały jedynie rozszerzenia i dalszego szczegółowego opracowania w projekcie wstępnym bez konieczności ponownego opracowania tej części w projekcie technicznym.

Założenia projektowe powinny zawierać:

— opis obiektu,

- uzasadnienie techniczno-ekonomiczne celowości budowy lub rozbudowy,
 - mapę terenową w skali 1 : 25 000 z warstwicami,
 - plan sytuacyjny w skali 1 : 5 000 lub ewentualnie 1 : 10 000,
 - plan miejsca budowy w skali 1 : 1 000 lub 1 : 500 z warstwicami ok. 0,5 m z proponowanym rozmieszczeniem obiektów,
 - studium hydrologiczne oparte na możliwie jak największej ilości lat obserwacji dziennych; wyliczenia powinny obejmować wszelkie maksymalne, średnie i minimalne przypiły, spady, wykresy i krzywe spływu, spadów i mocy,
 - dane dotyczące zbiornika, łącznie z wykresami i badaniami przedwstępnymi,
 - wyniki innych badań niezbędnych do projektowania jak: zjawiska lodowe, osady, skład chemiczny wody, zanieczyszczenia itp.
 - wyrównany wykres roczny przepływów, spadów, mocy i energii,
 - wstępną ocenę geologiczną gruntów na podstawie przeprowadzonych badań z orzeczeniem P.I.G.,
 - opis przewidywanej gospodarki wodno-energetycznej z uwzględnieniem potrzeb innych gałęzi gospodarki narodowej, a przede wszystkim innych użytkowników wody,
 - wstępny dobór jednostek maszynowych (typ, ilość, wielkość),
 - plany i przekroje pionowe budynków, zapór i większych urządzeń w skali 1 : 200,
 - połączenie siłowni z systemem energetycznym, omówienie rodzaju obciążeń,
 - krótki harmonogram przewidywanej budowy,
 - kosztorys ramowy, podstawowe wskaźniki,
 - osiedle pracownicze — ilość załogi, potrzebne mieszkanie, możliwość budowy osiedla,
 - schemat i plan finansowy dyrekcji budowy,
 - materiały inwentaryzacyjne przy budowie lub przebudowie.
- Do założeń projektu winny być dołączone następujące załączniki:
- uzgodnienie z zainteresowanymi Ministerstwami,
 - uzgodnienie z Biurem Regionalnym PKPG,
 - uzgodnienie z urzędami budownictwa mieszkaniowego,
 - metryka lokalizacyjna,
 - protokoły z Komisji Oceny Projektów Inwestycyjnych (po zatwierdzeniu założeń).

Zakres projektu wstępnego dla siłowni wodnej.

Instrukcja obejmuje wykonanie projektu dla całości zakładu wodno-elektrycznego (siłowni) wraz z wszelkimi urządzeniami wodnymi. Jeśli budowa jest wspólna z innym Ministerstwem np. Komunikacji, należy podać krótkie objaśnienie urządzeń wodnych z dodaniem kilku podstawowych rysunków.

Projekt wstępny siłowni wodnej, opracowany w zasadzie na podstawie zatwierdzonych „Założeń Projektu” winien ujawnić rozwiązanie wyboru miejsca pod budowę, typu, mocy i wydajności oraz ilości poszczególnych urządzeń mechanicznych, wodnych i elektrycznych i ich dyspozycji, konstrukcji budowlanych, przy czym rozwiązania te zaleca się w zasadniczych problemach oprzeć na rozważeniu kilku wariantów, z porównaniem ich pod

względem technicznym i finansowym. Projekt wstępny powinien zawierać plan generalny projektowanej elektrowni i odnośnych budowli.

Przy opracowywaniu projektu powinna być uzgodniona projektowana współpraca danej siłowni z innymi zakładami na tle sieci rozdzielczej, bilansu poboru i dostawy energii elektrycznej oraz ewentualna współpraca o charakterze hydrologiczno-wodnym (komunikacja, rolnictwo, melioracja, zaopatrzenie w wodę), mająca wpływ na produkcję energii. Ponadto z chwilą wykonania projektu wstępnego powinny być już załatwione formalności z władzami kolejowymi, drogowymi, samorządowymi itp.

Projekt wstępny powinien być zatem opracowany w takim zakresie, aby z jednej strony była możliwa ocena rozwijania poszczególnych elementów elektrowni i aby z drugiej strony było możliwym opracowanie na jego podstawie „Projektu Technicznego” bez konieczności uzgadniania, w trakcie jego wykonywania, jakichkolwiek problemów.

Projekt wstępny winien ponadto zawierać orientacyjny kosztorys siłowni i obliczenie kosztu własnego wytworzonej energii (koszt własny 1 kWh, koszt 1 kW instalowanego).

Zaleca się zebranie w każdym punkcie lub paragrafie charakterystycznych danych ze szczególnym uwzględnieniem urządzeń pomocniczych. W końcowej części tekstu powinny być umieszczone zestawienia obejmujące specyfikację budowli i urządzeń według zalecanych wariantów.

Projekt wstępny winien zatem zawierać:

I. C z ę ś ć o g ó l n a .

Wstęp.

Położenie projektowanej elektrowni, krótki opis czynnej części siłowni jeżeli chodzi o rozbudowę lub przebudowę.

Warunki wodne.

Dane hydrologiczne, reżim gospodarki wodnej, możliwość wykorzystania dla produkcji energii elektrycznej.

Dane wyjściowe.

Wyszczególnienie danych wyjściowych (na podstawie zatwierdzonych „Założeń Projektowych”). Krótkie wnioski z „Założeń Projektowych”. Omówienie ogólne etapów budowy. Inne opracowania dodatkowych danych wyjściowych (np. uwzględnienie ekspertyz przeprowadzonych w międzyczasie).

System elektryfikacyjny.

Krótką charakterystykę okręgu i istniejącej sieci elektrycznej. Perspektywy rozbudowy sieci (o ile zagadnienie to nie zostało dostatecznie oświetlone w założeniach projektowych, lub jeżeli zaszły w międzyczasie zmiany).

Załączniki:

- postanowienia dotyczące terminu uruchomienia siłowni (ewent. otrzymane od władz),
- decyzja o wydzieleniu terenów pod budowę siłowni i osiedla mieszkaniowego,
- ewentualna decyzja dotycząca skojarzenia gospodarki energetycznej z sąsiednimi zakładami,
- dokumenty dotyczące obciążeń elektrycznych.

Rysunki:

- schemat powiązania danej siłowni z okręgową siecią elektryczną (kilka wariantów),
- mapa terenowa, warstwicowa w podziałce 1 : 25 000 z lokalizacją poszczególnych części zakładu,
- plan sytuacyjny w skali 1 : 10 000 lub 1 : 5 000,
- plan generalny siłowni w skali 1 : 1000 lub 1 : 500,
- wykresy przewidywanych obciążeń,
- wykresy dotyczące energii zmagazynowanej w zbiorniku, gospodarka tą energią,
- tabelki sumujące ogólne dane rozdziału I.

II. C z ę ś ć b a d a w c z a .

Operat hydrologiczny.

Rozszerzenie opracowania hydrologicznego z „Założeń Projektu” uwzględniające dalsze postulaty konieczne do opracowania jak: wody gruntowe, stany katastrofalne wód, minimalne przepływy zimowe itp. Omówienie koniecznych dalszych i ostatecznych pomiarów. Ustalenie zakresu służby hydrograficznej i meteorologicznej w nowym zakładzie. Omówienie warunków pracy zakładu z punktu widzenia hydrologii.

Operat geologiczny.

Wnioski z badań topograficznych i geologicznych na podstawie zaleceń „Założeń Projektu”. Badania powinny obejmować wyniki przeprowadzonych wierceń w zlokalizowanym miejscu budowy siłowni, ostateczne wskazówki co do przeprowadzenia robót ziemnych i budowlanych. Zalecenia dalszych ewent. koniecznych wierceń. Wyniki badań laboratoryjnych próbek.

Załączniki:

- dane dotyczące posiadanych materiałów wyjściowych do obliczeń hydrologicznych (źródła),
- protokoły częściowe i ogólne wyników badań geologicznych.

Rysunki:

- wykresy hydrologiczne: hydrogramy stanów, przepływów, mocy, krzywe całkowite przepływów wyrównawczych, analizy fal powodziowych, analizy reżimu wodnego kanałów; krzywe konsumpcyjne itp.,
- mapy geologiczne terenu w skali 1 : 5000,
- przekroje geologiczne.

III. C z ę ś ć b u d o w l a n a .

Transport kolejowy.

Obrót ładunków. Wagi i wymiary. Powiązane z państwową siecią kolejową. Rozwiązanie torów kolejowych.

Drogi kołowe.

Powiązanie z głównymi drogami bitymi. Opis dróg dojazdowych.

Profile.

Drogi wodne.

Powiązanie z drogami wodnymi.

Jazy, zapory, zbiorniki i śluzy.

Charakterystyka jazu, zapory, zbiornika, śluz. Omówienie cech charakterystycznych. Uwagi dotyczące obliczeń statycznych, szczelności. W przypadku budowy wspólnej z innym inwestorem — porównawcze omówienie budowli wodnych nie związanych z projektem. Zwrócenie uwagi na powiązania i punkty styczne.

Przepławki.

Ogólne omówienie. W przypadku ścisłego związania z siłownią wodną — rozpatrzenie projektów koncepcyjnych.

Kanały wody roboczej.

Określenie wymiarów i sposobu wykonania kanałów doprowadzającego i odprowadzającego. Profile, przebieg w terenie.

Przejście w rurociągi lub spirale.

Osadniki.

Określenie wielkości osadników, stopień oczyszczania wody.

Urządzenie płuczące osadnik.

Zamek wodny, ujęcie wody.

Budowa, posadowienie, obliczenia statyczne. Wykresy pracy i wahań poziomów wody.

Konstrukcja budynku.

Charakterystyka budowli i konstrukcji, w szczególności budynku głównego z uwzględnieniem strony architektonicznej.

Ogrzewanie i wentylacja.

Opis rozwiązania ogrzewania i wentylacji głównego budynku i budowli pomocniczych. Wykorzystanie ciepła generatorów.

Kanalizacja i urządzenia sanitarne.

Opis rozwiązania sieci kanalizacyjnej na terenie siłowni.

Rysunki:

- plany kolei i dróg w skali od 1 : 25 000 lub mniejszej,
- rysunki i plany urządzeń pomocniczych w powiązaniu z siłownią,
- rysunki przepławek,
- trasy, profile, przekroje i szczegóły kanałów, osadników, zamków i ujęć wody,
- elewacja budynków siłowni z uwzględnieniem szczegółów architektonicznych (ewentualnie kilka wariantów),
- plany i przekroje nowych budynków,
- tabele, dane zbiorcze obliczeń statycznych,
- tabele sumujące dane charakterystyczne rozdziału III.

IV. C z ę ś ć m e c h a n i c z n a .

Turbozespoły.

Wybór typu, wielkości i ilości jednostek w kilku wariantach.

Krótkie przeliczenie przewidywanych rozmiarów.

Pompy dla akumulacji.

Wybór typu, wielkości i ilości jednostek pompowych. Krótkie przeliczenie. Rozpatrzenie wariantów.

Rurociągi (dla większych spadków).

Określenie ilości rurociągów. Profile trasy. Omówienie konstrukcji rurociągów. Kotwiczenie. Połączenia dylatacyjne. Włazy.

Urządzenia pomocnicze. Studnie wyrównawcze. Zabezpieczenia.

Określenie strat spadku, obliczenia hydrotechniczne.

Sztolnie.

Ustalenie przekroju. Spad jednostkowy. Wykonanie i pokrycie ścian. Profile i przekroje trasy, okna. Określenie strat spadku.

Urządzenia zabezpieczające.

Zawory, zasuw dolna i górna w rurociągach. Urządzenia zabezpieczające rurociągi przy zwyższe ciśnienia i oscylacjach mas wody.

Urządzenia mechaniczne pomocnicze.

Suwnice hali maszyn. Zasuw dolna i górna turbinowe. Ścianki zakładane. Dźwigi ścianek. Kraty. Oczyszczacze krat.

Kompozycja hali maszyn.

Rozpatrzenie kilku wariantów hali maszyn i placu montażowego.

Rysunki:

- rysunki turbozespołów,
- rysunki pomp,
- schemat automatyki, sterowania i regulacji turbin,
- rysunki ustawienia rurociągów, krzywe naprężeń, krzywe spadków słupa wody, połączenia dylatacyjne.
- rysunki i profile tras sztolni,
- rysunki zasuw i zaworów,
- rysunki koncepcyjne suwnic, dźwigów, ścianek itp.,
- plany i przekroje hali maszyn z uwzględnieniem ustawienia turbozespołów.

V. Część elektryczna.

Wybór napięcia generatorów. Charakterystyki generatorów.

Wzбудnice. Regulacja. Obliczenie stateczności w układzie.

Główny schemat połączeń.

Ustalenie powiązania siłowni z siecią. Wybór napięcia elektrowni według napięć. Wybór napięć podwyższonych. Wybór ilości, mocy i rodzaju transformatorów blokowych oraz sprzęgłowych. Ustalenie głównego schematu elektrycznego (ewentualnie w kilku wariantach). Określenie mocy zwarcia na poszczególnych szynach zbiorczych. Zasilanie potrzeb własnych.

Określenie napięć dla potrzeb własnych. Zestawienie silników i określenie zapotrzebowania mocy potrzeb własnych na napięciu niskim i wysokim. Opis sposobu zasilania potrzeb własnych, normalnego i rezerwowego. Określenie ilości mocy transformatorów dla potrzeb własnych. Rozdzielnia napięcia podwyższonego.

Wybór podstawowej aparatury elektrycznej. Krótki opis sposobu wykonania projektowanej rozdzielni (układ, rodzaj wykonania).

Rozdzielnia napięcia średniego.

Wybór podstawowej aparatury elektrycznej. Krótki opis wykonania projektowanej rozdzielni.

Rozdzielnia niskiego napięcia.

Wybór podstawowej aparatury elektrycznej. Krótki opis wykonania projektowanej rozdzielni. Opracowanie rozdzielni okapturzonych.

Zabezpieczenia elektryczne.

Opis wybranych zabezpieczeń generatorów, transformatorów i linii elektrycznych.

Automatyka.

Omówienie projektowanego stopnia automatyzacji siłowni. Pomiary zdalne. Sterowanie automatyki. Wybór aparatury.

Kontrola elektryczna.

Określenie miejsca ustawienia nastawni. Krótki opis wykonania tablic nastawni i zakres pomiaru. Opis sygnalizacji i blokowania. Określenie potrzebnej mocy prądu stałego i wielkości baterii akumulatorów. Opis schematu prądu stałego.

Oświetlenie elektryczne.

Określenie mocy oświetlenia roboczego i bezpieczeństwa. Sposób wykonania.

Dyspozycja transformatorów.

Opis umieszczenia transformatorów blokowych z uwzględnieniem sposobu transportu i montażu. Umieszczenie transformatorów sprzęgłowych i dla potrzeb własnych.

Połączenia kablowe.

Opis sposobu ułożenia kabli. Kanały kablowe. Kable specjalne.

Kompozycja budynków z uwzględnieniem części elektrycznej.

Rozpatrzenie kilku wariantów rozmieszczenia zasadniczych pomieszczeń i urządzeń części elektrycznej.

Rysunki i tabele:

- rysunki generatorów i silników pomp akumulacyjnych,
- główny schemat elektryczny (ewentualnie kilka wariantów),
- schemat zasilania potrzeb własnych,
- rozdzielnia napięcia podwyższonego (rzut poziomy i przekroje charakterystyczne) w skali 1 : 500 lub 1 : 200, ewentualnie w kilku wariantach,
- rysunki celek rozdzielni,
- rysunki celek rozdzielni niskiego napięcia, rysunki rozdzielni okapturzonych, schemat rozdzielni potrzeb własnych z obwodami prądu stałego,
- schemat zabezpieczeń i pomiarów,
- schemat automatyki, schemat rozwinięty,
- główna nastawnia, widok pół,
- rysunki pomieszczeń transformatorowych,
- rzuty i przekroje głównego budynku siłowni z umieszczeniem urządzeń elektrycznych (transformatorów blokowych, sprzęgłowych, potrzeb własnych, rozdzielni wszystkich napięć, nastawni, kanałów kablowych),
- tablice zbiorcze obliczeń i zestawień.

V. Urządzenia ogólnopomocnicze.

Laboratorium.

Opis ewentualnego laboratorium.

Łączność i sygnalizacja.

Opis przewidzianej łączności.

Warsztaty elektryczne.

Opis warsztatu montażowego i placu montażowego.

Określenie wielkości i wyposażenia.

Gospodarka olejowa dla całego zakładu.

Opis pomieszczeń i zbiorników.

Rysunki:

- plan sytuacyjny budynków siłowni w skali 1 : 200 lub mniejszej z zaznaczeniem omawianych pomieszczeń.

VII. Załoga i osiedle.

Załoga.

Omówienie i uzasadnienie ilości potrzebnego personelu technicznego, ruchomego, wartowniczego i biurowego.

Osiedle i urządzenia socjalne.

Opracowanie zagadnienia budowy osiedla. Projekt koncepcyjny jego rozwiązania.

Rysunki:

- plan sytuacyjny osiedla,
- projekty koncepcyjne budynków mieszkalnych.

VIII. Organizacja robót.

Plan robót.

Omówienie czasokresów, rozmiarów. Organizacja. Urządzenia pomocnicze.

Mechanizacja. Sprzęt. Zestawienia materiałowe.

Plac budowy.

Organizacja placu budowy. Budynki pomocnicze i przejściowe.

Przestrzenie.

Załoga budowlana i montażowa.

Analiza robót w czasokresach. Zestawienie ilości pracowników w czasokresach.

Harmonogramy.

Harmonogramy wykonawstwa inwestycji. Harmonogramy dostaw.

Omówienie.

Rysunki:

- plan placów budowy,
- rysunki urządzeń budowlanych (produkcja betonu, szopy itp.),
- schematy funkcjonalne robót,
- tabele i zestawienia.

IX. Kosztorysy i zestawienia.

Zestawienia.

Zestawienia wstępne materiałów i aparatury dla budowy całej siłowni. Analiza. Omówienie.

Kosztorysy.

Wstępne kosztorysy materiałów przeznaczonych dla inwestycji.

Wstępne kosztorysy sprzętu budowlanego i robocizny. Analiza kosztorysów materiałów i aparatów przeznaczonych dla wykonania inwestycji. Plan finansowy z rozbiorem na lata. Analiza.

X. Porównanie alternatyw i ich wybór.

Omówienie rozwiązań części maszynowej, konkluzje i wybór.

Omówienie rozwiązań części budowlanej, konkluzje i wybór.

Omówienie rozwiązań części mechanicznej, konkluzje i wybór.

Omówienie rozwiązań części elektrycznej, konkluzje i wybór.

Dane porównawcze. Wskaźniki ekonomiczno-techniczne. Określenie orientacyjnych kosztów budowy. Koszt 1 kW zainstalowanego, 1 kWh zainstalowanej, 1 kWh wyprodukowanej itp.

Porównanie kosztów poszczególnych alternatyw.

Zbiorcze tabele dotyczące wskaźników i danych charakterystycznych.

Uwagi końcowe.

Projekt instrukcji ujmuje w zasadnicze ramy zakres poruszanych tematów umożliwiających prawidłowe wykonanie dokumentacji.

Instrukcja nie obejmuje i nie może obejmować:

— projektu jazu, zapory, śluzy i zbiorników, które nawet jeżeli są budowane wspólnie ze względu na swo-

je rozmiary, złożoność zagadnień i skomplikowanie obliczeń, wymagają osobnego choć równoległego projektu,

— projektu całości zespołu siłowni wodnych budowanych na jednej rzece lub ujętych w jeden system hydro-energetyczny;

— projektu podstawy napowietrznych, prawie całkowicie ujętych w rozwiązania typowe i tworzących z reguły osobny projekt.

Zachowanie proponowanej kolejności, jak i sposobu opracowania poszczególnych punktów powinno zagwarantować zachowanie przejrzystości projektu.

Należy podkreślić konieczność utrzymania zwięzłości tekstu dla ułatwienia wyciągnięcia wniosków. Obliczeń nie powinno się przytaczać w całości, zaś wyniki należy ujmować w tablice, omawiające metody obliczeń.

Przyjęta kolejność wydaje się być najszluszniejszą, choćby ze względu na kolejność przystępowania do robót. Kwestia ciężaru gatunkowego poszczególnych punktów jest rzecz jasna uzależniona od rozmiarów projektu.

Niektóre punkty, pomimo szerokiego zakresu lub nieustalonego charakteru, zostały wciągnięte w inne rozdziały: zagadnienia transportu umieszczono w części budowlanej, co nie powinno psuć całości układu przy jednoczesnym zachowaniu zwięzłości.

Część II nazwano badawczą ze względu na fakt, iż zadanie projektującego ogranicza się wyłącznie do usystematyzowania, przeprowadzenia koniecznych obliczeń i wyciągnięcia wniosków na podstawie danych wyjściowych niezależnych zupełnie od człowieka.

Podany zakres rysunków jest tylko wskazówką. W pozycjach poszczególnych rozdziałów dozwolona jest pewna swoboda. Dla naświetlenia podajemy, że w poszczególnych rozdziałach powtarzające się rysunki koncepcyjne poszczególnych części budynków mogą być umieszczone na jednym wspólnym rysunku, byleby uwzględniały one i dostatecznie objaśniały rozwiązania poszczególnych pozycji.

(dokończenie nastąpi)

INŻ. BOLESŁAW RUDNICKI

o zmniejszeniu kosztów budowy siłowni wodnych

Bogate doświadczenia radzieckie zdobyte w okresie pięcioletniego planu gospodarczego 1946—1950 r. na odcinku budowy siłowni wodnych zostały podsumowane w szeregu artykułów, zamieszczonych na łamach czasopisma „Gidrotechničeskoe Stroitelstwo”¹⁾. Pomimo ogromnego wzrostu zakresu robót obejmujących budownictwo siłowni wodnych i zastosowania w szerokim zakresie mechanizacji, koszty obniżyły się tylko nieznacznie i w dalszym ciągu są niedopuszczalnie wysokie. Fakt ten stanowi tło wypowiedzi wybitniejszych inżynierów radzieckich, a celem niniejszego artykułu jest zebranie i udostępnienie polskim czytelnikom wysuwanych przez nich wniosków.

* * *

Studia, projektowanie oraz budowa siłowni wodnych aż do ukończenia montażu maszyn i ich odbioru powinny być prowadzone pod kątem widzenia zmniejszenia kosztów, oczywiście przy uwzględnieniu w dostatecznym stopniu stawianych wymagań technicznych.

W warunkach planowej gospodarki socjalistycznej, na czoło zagadnień wysuwa się rozwiązywanie problemów wodno-energetycznych wspólnie z innymi resortami. Ogólnopństwowy efekt gospodarczy, osiągany wskutek wyzyskania nie tylko energetycznych ale i pozostałych wartości rzeki przez wszystkie zainteresowane resorty, zmierza do zwiększenia opłacalności inwestycji. Szablonowe podejście do tej sprawy doprowadza do rażących błędów.

I tak, w dotychczasowych projektach zbyt mało uwagi poświęca się sprawie opłacalności budowanych zbiorników; w większości wypadków zwraca się główną uwagę tylko na szkody, jakie gospodarce państwowej przynoszą zalewy, nie podkreśla się zaś w dostatecznej mierze osiągalnych dzięki nim korzyści (np. melioracja, gospodarka rybna itp.).

Prawidłowe rozwiązanie koncepcyjne, wybór rzeki i ustalenie korzystnych odcinków, najpełniejsze wykorzystanie dogodnych warunków hydrologicznych, topograficznych i geologicznych, dostosowanie się do warunków odbioru i sieci, wykorzystanie w możliwie wysokim stopniu paramentów eksploatacyjnych siłowni lub piętrzenia, oraz zbiorników — oto są czynniki zmierzające do zaoszczędzenia niepotrzebnych kosztów zarówno robocizny, jak i materiałów.

W związku z powyższym należy specjalny nacisk położyć na techniczno-ekonomiczne opracowanie wstępne, na koncepcyjne rozwiązania wyzyskania rzek i na projekty wstępne poszczególnych stopni. W miarę postępu zabudowy rzek następuje coraz lepsze wyrównanie odpływu i z tego względu zwiększają się możliwości energetyczne poprzednio wybudowanych siłowni wodnych. Fakt ten wysuwa niezwykle ważny problem, a mianowicie projektowanie siłowni w ten sposób, aby w pierwszej kolejności uzyskać mniejszą moc, z możliwością dalszej rozbudowy w przyszłości, celem osiągnięcia przewidywanej wyższej mocy i energii. Projektowana rozbudowa nie powinna pochłaniać żadnych kosztów dodatkowych. W zakładach umieszczonych przy zaporze należy wykorzystywać przewidywane w związku z

¹⁾ Nr 7 — 8 1950 r. artykuły inż. inż. Borowoj, Korolewa, Łaupmana i innych.

rozbudową wolne bloki jako upusty i możliwość tę zawczasu uwzględnić, przy obliczaniu rozmiarów głównych przelewów jałowych.

W czasie ostatniej wojny tego rodzaju rozwiązanie zostało zastosowane w szeregu derywacyjnych¹⁾ siłowni na terenie Azji Środkowej, gdzie wybudowano kanał o zmniejszonym profilu i zaprojektowano część bloku siłowni, w której na razie nie ustawiono urządzeń maszynowych, a tylko prowizoryczny przelew jałowy.

Następnym zagadnieniem o znaczeniu ekonomicznym jest sprawa możliwie szybkiego wprowadzenia siłowni do eksploatacji, nawet kosztem częściowego tylko wyzyskania mocy i spadu. Wiele projektów, które powstają obecnie, biorą poważnie pod uwagę tego rodzaju możliwości i przewidują uruchomienie siłowni przed całkowitym zakończeniem budowy. Z tym zagadnieniem wiąże się sprawa piętrzenia przy pomocy prowizorycznych budowli piętrzących, których cechami musi być: taniść, łatwość budowy, łatwość rozbioru i możliwość wielokrotnego użycia. W tym celu stosuje się komorowe ścianki szczelne.

Przy projektowaniu dużych obiektów rzecznych należy zastanowić się poważnie nad wyborem sposobu przeprowadzenia budowy, a mianowicie czy zastosować:

— stopniową rozbudowę betonów budowli piętrzącej w korycie rzeki przy użyciu przegród prowizorycznych, czy też — wspólną grodzę.

Doświadczenia radzieckie wskazują na korzyści wypływające z zastosowania pierwszego sposobu. Możliwość szybkiej budowy i rozbioru przegród prowizorycznych pozawia budowę wspólnej grodzii głównego celu, jakim jest skrócenie czasu budowy. Jak wynika z porównania kosztów, sposób pierwszy jest tańszy, gdyż wspólna grodzia wymaga dużych dodatkowych objętości robót ziemnych, związanych z przerzuceniem koryta rzeki. Poważnym hamulcem w rozpowszechnieniu stosowania w szerokim zakresie ścian komorowych (prowizoryczne przegrody, urządzenia do gąszenia energii, nadbrzeża itp.) jest brak znormalizowanych kształtowników do ich wykonania.

Autorki radzieccy nawołują do:

- możliwie szybkiego nastawienia ciężkiego przemysłu na produkcję kształtowników wg ustalonego asortymentu ze stali gwarantującej długi okres używalności,
- wprowadzenia (jako obowiązującej) metody zabijania i rozbioru ścian przy pomocy wibrowania,
- przeprowadzenia studiów nad warunkami pracy tego rodzaju urządzeń i sprecyzowania metod obliczeń technicznych.

* * *

Budownictwo wodne jest najmniej zbadaną gałęzią budownictwa i z tego tytułu kryje w sobie duże rezerwy i możliwości zmniejszenia kosztów inwestycyjnych.

Można z grubsza uchwycić główne tendencje zmierzające do znaczniejszych oszczędności.

Rozplanowanie obiektów.

Należy dążyć do zwartego rozplanowania poszczególnych obiektów, mając głównie na celu zmniejszenie komunikacji technologicznej i objętości robót. Przy obliczaniu zdolności przepustowych obiektu dla wód powodziowych, należy wziąć pod uwagę wszystkie możliwości jak: śluzy, płuczki, upusty, turbiny, a zwłaszcza uwzględnić wpływ wyżej położonych zbiorników (nie uwzględnienie powyższego doprowadziło w jednej z siłowni radzieckich do przeinwestowania ponad 16 mln. rubli).

Jeśli chodzi o zwartość rozplanowania, najwyższe wymagania muszą być postawione budynkom siłowni, w związku z czym staje się konieczne rozpracowanie nowych norm w oparciu o wymiary ostatnich typów turbosopół.

Niedopuszczalnym jest nieusprawiedliwione zwiększanie kosztów obiektu, przez wprowadzenie rezerwy w wyposażeniu i objętości robót. Należy dążyć do najprostszego rozwiązania (uproszczenie schematu elektrycznego, zmniejszenie ilości wyposażenia pomocniczego, poniechanie budowy niezbyt potrzebnych pomieszczeń itp.).

¹⁾ z doprowadzeniem wody kanałem lub rurociągiem.

Projektowanie.

Zbyt słabo zaznacza się dotychczas rola projektowania przy wprowadzaniu nowych materiałów budowlanych i nowych metod prowadzenia robót. Jako przykład może posłużyć choćby beton wstępnie prężony, wprowadzony od dawna w technice budowlanej, a nie stosowany dotychczas w budownictwie wodnym.

Mechanizacja robót opiera się w pierwszym rzędzie na wyposażeniu typowym. Jednakże jest dużo robót stanowiących poważną pozycję w kosztach budowy, które muszą być wykonywane ręcznie ze względu na brak maszyn, będącej w stanie tę robotę wykonać. Obowiązkiem projektanta jest zaprojektować odpowiedni sprzęt budowlany, jeżeli wprowadzenie go obniży koszt budowy. Poważne oszczędności można osiągnąć, gdy projektant poświęci więcej uwagi racjonalnemu doborowi materiałów budowlanych. Prawidłowe i oszczędne operowanie materiałami deficytowymi, zamiana drogich materiałów materiałami miejscowymi, staranny dobór np. odmian betonów dla poszczególnych partii budowy w zależności od potrzeb technologicznych oraz stosowanie odpowiednich profili żelaznych w konstrukcjach stalowych — wszystko to prowadzi do dużych osiągnięć w dziedzinie oszczędności.

Stosowane metody obliczeń technicznych, ze względu na swoją niedoskonałość, powodują znaczne przerosty w objętościach robót. Ponieważ przerosty te odgrywają zasadniczą rolę w ekonomice inwestycji wodnych, należy zająć wyraźniejsze stanowisko odnośnie tych zagadnień. Nowe badania naukowe i doświadczenia zdobyte na podstawie praktyki wyraźnie zmierzają do obalenia wielu stosowanych od dawna i uznanych norm. Do takich przerostów należy np. wzór Laine'a, dotychczas powszechnie stosowany do wyznaczania drogi filtracji, który zastąpiono obecnie metodą akademika N. N. Pawłowskiego.

Poniżej przytaczamy kilka dalszych uwag zmierzających do głębszej analizy stosowanych obliczeń.

a) Zapory betonowe na skalnym podłożu liczone są w sposób nie odpowiadający fizycznej istocie zjawiska.

Słuszny w zasadzie wzór określający współczynnik stateczności

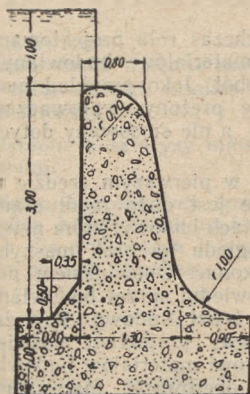
$$K = \frac{f(P - W)}{E}$$

gdzie P — składowa pionowa,
 W — składowa unosząca,
 E — suma sił poziomych,
 f — współczynnik tarcia betonu o podłoże —

jest w praktyce wypaczany przez przyjęcie a priori współczynnika stateczności $K = 1,0$ — $1,1$ dla sił stale działających i $K = 0,9$ — $1,0$ dla sił katastrofalnych, przy współczynniku tarcia $0,65$ — $0,75$. Ten sposób obliczeń nie uwzględnia sił przyczepności betonu do skały, jak również wytrzymałości na ścinanie skalnego podłoża. Słuszniejszym więc wydaje się w danym wypadku wprowadzenie obliczeń na ścinanie (betonu lub skały w zależności od tego co jest słabsze), stosując w wypadku spekanego podłoża wzmocnienie warstwy powierzchniowej przy pomocy cementacji, a nawet częściowego zbrojenia. Niebezpieczeństwo ścinania skały silnie maleje w głębszych warstwach.

b) Do chwili obecnej przy wyznaczaniu profilu betonowej zapory przyjmuje się zasadę nie dopuszczania naprężeń rozciągających w betonie. Przeprowadzone badania wykazują bez wszelkiej wątpliwości, że nawet w niekorzystnych podwodnych warunkach, gdy przez beton filtruje się pod ciśnieniem woda, można dopuścić naprężenia rozciągające o wartości 3 — 7 kg/cm² (zależnie od gatunku betonu). W Azji Środkowej zbudowano zapórę betonową o spadzie 4 m. Jak wynika ze szkicu (rys. 1) muszą w niej istnieć naprężenia rozciągające przy koronie. Zapora ta zdała całkowicie egzamin i od kilku lat nie wykazuje żadnych uszkodzeń.

Jeśli chodzi o konstrukcje żelbetowe, znajdujące się pod naporem wody, przyjmuje się dotychczas, że powstawanie spekań prowadzi do zniszczenia konstrukcji, gdyż zwiększenie filtracji powoduje rdzewienie zbrojeń. Projektowanie w myśl tej zasady prowadzi do nadmiernego zwiększenia zbrojeń pracujących w warunkach niedociążenia, względnie do zwiększenia objętości betonu.



Rys. 1.

Powstaje więc pytanie, czy przy próbach tego rodzaju konstrukcji nie należałoby uważać raczej naprężeń niszczących jako miernika wytrzymałości, zamiast naprężeń powodujących spękania. Stare projektowanie i możliwie dokładne obliczenia mogą doprowadzić do 20% oszczędności betonu, w stosunku do objętości obliczanych wg norm dotychczasowych.

c) Umocnienie dna poniżej urządzeń do gaszenia energii (risberma) jest wyznaczane na podstawie badań laboratoryjnych na modelu. Długość tego

umocnienia zwykle waha się w granicach od 4 H do 10 H. Jako główne kryterium przy wyznaczaniu tej długości przyjmuje się warunek, że poza tym umocnieniem będzie odbywał się spokojny ruch wody, nie wykazujący niszczącego działania na koryto rzeki.

Do tej sprawy należy podejść z nieco innego punktu widzenia i odpowiedzieć na pytanie: w jakim stopniu ewentualne rozmycie dna może zagrozić stateczności zapory, urządzeniom do gaszenia energii itp. Jeżeli erozja ustabilizuje się na dostatecznej odległości od zagrożonych obiektów, należy uznać, że nie ma niebezpieczeństwa. Szybkość wody nie odgrywa tu żadnej decydującej roli. Konstrukcyjnie najlepiej korzystać z narzutu kamiennego, który samorzutnie układa się na dnie w miarę postępu procesu wypłukiwania, aż do momentu stabilizacji. Możliwy kształt niecki należy ustalić laboratoryjnie.

Siłownie wodne.

Klasyfikacja siłowni wodnych nie została dotychczas zdefiniowana w sposób jednoznaczny. Nie określono wskaźników, wg których należałoby klasyfikację taką przeprowadzić. Pozostawienie dużej dowolności w interpretacji tego zagadnienia doprowadza niejednokrotnie do nieuzasadnionego zwiększania rozmiarów konstrukcji, wyposażenia i zakresu robót.

Na koszt siłowni wodnych wpływają następujące wielkości charakterystyczne:

- spad,
- ilość turbozespołów,
- średnice wirników,
- zewnętrzne średnice poziomych spiral,
- wysokość ssania i głębokość rury ssawnej.

Ze względu na średnicę wirnika najkorzystniej przedstawiają się turbiny typu Kaplana i należy dążyć do ich stosowania nawet dla spadów powyżej 40 m, co zostało praktycznie już osiągnięte. Spirale metalowe o przekroju kołowym wymagają 1,5-krotnego zwiększenia długości bloku w porównaniu do spiral betonowych i z tego względu należy ograniczyć ich stosowanie. Obniżenie rury ssawnej powoduje nie tylko zwiększenie wykopów, ale i objętości betonów w podwodnej części budynku oraz prowadzi do skomplikowania robót.

W związku z kavitacją, rzędna dna rury ssawnej jest określana w pierwszym rzędzie wysokością ssania H_s , która musi być zapewniona przy najniższej rzędnej dolnej wody. Normalnie przyjmuje się najniższą dolną wodę na podstawie krzywej sum czasów trwania przepływów

z zabezpieczeniem 350-dniowym. Bez wielkiej szkody można byłoby stopień zabezpieczenia 300-dniowy uznać za całkowicie wystarczający. Jednocześnie należy postawić wytwórniom turbin wyraźne żądania technologiczne, zmierzające do zmniejszenia współczynników kavitacji. Nawet niewielkie obniżenie tego współczynnika wpływa wybitnie na obniżenie kosztów, gdyż daje możliwość wyższego umieszczenia wirnika.

Przy konstrukcji rur ssawnych przeważnie spotykamy się ze stosunkiem

$$\frac{h}{D} = 1,7 - 2,78.$$

Jednakże wiele zakładów pracuje z również dobrą sprawnością przy charakterystyce

$$\frac{h}{D} = 1,4 - 2,3.$$

Ponieważ problem ten wiąże się ściśle z omówionym powyżej, należy również zalecić wytwórniom przeprowadzenie odpowiednich badań.

Szybkości wylotowe nie mogą być zbyt duże. Spotyka się niekiedy szybkości wylotowe rzędu 3 m/sek. Straty spadu wynoszą wówczas około 0,5 m, co dla małych spadów jest poważną pozycją. Przy tak dużych szybkościach, w poszczególnych miejscach szybkości denne dochodzą do 7 m/sek i powodują znaczną szkodę.

W celu skrócenia wału turbozespołu oraz zmniejszenia podwodnej i nadwodnej części budynku, zastosowano obecnie górne łożysko nośne oparte o pokrywę generatora parasolowego.

Wyraźnie zaznacza się poza tym dążność do ujednolnienia metod optymalnego wyboru ilości agregatów w powiązaniu z kosztami budynku i sprawnością turbin.

Montaż turbozespołów jest odrębnym zagadnieniem. Prawidłowa organizacja montażu i racjonalny rozdział czynności może doprowadzić nie tylko do poważniejszych oszczędności, ale i do przyspieszenia postępu robót.

Organizacja placu budowy.

Na podstawie analizy projektów można stwierdzić, że poważną pozycję kosztów zajmują budynki mieszkalne dla robotników zatrudnionych przy budowie oraz budynki techniczne, jak: magazyny, składy cementu, wytwórnie betonu, warsztaty, garaże samochodowe itp. Wszystkie te budynki mają charakter czasowy i są niezbędne tylko w okresie trwania budowy. Kubatura ogólna tych budowli sięga nieraz 14—16% całkowitej kubatury budowanego obiektu i stan ten jest zupełnie niedopuszczalny.

Należy dążyć w pierwszym rzędzie do posługiwania się typowymi barakami rozbiernymi dla zapewnienia mieszkań robotnikom i budować centralne magazyny na miejscach budowy dla równomiernej i nieprzerwanej dostawy materiałów.

* * *

Niesposób jest wyczerpać w krótkim artykule wszystkich zagadnień poruszanych przez fachowców radzieckich.

W obliczu ogromnych zadań czekających nas w okresie Planu 6-letniego, jeżeli potrafimy zjednoczyć wysiłki naszej nauki z wysiłkami praktyki, jak to czynią ludzie radzieccy, nie napotkamy na większe trudności w osiągnięciu zamierzonych celów.

„Mądrze chwytaście tę wodę,

którą dostarczają opady”

(Dokuczajew)

DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO

INŻ. ROMAN STOBNICKI

Maszyny do robót ziemnych w budownictwie wodno-melioracyjnym

(dokończenie)

Koparki pływające zależnie od konstrukcji rozróżniamy:

- koparki pływające z czerpakiem szczękowym,
- „ „ wieloczerpakowe kubelkowe,
- „ „ ssąco-tłoczące tzw. refulery.

Koparki pływające z czerpakiem szczękowym są używane przy regulacji rzek i kanałów. Maszyny te ustawione na odpowiednich pływakach (bądź pojedynczych, bądź podwójnych — bliźniaczych), zamkniętych lub otwartych u góry pontonach, czerpią za pomocą czepaków szczękowych grunt z dna rzeki lub kanału i wyladowują go bezpośrednio na brzegi lub na środki transportowe. Wydajność tych koparek z powodu wypływania gruntu z czepaka spada nawet do 60% w porównaniu z wydajnością koparki lądowej, pracującej w gruncie bez wody.

Regulacja głębokości brania gruntu przez czepak jest poważnie utrudniona ze względu na duże stosunkowo wahania pływaków — pontonów w czasie bagrowania oraz ze względu na konieczność stałych sondowań i pomiarów głębokościowych. Jest to powodem nierzadkich przegłębień niwelety dna i trudności dokładnego wyrównania dna rzeki lub kanału wg żadanego profilu i spadku.

W zależności od objętości czepaka (0,5—1,5 m³) wydajność dzienna koparki waha się w granicach od 700 do 1500 m³ ziemi, z tym jednak zastrzeżeniem, że materiał będzie wyladowywany bezpośrednio na brzegach rzek lub kanałów. Gdy ramię koparki nawet wydłużone nie starczy na wyladowanie bezpośrednie na brzegi — należy użyć dodatkowych środków transportowych na przewożenie ukopanej ziemi, co jednak powoduje dalsze (nawet trzykrotne) zmniejszenie wydajności koparki.

Ten typ koparki pływającej jest bardzo popularny i bodaj najbardziej wydajny ze znanych pogłębiarek pływających doby obecnej i może być stosowany przy różnorodnym materiale, nawet przy dnie kamienistym i z korzeniami.

Koparki pływające wieloczerpakowe — kubelkowe umieszczane są na dwóch bliźniaczych pływakach, rozsuniętych na szerokość łańcucha wraz z kubelkami.

Ze względu na siłę pociągową dzielą się na:

- koparki z silnikami benzynowymi,
- „ „ ropnymi (Diesla),
- „ „ elektrycznymi,
- „ „ parowymi.

Silniki benzynowe używane są w koparkach małego typu, obecnie nawet przy małych koparkach stosuje się silniki dieslowskie lub elektryczne.

Starsze i większe koparki o mocy ponad 30 KM posiadają silniki parowe. Te ostatnie, z uwagi na poważny ciężar maszyn parowych, są obecnie rzadko używane.

Kubelki stosowane w koparkach wieloczerpakowych posiadają pojemność od 10 do 25 litrów lub nawet większą. Silniki zazwyczaj mają moc od 5 do 20 KM. Do prac melioracyjnych przy regulacjach rzek i kanałów stosowane są koparki o wielkości kubelków od 10 do 20 litrów, przy mocy silników od 5 do 50 KM. Są to wielkości bodaj najodpowiedniejsze ze względu na wymiary pływaków, dostosowane do szerokości rzek niespławnych. Wydajność dzienna tego typu koparek waha się od 200 do 1000 m³ dziennie — przy odpowiednio zorganizowanych środkach transportujących ukopaną ziemię.

Środkami transportującymi są: transportery pasowe — gumowe, rynny żelazne na pływakach i rury żelazne.

Transportery przyjmują ziemię ukopaną i przez swój ruch posuwany przesuwają ją i wyladowują na brzegi rzeki lub kanału.

Urządzenie rynnowe lub rurowe wymaga splukiwania ukopanej ziemi za pomocą wody tłocznej przez specjalnie w tym celu zainstalowane na koparce pompy.

Do zalet koparek wielokubelkowych należy zaliczyć:

- łatwość użycia oraz prostota konstrukcji,
- łatwość holowania po wodzie, które odbywa się za pomocą lin z brzegu rzeki lub za pomocą śruby mechanicznej albo też przy pomocy holownika,
- możliwość kopania rzek do 1,5 m głębokości (w zależności od stanu wody),
- możliwość uzyskiwania pożądanych głębokości i równomierności wybierania (pogłębiania) dna rzeki lub kanału,
- łatwość zmiany głębokości bagrowania w czasie pracy koparki.

Do wad tego typu koparek należą:

- ograniczona szerokość kopanej kinety dna rzeki lub kanału ze względu na znaczne szerokości pływaków bocznych, ograniczających ruch ku brzegom,
- ograniczona możliwość stosowania koparki przy dnach kamienistych lub z korzeniami,
- mała wydajność pracy przy namulach rzadkich, ilastych,
- trudności przy wyladunku ziemi lepkiej, kleistej, z kubelków przy małej ich stosunkowo objętości,
- stosunkowo szybkie zużywanie się łańcuchów nośnych — kubelkowych, jak również samych kubelków, przez stale nieuniknione tarcie ich o szorstki grunt dna,
- ograniczony lub zgoła niemożliwy przejazd pod niskimi mostami ze względu na stosunkowo znaczne wysokości części nadwodnych koparki,
- mała stateczność maszyny nawet przy zakotwieniu jej o dno lub brzeg rzeki,
- trudności transportu lądowego — uciążliwe ładunki i wyladunki maszyny na środki transportowe,
- utrudnione dowozy materiałów pędnych czy opałowych oraz części maszyn.

Koparki pływające ssąco-tłoczące, tzw. refulery, posiadają maszyny przeważnie o napędzie motorowym dieslowskim lub przy większych rozmiarach — o napędzie parowym.

Całe urządzenie maszynowe spoczywa na pontonie (na jego dnie). Specjalne urządzenie wiatraczkowo—obrotowe miesza grunt na dnie rzeki. Mieszana woda z częściami stałymi gruntu zostaje wessana do rur ssących, a następnie przez rury tłoczne wyrzucona zostaje na brzeg rzeki, gdzie po spłynięciu wody osadza się w postaci namułu.

Urządzenia ssące dają możliwość pogłębiania rzeki na całej jej szerokości.

Zaletami koparek ssących są:

- wszystkie podane wyżej zalety koparek pływających,
- możliwość szybkiego i łatwego wykopania ziemi w całym profilu dna rzeki,
- stosunkowo małe zużycie maszyn i urządzeń ssąco-tłoczących,

- dość znaczna wydajność w pracy, (od 200 do 1000 m³ dziennie), uzależniona od rodzaju materiału na dnie rzeki (piasek, żwir drobnoziarnisty) oraz od przekroju poprzecznego rur ssąco-tłoczących,
- możliwość użycia koparki nawet do przekopów przy regulacji rzek i na stosunkowo płytkich rzekach,

Do wad tych koparek należy zaliczyć:

- ograniczone użycie, uzależnione od rodzaju gruntu w podłożu dna rzeki (przy ile, miedzie — nie nadają się wcale lub w małym stopniu),
- niemożność stosowania w rzekach o dnie kamienistym lub z korzeniami.

Koparki tego typu są bardzo popularne przy pracach melioracyjnych, szczególnie przy konserwacji, renowacji lub regulacji rzek i kanałów.

* * *

Przy regulacjach dużych rzek i kanałów na dużych odległościach koniecznym się staje zorganizowanie wzdłuż rzeki odpowiednio urządzonych i wyposażonych magazynów materiałowych w okresie przed rozpoczęciem prac regulacyjnych przy pomocy koparek.

Roboty ziemne przy pomocy koparek pływających z zasady prowadzi się z góry rzeki z kierunkiem prądu. Tak pomyślana organizacja daje w wyniku lepsze warunki pracy dla samej koparki, ze względu na istnienie większej głębokiej wody, korzystnej dla zanurzenia pływaków.

Nakładacze.

W ostatnim dwudziestolecu ogromnie rozpowszechniły się specjalne maszyny do robót ziemnych — zwane nakładaczami lub nagarniaczami. Nagarniacze są to maszyny, które nagarniają lub nabierają odspojony lub sypki materiał ziemny i transportują go na wozidła służące do odwożenia.

Nakładacze dzielimy na:

- nakładacze koparkowe — na gąsienicowym podwoziu,
- nakładacze ślimakowe z kubelkami na gąsienicowym podwoziu i na podwoziu kołowym na pneumatykach,
- nakładacze łopatowe, nakładające materiał ziemny od czoła lub przez głowę,
- nakładacze tunelowe na torze lub na gąsienicach, nakładające materiał ziemny przez głowę na pas transportowy.

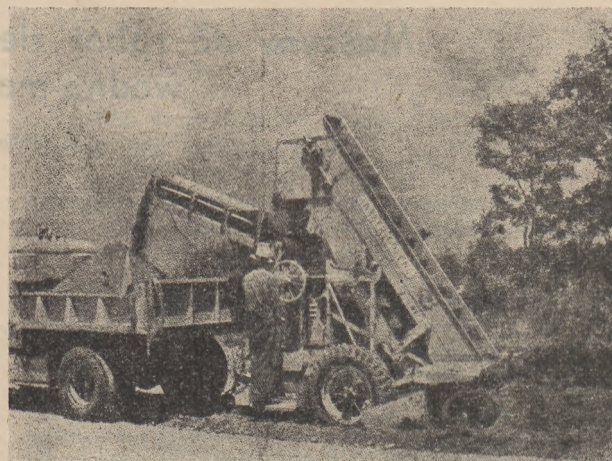
* * *

A. Koparkowy nakładacz składa się z urządzenia odspajającego oraz transportera.

Za pomocą szerokiego noża, regulowanego na różne głębokości ścinania terenu, ziemia zostaje odspojona, a następnie przesunięta za pomocą transportera do jadących za poruszającym się nakładaczem wozidła.

Nadmierne gromadzenie się plastycznego gruntu w postaci dużych zwalów i grud przed lemieszem nakładacza utrudnia jego pracę i zmniejsza wydajność. Zbyt suche i drobne piaski ślizgają się po pasie transportera wstecz i również wpływają na zmniejszenie jego wydajności.

Dla uzyskania lepszej wydajności nakładacza winien on poruszać się w terenie po linii spiralnej, kołowej lub ósemkowej. Przy takich ruchach unika się zatrzymań lub cofań nagarniacza.



Rys. 13

Koparkowy nakładacz.

Koparkowe nakładacze są stosowane:

- przy przekopach wielkich powierzchni na małą głębokość,
- przy regulacji rzek i kanałów, szczególnie gdy ziemia z transportera może być bezpośrednio wyładowywana na brzegi tych rzek lub kanałów i wtedy uzyskuje się zwiększenie wydajności od 25 do 35%,
- przy gruntach lżejszych, dających się łatwo odspoić i przesunąć transporterem.

W wypadku transportowania ziemi przez nakładacz na wozidła sprawność jego uwarunkowana jest ciągłością ruchu wozidła. Tab. XIII podaje godzinną wydajność koparkowego nakładacza w różnych gruntach.

B. Ślimakowy nakładacz porusza się na podwoziu gąsienicowym lub kołowym na pneumatykach. Materiał ziemny po rozpulchnieniu zgarniany jest ślimakowymi nożami do poruszających się w płaszczyźnie pionowej kubelków, które unoszą materiał do góry i wysypują do wozidła. Może być używany przy zbieraniu warg rzecznych powstałych przy kopaniu. Ostatnie wydanie tego typu maszyn używane jest również w kamieniołomach

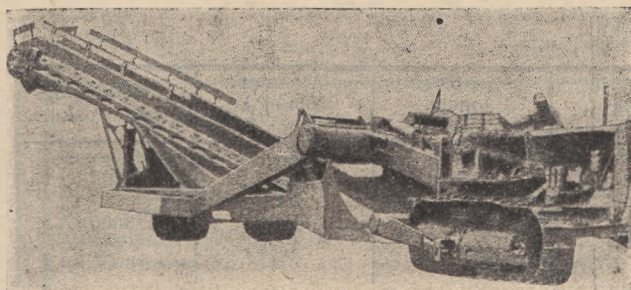
Tablica XIII

Rodzaj ziemi	Ziemie sypkie i dobrze rozpajające się, drobny nie zleżały żwir, ziemia gliniasto-piaszczysta	B. sypkie i łatwo rozpajające ziemie: piasek, rola itp.	Lekkie, wilgotne iły bez grud i kamieni	Ciężkie tłuste iły, zleżałe ziemie, niełatwo rozpajające się	Ziemie, które wymagają przed nakładaniem rozrywania rozrywaczem zleżałe żwir, b. twarde iły
wydajność m ³ /godz. w rodzimym stanie	600	500	400	320	240

Cała maszyna porusza się na podwoziu gąsienicowym i obsługiwana jest przez jednego mechanika, który kieruje sterami ruchu oraz sterem transportera. Przy ziemiach bardzo zleżałych lub przy ciężkich glinach używa się do współpracy spychacza lub dodatkowego traktora, używanego przy nakładaniu i odspajaniu ziemi.

Nakładacze nie używa się w gruntach kamienistych. Są one wygodne przy łatwo rozpajających się gruntach.

lub na składach do ładowania sypkiego oraz drobnoziarnistego materiału. Nakładacze o podwoziu na pneumatykach są bardzo ruchliwe i szybkość ruchu w terenie dochodzi do 35 km/godz. Nadają się szczególnie do ładowania mniejszych kubatur, odwożonych na znaczne odległości. Z uwagi na ich znaczny ciężar nadają się one bardziej na grunty niegrząskie.



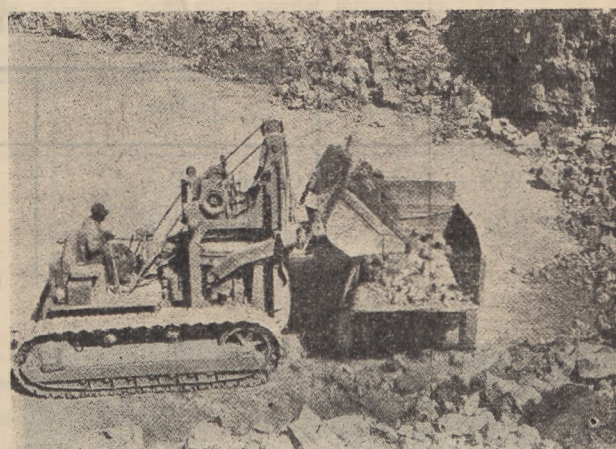
Rys. 14
Slimakowy nakładacz na gąsienicach.

W Tabl. XIV podane są techniczne dane o ślimakowych nakładaczach kubelkowych.

C. Łopatowy nakładacz

Nakładacz łopatowy „od czoła” składa się z normalnego traktora na gąsienicach i z urządzenia nakładającego, łopaty służącej do kopania i nakładania ziemi na wozidła.

Praca nakładacza odbywa się przez podjechanie maszyny do miejsca poboru ziemi, skierowanie ostrza lo-



Rys. 16
Łopatowy nakładacz (ładowanie „od czoła”).

tyłu, gdzie zostaje wyspany do wozidel. Urządzenie to jest wygodne i ekonomiczne, bowiem unika się niepotrzeb-

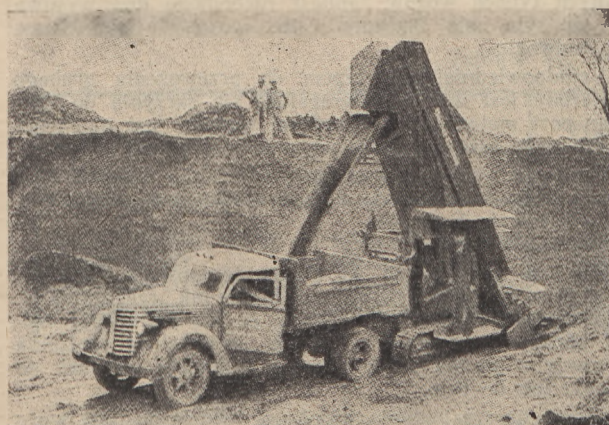
Tablica XIV

Firma	Typ, maszyn	Moc motoru KM	Ciężar maksym. w kg	Wysokość wyładunku w m	Szerok. brania ślimaka m	Typ podwozia	Maksym. szybkość transportera km/godz.	Średnia wydajność m ³ /godz.
Barber Greene	82 A	38	7.250	2,65	2,45	gąsien.	4,5	135
„	552	28	5.600	2,60	2,00	„	4,0	90
„	522	20	3.500	2,33	2,00	pneum.	2,4	45

paty w grunt, naciśnięcie (przez jazdę w przód), nabranie ziemi, uniesienie, obrót ramienia wraz z łopatą i wyspanie do wozidel.

nych obrotów maszyny. Mogą być używane przy pracach melioracyjnych przy budowie wałów i przy regulacji rzek w przekopach.

W tab. XV podane są dane techniczne dotyczące nakładaczy „przez głowę”. (str. 102).

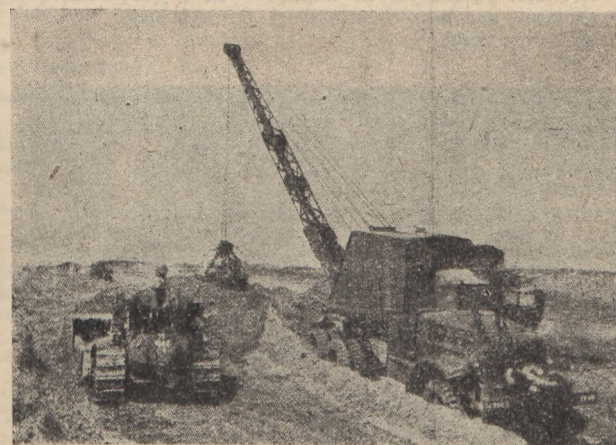


Rys. 15
Slimakowy nakładacz na pneumatykach.

Nakładacze łopatowych tego typu używa się głównie przy ładowaniu grubego materiału, jak kamienie, węgiel, kostki drogowe itp. i przy dowożeniu składników do betonowania, jak piasku i żwiru.

Przy robotach melioracyjnych mogłyby być one stosowane przy masowych kubaturach skoncentrowanych, a więc przy budowie wałów, kanałów i przy przekopach.

Nakładacze łopatowe „przez głowę” różnią się od poprzednio omówionych tym, że materiał nabrany przenoszony jest w łopacie nad całą maszyną od przodu do



Rys. 17
Łopatowy nakładacz (ładowanie „przez głowę”).

D. Łopatowy nakładacz tunelowy.

Maszyna porusza się na podwoziu gąsienicowym lub też po torze kolejowym. Łopata jest umocowana na obrotowym urządzeniu, które jest niewysuwane. Grunt nakłada się przez pochylenie całej maszyny. Wyładowywanie łopaty odbywa się tu również „przez głowę” na pas transportowy, który przesunął materiał do tyłu, do wozidel. Motor poruszany jest elektrycznością lub sprężonym powietrzem. Łopatowy nakładacz tunelowy nie nadaje się do prac melioracyjnych.

TABLICA XV

Firma i znak fabryczny	Traktor	Objętość łopaty m ³	Szerokość łopaty m	Wysokość wyładunku m	Przybliżony ciężar w kg.
ATHEY W 4 — 5	Caterpillar D 4	0,76	1,37	2,25 2,75	3200
ATHEY 8 H	Caterpillar D 8	2,85	2,75	2,45 4,50	8800



Rys. 18.

Łopatowy nakładacz tunelowy.

Urządzenia do transportu ziemi na duże odległości.

Do przewożenia ziemi na duże odległości używa się kolejek, samochodów lub też specjalnie do tego celu przystosowanych wozów terenowych — ciągniętych traktorami.

Wozy terenowe muszą spełniać następujące warunki: — pokonywanie dużych odległości, łatwość w ładowaniu, silna konstrukcja (ze względu na uderzenia ładowanego materiału), szerokie i duże koła ogumowane, zezwalające na poruszanie się bez większych oporów po terenach piaszczystych, małonośnych i grząskich, posiadanie specjalnych urządzeń do szybkiego wyładunku ziemi.



Rys. 19

Wóz terenowy o pojemności 12 m³

Istnieją dwa typy wozów terenowych:

- z dnem wysuwającym (zasuwa) tzw. „Bottom dump”
- ze skrzynią przewracaną do tyłu tzw. „Rear dump”.

Terenowe wozy posiadają albo własny napęd lub też są ciągnięte jednoosiowym albo dwuosiowym traktorem.

Wozy z własnym motorem napędowym posiadają daszki, chroniące obsługę i motor w czasie ładowania wozu, przed zasypaniem przez ziemię ładowaną. Ponadto to posiadają silne zderzaki, konieczne przy popychaniu przez dodatkowy traktor, w wypadku zagrążenia wozu w terenie grząskim.



Rys. 20

Wóz terenowy z dnem wysuwającym.

Objętość skrzyni terenowych wozów waha się w granicach od 8 do 33 m³, przy mocy motoru dochodzącej do 575 KM.

Ładowanie wozów terenowych odbywa się za pomocą koparek lub nakładaczy. Wozy z wysuwaną kłapą w dnie używane są do rozwożenia ziemi, żwiru przy maksym. wielkości grud do 15 cm. Wielkość otworu w dnie daje się odpowiednio regulować, co umożliwia wyładowywanie wozu w czasie ruchu na żadaną grubość warstwy. W niektórych typach wozów zamiast ruchomego dna wysuwa się do tyłu cała skrzynia a dno pozostaje nieruchome na podwoziu.

Najodpowiedniejszym typem do przewożenia grubego materiału jest wóz z wywracającą się skrzynią do tyłu. Transport materiałów terenowymi wozami jest najekonomiczniejszy przy odległościach przewozu ponad 500 m.

Terenowe wozy nie wymagają specjalnie dobrych dróg ani liczego personelu do obsługi i łatwo pokonują znaczne wzniesienia terenowe.

Rozwożące wozy „dumpery”

Wozy te podobne są do wozów terenowych. Wyposażone są w skrzynie wywrotne, podobnie jak „rear dump’y”. Skonstruowane są w ten sposób, że nie potrzebują czynić obrotów w terenie, a jedynie przez obrót siedzenia kierowcy z przodu do tyłu, wozy zmieniają kierunek do przodu lub do tyłu.

Celem nieprzesłaniania widoku w jeździe do tyłu, wozy tego typu nie posiadają hudek kierowcy. Zmiany kierunków jazdy, jak również wychylania skrzyni w czasie wyładowywania, dokonywane są przez kierowcę przez odpowiednie przesuwanie dźwigni mechanizmu.

Objętość skrzyni w tego rodzaju wozach waha się w granicach od 2 do 5 m³.

Szybkość jazdy wynosi 15—25 km/godz. Napęd motorów przy wozach małych jest benzynowy. Przy większej objętości skrzyni, stosuje się przeważnie motor systemu Diesla.

Użycie tych wozów jest wskazane przy szczupłości rozmiarów miejsca poboru ziemi, gdzie są utrudnione obroty i manewry.

Ze względu na mocną i szczelną konstrukcję skrzyni (przeważnie ze stalowych blach), wozy te mogą być używane do przewozu rzadkich materiałów, jak beton, wapno, wilgotny piasek itd.

Tablice XVI — XX podają dane charakterystyczne, dotyczące wozów terenowych.

Tablica XVI Typy wozów terenowych.

Firma i cecha wozu	Typ i jego nazwa	Znak motoru	Moc w KM na haku
Euclid, 25 FDT — 58 W	Bottom dump	HB—600 Cummins	150
Euclid, 27 FD	Rear dump	6 HBJD Cummins	150
Caterpillar, DW 10+W10	Traktor+wagon	Caterpillar DW 10	100
Le Tourneau, W 210	Tournatrailer	Tournapull—Super „C”	150

Tablica XVII — Szybkość poruszania się w km/godz.

Firma i cecha wozu	1 szybkość	2 szybkość	3 szybkość	4 szybkość	5 szybkość	Ruch wstecz.
Euclid, 25 FDT—58W	4,0	8,2	15,0	26,6	42,0	5,3
Euclid, 27 FD	3,4	6,7	12,6	22,0	35,0	4,3
Caterpillar, DW 10+W10	4,3	8,0	12,8	19,5	29,0	5,3
Le Tournatrailer W 210	4,2	7,1	13,0	24,0	—	3,5

Tablica XVIII — Spady terenu, które mogą być pokonywane przez wóz terenowy typu Euclid 25 FDT — 58 W (Bottom dump).

	1 szybkość	2 szybkość	3 szybkość	4 szybkość	5 szybkość	Ruch wstecz.
Szybkość	4,0	8,2	15,0	26,6	42,0	5,3
Spady przy próżnym wozie	22%	22%	14%	7%	4%	22%
Spady przy napełnionym wozie	22%	11%	5%	4%	—	19%

Tablica XIX — Spady terenu, które mogą być pokonywane przez wóz terenowy typu Euclid 27 FD (Rear dump).

	1 szybkość	2 szybkość	3 szybkość	4 szybkość	5 szybkość	Ruch wstecz.
Szybkość	3,4	6,7	12,6	22,0	35,0	4,3
Spady przy próżnym wozie	35%	35%	20%	10%	6%	35%
Spady przy wozie naładowanym	38%	18%	9%	4%	2%	29%

Tablica XX — Nośność terenowych wozów

Typ wozu	Typ napędu	Sposób wyładunku skrzyni	Nośność t	Objętość skrzyni m ³	Objętość nasypu ziemi m ³	Ciężar własny wozu t	Ciężar załadowanego wozu t
Euclid—25 FDT—58W	traktor dwuosiowy	otwierane dno	18,5	10,25	11,3	14,7	33,2
Euclid, 27 FD	własny motor	wywrót do tyłu	13,5	7,4	9,0	13,1	26,6
Caterpillar DW 10+W10	traktor dwuosiowy	otwierane dno	12,0	6,4	8,4	11,5	23,5
Tournatrailer	traktor dwuosiowy	wysuwająca się skrzynia	21,5	8,8	13,0	12,6	34,1

Obliczanie wydajności terenowych wozów.

Godzinową wydajność terenowego wozu określamy przez pomnożenie wywiezionej masy ziemi Q przez ilość jazd

T w ciągu 1 godziny: $V=QT$

Ustalenie ładowności terenowych wozów

Gdy wiemy jaka jest ładowność skrzyni oraz miara rozpulchnienia ziemi, możemy łatwo obliczyć objętość ziemi w rodzimym stanie. Obliczoną stąd wartością określamy zwykle jednostkową wydajność terenowego wozu.

Przy ładowaniu wozu za pomocą koparki, określamy objętość nałożonej ziemi z ładowności łopaty, przeliczoną na objętość ziemi w rodzimym stanie pomnożoną przez ilość nałożonych łopat.

Dla kontroli tego rachunku mierzymy także objętość odspójonej ziemi w stanie rodzimym z poprzecznych przekrojów, dzieląc tę objętość ziemi na ilość wywiezionych wozów, jak również przez ilość łopat użytych do nakładania tej ilości wozów. Przeprowadzony w ten sposób rachunek da możliwość korekcji przy obliczonym powyżej współczynniku spulchnienia.

Ustalenie czasu jednej jazdy terenowego wozu.

Czas jednego cyklu możemy rozłożyć na poszczególne częściowe czasy, potrzebne na:

- naładowanie,
- jazdę naładowanego wozu,
- obrót i wysypanie,
- powrotną jazdę,
- zajechanie do następnego naładowania.

Czas nakładania na wozidła ustala się wedle typu i sposobu pracy urządzenia nakładającego i zależnie od rodzaju materiału.

Czas jazdy terenowego wozu zależny jest od odległości, spadku terenu, rodzaju gruntu, po którym się porusza i od szybkości.

Czas potrzebny na obrót i wysypianie zależy przede wszystkim od sposobu wysypywania oraz od warunków lokalnych.

Czas powrotu wozidła do powtórnego nakładania uzależniony jest od tego, czy wozidło musi się cofać, czy też wykonać obrót przy nakładaniu (przy maszynie nakładającej). Na czas ten wpływa również stan wozów terenowych, rodzaj (typ) maszyny nakładającej oraz wielkość miejsca na podjazdy przy maszynie ładującej.

Tablice XXI — XXV podają wartości tych czasów dotyczących terenowych wozów.

Tablica XXI — Czas obrotu i opróżnienia terenowych wozów przez dno (Bottom dump).

Opis warunków	Minut
Zgarnięty nasyp, ziemia bardzo sypka, bez większych kamieni.	0,3
Niezgarnięty nasyp ziemny, ziemia twarda, bez większych grudek	0,7
Nasyp z ciężkiej ziemi, ziemia b. tłusta, wielkie grudy	1,0

Tablica XXII — Czas obrotu i opróżnienia terenowych wozów przez wyrzut skrzyni do tyłu (Rear dump).

Opis warunków	Minut
Zwięzły materiał, dosyć miejsca na obroty, wyładowywanie w jedno miejsce	1,5
Miękki materiał, trudne cofania, wyładowywanie w jedno miejsce	2,0
B. miękki materiał, trudne cofania, wyładowywanie do koszu	2,5

Tablica XXIII — Czas podjazdu do nakładającej maszyny

Opis warunków	Bottom lump min.	Rear dump min.
Zjazd wozu wprost do nakładającego środka bez obrotu, dobry materiał wywożony	0,15	0,15
wóz obraca się i cofa przy zajeżdżaniu, dobry materiał wywożony	0,50	0,30
wóz obraca się i cofa, zły materiał wywożony	1,00	0,50

Tablica XXIV — Średni całkowity czas (obrotów, zajeżdżania, cofania itd.) przy naładowywaniu terenowych wozów wysokościową koparką lub wleconą łopatą.

Pojemność terenowego wozu m ³	Stały czas (tk) min.
5,25	1,2
6,00	1,3
7,50	1,4
9,00	1,5
9,75	1,55
10,25	1,6
13,50	1,65

Tablica XXV — Średni czas potrzebny do naładowania terenowego wozu przy pomocy koparki łopatej o $E = 0,83$

Objętość wozu nominalna/m ³	Objętości łopaty m ³							
	0,58 min	0,75 min	0,94 min	1,12 min	1,30 min	1,50 min	1,90 min	2,25 min
3,75	4,5	3,2	2,6	2,3	2,0	1,8	1,5	1,2
4,50	5,4	3,7	3,1	2,7	2,3	2,1	1,8	1,4
5,25	6,3	4,4	3,7	3,2	2,7	2,4	2,1	1,8
6,00	7,2	5,1	4,2	3,6	3,1	2,8	2,3	1,9
7,50	9,0	6,3	5,2	4,5	3,9	3,5	2,9	2,4
8,25	10,0	7,0	5,7	5,0	4,2	3,8	3,2	2,6
9,00	10,8	7,6	6,3	5,4	4,6	4,2	3,5	2,8
9,75	11,7	8,2	6,8	5,8	5,0	4,5	3,8	3,1
10,25	12,5	8,7	7,3	6,3	5,4	4,8	4,1	3,3
11,25	13,3	9,5	7,9	6,8	5,8	5,2	4,4	3,5

Przykład obliczenia wydajności i potrzebnej ilości wozów terenowych.

Wykorzystamy wartości podane w przykładzie obliczenia wydajności koparki łopatej.

Załóżmy, że ilasty grut z małą ilością kamieni wydobywany jest przy pomocy koparki łopatej o objętości łopaty 2 m³. Godzinowa wydajność koparki wynosi 200 m³. Czas nakładania jedną łopatą 20 sek. Przewidujemy transport wykupu po drodze żle utrzymanej (opór toczenia się 3,5%). Spady na drodze: 120 m — ze spadem + 4%, 360 m — w poziomie, dalsze 100 m — ze spadem — 6%. Całkowita długość przewozu 580 m.

Do przewożenia wykupu użyjemy terenowych wozów:

1) Typ Euclid 25 FDT — 58 W 2) Objętość skrzyni wygórowanej (z czubem) = 11,25 m³. 3) Nośność wozu = 18,5 t. 4) Materiał: ilasty grunt. 5) Ciężar materiału = 1,8 t/m³. 6) Pulchność = 0,83. 7) Ciężar objętości w rozpulchnionym stanie = 1,5 t/m³. 8) Objętość nałożonej ziemi w rodzimym stanie = 9,34 m³ (2×6). Ciężar ładunku 16,85 (2 × 7 lub 5 × 8 mniejsza niż pod 3). 9) Typ nakładacza — koparka łopatej. 10) Objętość łopaty: 2 m³. 11) Godzinowa wydajność nakładającej maszyny — 200 m³. 12) Czas nakładania jednej łopaty = 0,33 min. 13) Czas potrzebny do nałożenia jednego wozu — 2 min. (2/10 × 12).

Obliczenie czasu przejazdu naładowanego i próżnego wozu podajemy w formie tabelarycznej (Tabl. XXVI i XXVII str. 105).

14) Przejazd naładowanego wozu:

Całkowity czas — 3,9 min.

Średnia szybkość — 8,9 km/godz.

15) Przejazd próżnego wozu:

Całkowity czas — 1,7 min.

Średnia szybkość — 20,5 km/godz.

16) Czas obrotu i wysypiania — 0,7 min.

17) Czas jazdy i cofania się do nakładającego środka — 0,5 min.

18) Całkowity czas jednego cyklu (13 + 14 + 15 + 16 + 17) : 2 + 3,9 + 1,7 + 0,7 + 0,5 = 8,8 min.

19) Średnia ilość cyklów w ciągu 1 godziny — $0,9 \frac{60}{8,8}$ przy wykorzystaniu czasu pracy 90% = 6,2 cykl/godz.

20) Godzinowa wydajność jednego wozu (8 × 19) = 57 m³ ziemi.

21) Ilość potrzebnych wozideł —
godzinowa wydajność maszyny nakładającej

=
godzinowa wydajność jednego wozu

$$\frac{200}{57} = 3,5 \approx 4$$

22) Ilość zapasowych wozideł (10% — 20%) jest uwzględniona w 4 wozach.

23) Całkowita ilość potrzebnych wozideł = 4

24) Całkowita ilość przewiezionej ziemi (20 × 23) = 228 m³/godz.

Tablica XXVI. Przejazd naładowanego wozu.

Odcinki drogi transportowej	Odległość m	Opór tocznienia się %	Pochylenia drogi (spady) %	Suma oporów %	Wykorzystany czas pracy motoru	Dopuszczalna szybkość km/g.	Średnia szybkość km/godz.	Czas w min.
1	120	4	4	8	0,50	8,2	4,1	1,8
2	360	4	0	4	0,80	15,0	12,0	1,8
3	100	4	-6	-2	0,50	42,0	21,0	0,3

Tablica XXVII. Przejazd próżnego wozu.

1	120	4	-4	0	0,50	42,0	21,00	0,3
2	360	4	0	4	0,80	42,0	33,50	0,6
3	100	4	6	10	0,50	15,0	7,50	0,8

Takich obliczeń używamy przy przedwstępnych kalkulacjach, gdy jednostkowe wartości nie dają się określić na miejscu. Natomiast przy rozpoczęciu pracy prowadzimy obserwacje i pomiary dla dokładnego określenia wartości wyżej obliczonych.

Jeżeli znamy dokładnie wartość czasu średniego przy nakładaniu, obrocie wozideł, przy wysypywaniu i szybkość jazdy po drogach będziemy mogli wtedy określić potrzebną ilość wozideł danego rodzaju i ich ładowność, na podstawie niżej podanych wzorów. Niech: R — średnia szybkość transportowa wozidła w m/min (zatrzymania, obroty, powroty itd),

t_k — czas w minutach, potrzebny do nałożenia jednego wozu do naładowania, wysypywania, obrotu i jazdy wozidła do nakładających maszyn lub na składy materiałów, z uwzględnieniem wszystkich planowych zatrzymań),

t_N — całkowity stały czas w minutach (tj. czas potrzebny wozidła i na wyjątkowe postoje,

D — odległość transportu,

P — ilość wozideł potrzebnych do rozwożenia na daną odległość D , w przewidywaniu, że nakładająca maszyna nie będzie miała przestojów,

Q — średnia objętość ziemi, odwieziona wozem terenowym, w m^3 ,

M — ilość jazd jednego wozidła w ciągu jednej godziny,

V — godzinowa wydajność jednego wozidła w m^3 ,

S — godzinowa wydajność P wozideł w m^3 ,

wtedy będzie:

$$P = \frac{2D}{R t_N} + \frac{t_k}{t_N}; \quad M = \frac{60 R E}{20 + R t_k}$$

$$V = M \text{ Qm}^3/\text{godz.} \quad S = V \cdot P \text{ m}^3/\text{godz.}$$

Jeszcze jedno wozidło będzie konieczne potrzebne — o ile odległość transportu zwiększy się o $D = \frac{R t_N}{2}$

— tylko wtedy, gdy średnia szybkość na większej odległości pozostanie niezmienną.

Uwaga: Przy obliczaniu średniej szybkości jednego cyklu musimy postępować w ten sposób:

oznaczymy odległość transportu przy jeździe z obciążeniem — D_1 a przy jeździe z powrotem — D_2 , czas jazdy odpowiednio — t_1 i t_2 , szybkość jazdy wprzód V_1 i wstecz — V_2 . Wtedy otrzymamy:

$$v_{sr} = \frac{D_1 + D_2}{t_1 + t_2}, \quad t_1 = \frac{D_1}{V_1}, \quad t_2 = \frac{D_2}{V_2}; \quad v_{sr} = \frac{D_1 + D_2}{\frac{D_1}{V_1} + \frac{D_2}{V_2}}$$

$$\text{a przy } D_1 = D_2 = D \quad v_{sr} = \frac{2}{\frac{1}{V_1} + \frac{1}{V_2}}$$

Jeżeli np. szybkość jazdy z obciążeniem wynosi 4 km/godz. z powrotem 12 km/godz., wtedy średnia szybkość nie będzie równa:

$$v = \frac{4+12}{2} = 8 \text{ km/godz.}, \text{ ale } v_{sr} = \frac{4}{\frac{1}{4} + \frac{1}{12}} = 6 \text{ km/godz.}$$

W naszym przykładzie otrzymamy:

$$R = 207 \text{ m/min} \quad t_k = 32 \text{ min} \quad t_N = 2 \text{ min}$$

$$D = 580 \text{ m} \quad Q = 9,34 \text{ m}^3$$

$$P = \frac{2 \cdot 580}{207 \cdot 2} + \frac{32}{2} = 2,32 + 16 \approx 18$$

$$M = \frac{60 \cdot 207 \cdot 0,9}{2 \cdot 580 + 207 \cdot 32} = \frac{11200}{1160 + 670} = 6,2$$

$$V = 6,2 \cdot 9,34 = 57 \text{ m}^3/\text{godz}$$

$$S = 57 \cdot 4 = 228 \text{ m}^3/\text{godz}$$

$$D' = \frac{207 \cdot 2}{2} = 207 \text{ m}, \quad D + D' = 787 \text{ m}$$

Z tego obrachunku wynika, że w wypadku przekroczenia odległości transportowej wyrażonej zależnością $D + D_1$ należałoby dodać jeszcze jedno wozidło, aby nie hamować pracy maszyny nakładającej. Uczynimy to jednak po stwierdzeniu, że nie opłaca się dopuszczać do przestojów maszyny ładującej wykop na wozidła.

Jeżeli oznaczymy przez:

- C = godzinowy kapitał obrotowy nakładu na dodatkowe wozidło,
 G = godzinowy kapitał obrotowy nakładu na nakładającą maszynę i na potrzebne wozy,
 H = ilość minut czekania maszyny nakładającej w ciągu godziny, w wypadku, gdy to czekanie nie wychodzi jeszcze poza koszty rentowności i gdy nie zachodzi jeszcze konieczność wprowadzenia nowego wozidła.

$$\text{Wtedy} \quad H = \frac{60C}{G+C}$$

Jeszcze jedno wozidło należy wtedy dodać, gdy czas postoju nakładającej maszyny przekroczy wielkość H .

Zwiększoną odległość przewozu możemy wyrazić taką wartością, przy której będzie opłacalne wprowadzenie dodatkowego wozidła. Skorzystamy wtedy ze wzoru:

$$D' = \frac{Rt}{2} \left(P - \frac{t_k}{4} + \frac{PC}{G} \right)$$

INŻ. FRANCISZEK STRYJEWSKI

Organizacja i wykonanie robót drenarskich

Autor podaje dużo praktycznych wskazówek dotyczących organizacji i wykonania robót drenarskich. Przytoczone przez Autora wysokości kosztów robocizny są oparte na doświadczeniach przy pracach drenarskich w pow. Kaliskim, gdzie stosunkowo dużo drenowań było wykonanych przed wojną i po wojnie, tam też rolnicy są obznajmieni z tego rodzaju robotami i wśród nich jest dużo fachowych kopaczy i układaczy. To niewątpliwie wpłynęło na stosunkowo niskie koszty wykonania drenowania, podane przez Autora w artykule.

W dotychczasowej technice melioracyjnej drenowanie jest jedną z najpotężniejszych broni w walce o zwiększenie produkcji rolnej, a tym samym o podniesienie poziomu dobrobytu. W Polsce około 5 milionów ha wadliwych gruntów wymaga drenowania, koszt którego jest wysoki i dlatego też, choćby nieznaczne zmniejszenie tego kosztu może odgrywać już poważną rolę w życiu gospodarczym Państwa.

Oszczędności w wykonaniu robót można osiągnąć przez:

- szukanie nowych dróg w melioracji na podstawie badań naukowych.
- racjonalizatorstwo i mechanizację,
- odpowiednią organizację robót.

Ostatnia instrukcja z 1947 r. daje dość szczegółowe przepisy co do drenowania pól, natomiast sprawa drenowania użytków zielonych, sadów i ogrodów jest mało zbadana i wymaga szczegółowych studiów i doświadczeń, w których winni brać udział nie tylko pracownicy nauki, lecz również rolnicy, robotnicy i służba wodno-melioracyjna. Badania zyskują na atrakcyjności, gdy wyniki ich są sprawdzane i obserwowane; w praktyce ma to szczególne znaczenie w pracach drenarskich, gdzie obserwacje robotników i rolników podczas wykonywania robót oraz po ich wykonaniu mogą mieć istotną wartość, ze względu na zjawiska występujące przy gwałtownej zmianie stosunków wodnych.

Drenowanie krecie, które ma znacznie potanić roboty, jest u nas w stadium doświadczeń i prawdopodobnie ograniczy się tylko do torfów i iltów.

Oszczędności można uzyskać na drodze racjonalizatorstwa i mechanizacji robót. W tej dziedzinie dotychczasowe wyniki są niewielkie. Ulepszenie metod i narzędzi pracy może tu mieć szerokie zastosowanie. Nie rozpowszechniła się też u nas mechanizacja robót drenarskich, gdyż wyniki prac koparek nie dają jeszcze zadowalających wyników. Koparki drenowe poruszane na gąsienicach mogą wykonać dziennie 400 a nawet 800 m. rowków,

Sprawność maszyn jest uzależniona w poważnym stopniu od sprawności organizacyjnej. Postulatem sprawnej organizacji jest dobry plan dyspozycyjny przed robotą, dobry stan maszyn, dostatecznie dobrze wyszkolony personel itp. Sprawność ta zależy nie również od stałej kontroli terenowej, od szybkich likwidacji wszelkich zahamowań w pracy.

Z kalkulacji wynika, że wydajność środków transportowych (wozideł) zwiększa się przy zwiększeniu szybkości ich ruchu. Zwiększona szybkość ruchu uzależniona jest od dobrego stanu dróg i od dobrej ich konserwacji. W związku z tym — dla uzyskania większych wydajności — musimy zwiększyć nakłady gotówkowe na utrzymanie dróg.

Czas nakładania możemy skrócić przez zastosowanie większej objętości łopaty przy nakładaczu. Czas wyładunku przy wozidłach wysypujących ziemię dnem możemy skrócić w ten sposób, że zorganizujemy wysypywanie już w czasie jazdy. Natomiast przy wozidłach wysypujących ziemię przez przewrót skrzyń do tyłu zyskujemy w czasie w ten sposób, że nie kierujemy wozideł na koniec składu, ale wprowadzamy do współpracy np. buldożery, które ziemię na właściwe miejsce przesuną. Zależy to jest od kalkulacji, dokładnej analizy warunków pracy i możliwości lokalnych.

lecz opłacają się na gruntach zwięzłych (nie osypujących się), bezkamiennych i nieobsianych. Koparka bowiem niszczy plony na szerokość około 3 m. i dlatego zastosowanie jej na gruntach chłopskich napotyka na sprzeciw. Zastosowanie koparek w PGR i Spółdzielniach Produkcyjnych może być już obecnie opłacalne na glinach.

Prace drenarskie odznaczają się prostotą w założeniach technicznych, a jednocześnie są skomplikowane mnogością niespodzianek, sprawianych przez naturę. Doświadczony pracownik potrafi wyczuć grożące niebezpieczeństwo i uniknąć go przez należyte rozwiązanie techniczne i organizacyjne. Potrzebna jest do tego dłuższa praktyka, przebywanie wśród robotników i przyrody, zmysł obserwacji i łatwość wyciągania właściwych wniosków.

Najlepszymi zwykłe organizatorami robót drenarskich są nadzorcy wyszkoleni spośród robotników. Są oni najbardziej zahartowani na przeciwności, znają na wylot nawyki robotników, wiedzą w jakim czasie należy zacząć w danym dziele robotę, aby wykonać ją najlepiej, najszybciej i najtaniej, jak rozstawić kopaczy i układaczy, aby praca nie miała zahamowań i zaległości. Dla poznania organizacji robót, praktykanci melioracyjni winni jak najwięcej zbliżyć się do robotników, przez własnoręczne wykonywanie wszelkiego rodzaju prac, co pozwoli im poznać wysiłki robotnika i metodę jego pracy.

Służbę melioracyjną na wszystkich szczeblach winno cechować wzajemne zaufanie i koleżeńskie doradztwo techniczno-organizacyjne. Najskrupulatniejsza kontrola nie potrafi wykryć wszystkich wad wykonanych drenowań, których poprawienie może być bardzo kosztowne, dlatego też znacznie cenniejszy jest pracownik dzielny i wysoko stojący moralnie, niż doświadczony i dobry technicznie, lecz nie zasługujący na zaufanie. Współpraca i zaufanie układacza do nadzorca, a tego ostatniego do technika i inżyniera nie wyklucza konieczności kontroli, która głównie ma za zadanie udzielenie pomocy technicznej czy organizacyjnej. Przy takim podejściu do pracy, łatwiej jest

pokonać liczne trudności i w wyniku zyskuje się coraz lepsze rezultaty pracy. Przy formalnym i urzędowym sprawdzaniu robót układacz zawsze zdoła wprowadzić w błąd nadzorcę, a ten technika, mimo, że kontrola może być bardzo skrupulatna i fachowa. Wytworzenie odpowiedniej atmosfery między robotnikami, a nadzorem i kierownictwem technicznym, jest jednym z głównych zadań dobrego organizatora robót drenarskich.

* * *

Podstawą do uruchomienia kredytów i realizacji robót musi być należycie opracowany projekt z kosztorysem.

Uruchomienie kredytów powinno nastąpić możliwie w styczniu, aby w okresie zimowym można było zakupić i przetransportować materiały drenarskie. Dreny zamawia się w Centrali Handlowej Materiałów Budowlanych, która przez swoje oddziały daje zlecenia poszczególnym cegielniom; te ostatnie wysyłają dreny na oznaczoną stację, gdzie następuje odbiór, po sprawdzeniu ilościowym i jakościowym. Reklamacje należy złożyć w ciągu dwóch tygodni do Centrali Handlowej, która braki sprawdza komisyjnie. Transport dren może odbywać się furmankami dostarczonymi przez zainteresowanych, samochodami ciężarowymi lub traktorami z przyczepkami. Transport furmankami jest możliwy w okresie zimowym i przed zniwami, kiedy rolnicy mają najwięcej czasu, przy czym odległość przewozu nie powinna przekraczać 10 — 15 km. Przy większych odległościach lepiej opłaci się transport ciężarówkami lub traktorami. Na furmankę parokonną można załadować 700 — 1000 sztuk dren 5 cm.

Dreny należy starannie składać warstwami najlepiej wprost na terenie objętym drenowaniem. Jeżeli przewozu dokonują zainteresowani rolnicy, to zwykle dreny składają na podwórzach, skąd wożą na własne działki. Utrudnia to następnie robotę na działkach rolników sprzeciwiających się drenowaniu lub nie posiadających koni.

Na 1 ha w średnich glebach wychodzi przeciętnie ilość dren podana w tabelcy I.

Tabela I.

Rozmiar cm	Sztuk na 1 ha	Cena za 100 szt. zł	Koszt zł.
5	1900	6.900	13.110
7,5	150	13.040	1.956
10	70	21.060	1.474
12,5	50	32.280	1.614
15	20	47.390	947
17,5	10	71.410	714

Ciężar dren na 1 ha wynosi od 3,5 do 4,5 tony, a transport ich i rozwieszenie po polu kosztuje około 5000 zł na 1 ha. Poza drenami potrzebne są: cement, kamień, żwir i papa. Nie mają one masowego charakteru i dlatego mogą być dostarczone w trakcie robót. Jedynie żużel może być potrzebny w większej ilości przy drenowaniu sadów i w tym wypadku winien być dostarczony zimą. Cementu potrzeba jest około 75 kg na jeden wylot i 200 kg na jedną studzienkę rewizyjną.

Uwaga: koszty w nin. artykule podano wg waluty sprzed 30.X.1950 r.

* * *

Planowane roboty należy rozłożyć w czasie w taki sposób, aby istniała ciągłość prac w całym sezonie i aby uzyskać możliwie najlepsze, najszybsze i najtańsze wykonanie. O kolejności drenowania poszczególnych działków decydują względy techniczne i gospodarcze, których racjonalne uwzględnienie decyduje o najmniejszych możliwych kosztach. Ciężkie gliny, zwłaszcza z podłożem marglowym, najlepiej i najtaniej drenuje się wczesną wiosną zaraz po obesznięciu roli. Gleby piaszczyste, o wysokim poziomie wody gruntowej (sapy), zwłaszcza obfitujące w źródła, kurzawki i wysięki, muszą być drenowane w porze możliwie najsuchszej, a więc bezpośrednio po żniwach, przeważnie w drugiej połowie sierpnia. Gleby średnio żwiżłe drenuje się zwykle jesienią. Im grunt jest cięższy, tym wcześniej drenuje się go wiosną, a później jesienią.

Wykopanie 1 mb rowka w ciężkiej marglistej glinie kosztuje wiosną ok. 25 zł, gdy po żniwach 40 — 100 zł, gdyż wymaga rąbania oskardem. Na sapach wiosną tworzą się oberwiska, wskutek czego 1 mb rowka może kosztować do 80 zł, podczas gdy po żniwach ok. 20 zł.

Z powyższych przykładów widać, jak poważnie okres wykonywania robót w sezonie budowlanym może wpłynąć na koszt drenowania. Jeżeli w dodatku uwzględnimy, że jakość drenowania jest tym większa, im łatwiej i lepiej idzie praca, to wtedy jasnym się staje, jak ważną jest sprawa właściwego rozplanowania robót w czasie. Należy to mieć na uwadze przy stawianiu do dyspozycji kredytów, które czasami — szczególnie kredyty zwrotne — są zbyt późno uruchamiane. Konieczność wykorzystania późno otworzonych kredytów zmusza wykonawcę do przeprowadzenia robót nieraz w niewłaściwym czasie. Dowodzi się wtedy nawet wodę do rowków, aby ziemia rozmiękła, a to jest kosztowne i kłopotliwe. Poza względami technicznymi istnieją jeszcze warunki gospodarcze, z którymi należy się liczyć przy ustalaniu kolejności robót. Drenowanie można prowadzić w okresach, w których najmniej niszczy się plony. Stąd podział robót na okres wiosenny, trwający zwykle 40 dni (od 1.IV do 10.V) i okres jesienny (od 15.VIII do mrozów) o długości około 100 dni. W okresie letnim wykonuje się rowy, wyloty i drenowania zabudowań, placów, boisk sportowych, lotnisk, pastwisk i do tychczasowych nieużytków. Powyższe prace należą do najcięższych i wymagają dobrego dozoru i najlepszych fachowców. Okres wiosenny jest szczególnie ważny przy drenowaniu ciężkich glin, dlatego też należy wykorzystywać go, choćby nie było wykonanego rowu. Odpływ można osiągnąć przez wypuszczenie wylotu do prowizorycznego rowku, który następnie zostanie rozbudowany do przewidzianych projektem rozmiarów. Ze względów gospodarczych wiosną najlepiej jest drenować grunty pod jarzyną i okopowe. Oziminy niszczą się tylko wąskim pasem, jeżeli rowek będzie szybko wykopany, założony i zasypany. Jesienią w pierwszej kolejności drenuje się pola pod oziminy, a następnie pod jarzyny i po okopowych. W ten sposób uzyskuje się możliwie najmniejsze niszczenie pól. Przy małych spadkach kolejność drenowania jest w głównej mierze uzależniona od wykonania rowu odpływowego, tak aby działki drenarskie zawsze miały zapewniony odpływ wody.

Ustalona kolejność robót winna być omówiona i uzgodniona z zainteresowanymi rolnikami na specjalnie zwołanej naradzie. Jednocześnie na tej naradzie należy ustalić koszt i udział zainteresowanych. Udział ten jest różny w Spółkach Wodnych, Spółdzielniach Produkcyjnych i PGR. Spółki Wodne korzystają z kredytu zwrotnego i dążą do jak najtańszego wykonania gotówkowego robót. Dlatego też przeważnie zobowiązują się wykonać następujące prace: przewiezienie dren, rozmieszczenie ich po polu i rozłożenie wzdłuż rowków, zasypanie rowków i rozplantowanie wzdłuż rozwieszenia ziemi z rowów.

Każdy rolnik wykonuje prace na swojej działce. Jeżeli podejmą się choćby częściowego kopania rowów odpływowych, czynią to w formie szarwarku. Rowy odpływowe wykonuje się z kredytów bezzwrotnych przy udziale szarwarkowym. Spółdzielnie produkcyjne i PGR przeważnie nie dysponują odpowiednią ilością ludzi do pracy, dlatego też zwykle ograniczają się do rozwieszenia dren po polu z tym, że pozostałe prace wykonują robotnicy płatni. Wykonawca musi się liczyć z koniecznością zastępczego wykonania prac za opieszalych, gdyż nierozwieszenie dren na jednej działce może spowodować zahamowanie ułożenia na działkach niższych, przez co dezorganizuje się robotę. Ma to szczególne znaczenie w późnym okresie jesiennym, przed nadejściem mrozów. Nierozwieszenie dren może spowodować zamarznięcie, a przez to i zasypanie wykonanych rowków.

* * *

Opracowanie harmonogramu wymaga ustalenia kosztu robót, norm pracy i ilości zatrudnionych robotników. W średnich warunkach koszt wydręgowania 1 ha przy długości 675 m rurociągów przedstawia tabela II.

Tablica II.

Czynność	Ilość rob.—dni	Koszt jedn.	Koszt robocizny ¹		Materiał	%	
			płatn.	sztarwark.			
Transport i rozwieszenie 3 dniówki konne	12,0	416		4.992		7,0	
Czynności administr. i technicz.	4,5	740	3.300			4,7	
Kopanie 23 m/dzień.	29,3	463	13.566			19,1	
Układanie — 675 mb przy 120 m na dzień.	5,6	598	3.340			4,7	
Zasypanie — 675 mb przy 100m na dzień.	6,8	416		2.829		4,0	
Różne i nieprzewidziane (wylo- ty, obserwiska)	6,8	525	3.570			5,2	44,7
Dreny					19.815	27,9	
Cement i inne.					185	0,3	28,2
Razem	65,0	—	23.815	7.821	20.000		72,9
65% od 23.815 (rob. płatn.)			15.480			21,9	
16% od 7.821 (rob. sztarwar.)				1.251		1,7	
13% od 20.000 (materiały)					2.600	3,6	27,2
O g ó ł e m			39.295	9.072	22.600		100%
				70.967			

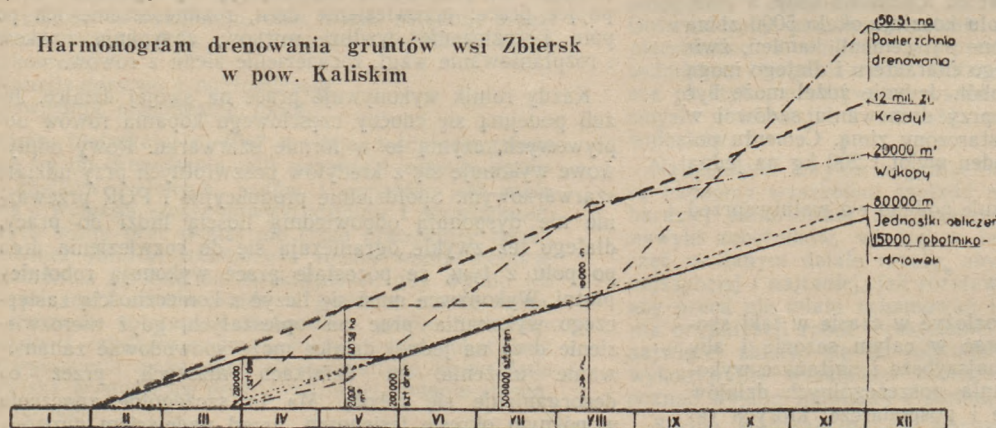
Na ogół koszt drenowania 1 ha bez odpływu wynosi:

- w warunkach lżejszych 60.000 zł,
- w warunkach średnich 70.000 zł,
- w warunkach ciężkich 80.000 zł,
- w warunkach bardzo ciężkich od 80.000 do 100.000 zł.

Najmniej kosztuje drenowanie w gruntach łatwo ukopnych lecz nie tworzących oberwisk. Drenowanie sapów jest kosztowniejsze, gdyż przy kopaniu powstają oberwiska. Najdroższe jest drenowanie ciężkich, suchych glin, tak ze względu na małą rozstawę, jak też trudności przy kopaniu rowków. Jeden robotnik niefachowy winien w ciągu 1,5 godz. wykonać 1 metr obliczeniowy. Koszt m obl. wynosi: $k = 1,5 \times s \times g$, gdzie s — stawka godzinowa dla robotnika niefachowego = 51,98 zł, g — współczynnik generalii = 1,65. A więc $k = 1,5 \times 51,98 \times 1,65 = 128,64$ zł.

W ciągu dnia robotnik winien wykonać 8 : 1,5 = 5,33 m obl. 1 ha drenowania przelicza się średnio na 400 m obl. Mając powyższe dane, można według wzorów Min. Roln. i R. R. opracować harmonogramy robót w dwóch częściach: część pierwsza dotyczy robót i stanu zatrudnienia, a druga kosztów. Harmonogramy przedstawiające program robót w czasie, są bardzo proste, lecz mają charakter raczej tabelaryczny, a nie graficzny, dlatego też nie ilustrują w sposób przejrzysty postępu robót. Roboty drenarskie można też przedstawić graficznie, według załączonego harmonogramu (rys. 1), który wykazuje nie tylko rozmiar, lecz i kolejność robót.

Harmonogram drenowania gruntów wsi Zbierek
w pow. Kaliskim



Rys. 1.

Czas trwania robót drenarskich w ciągu roku wynosi około 200 dni pracy — z tym, że w okresie letnim robotnicy są zatrudnieni przy kopaniu rowów.

Po uruchomieniu kredytów, sprowadzeniu materiałów i opracowaniu harmonogramów, kierownik robót rozpoczyna wiosną organizować i wykonywać projektowane prace. W tym też celu zapewnia choćby prowizoryczny

odpływ (co przy dużych spadkach terenowych jest zawsze możliwe) przerysowuje na kalce pierwszy do wykonania dział drenarski. Wytyczanie rozpoczyna od wylotu głównego zbieracza, a następnie zbieraczy bocznych i w końcu sączków. Pracę tę prowadzi przy pomocy tyczek, przyrządu i taśmy. Sączki wytycza się zwykłe drenami. Naniesiony projekt na gruncie wymaga czasem pewnych poprawek, które winny uzyskać zgodę inżyniera kontrolującego. Poprawki te mogą uprościć i potanić robotę, dlatego też możliwość ich wprowadzenia zawsze powinna być przemyślana.

Zbieracze niweluje się co 20 — 40 m i oblicza się głębokości od reperków, przyjmując dno według projektu. Dno sączków należy dać wyższe o średnicę zbieracza, aby uzyskać możliwość górnego połączenia. Sączki niweluje się po zerwaniu pierwszego sztychu, wybierając na oko punkty załamania terenu. Kółeczki niwelacyjne wbija się pod niwelator z boku rowka na rzędnej 100 cm wyższej od dna. Przy drenowaniu płytkim lepiej jest stosować różnicę 80 cm i zaznaczyć ją na sztychowcach. Tałami ustala się punkty pośrednie co 5 do 7 m, na które, kopacz zakłada sznur.

Wykonanie drenowania zaczyna się od wylotu i głównego zbieracza, przy czym kopanie zawsze prowadzi się od dołu, aby zbierająca się woda miała zapewniony swobodny odpływ. Kopacze wykonują pracę na akord od 1 mb, za oberwiska płaci się osobno, lecz muszą być one natychmiast usuwane, o ile

zostały prowizorycznie założone drenami. Kopacze dobierają się parami, czasem jednak pracują pojedynczo lub trójkami. System trójkowy może być zastosowany tam, gdzie mało fachowców. Wtedy wystarczy gdy na trójkę jeden będzie doświadczonym kopaczem. Nadzorca wydaje pracę, naczynając przy sączku na kalce nazwiska kopaczy. Zbieracze wykonują najlepsi robotnicy lub też kolejno zajmują go wszyscy kopacze, aż do wyznaczonego im sączka. Praca rozpoczyna się od zerwa-

nia pierwszego sztychu i wyrzucenia ziemi łopatami. Nadzorca niweluje sączek, wyznaczając jednocześnie głębokość. Kopacze zakładają sznur, jeden z nich prowadzi drugi sztych, sprawdzając głębokości miarą na sztychowcu. Miara ta co tydzień musi być sprawdzana, gdyż sztychowce się zdzierają. Dno rowka oczyszcza się i wygładza pobierką, zwaną najczęściej żelką, lub lyżką. Pierwszy sztych ziemi urodzajnej wyrzuca się na jedną stronę, a resztę ziemi na drugą stronę. Jednocześnie z kopa-

nieniem zainteresowani rozwożą i roznoszą po rowkach dreny. Po wykopaniu rowka winny być zaraz założone. W tym celu układacz sprawdza ponownie taflami reperki, naciąga sznur, sprawdza i poprawia pobierkę i łopatką dno rowka. Jeżeli rowkiem płynie mała ilość wody, to układacz ma pracę ułatwioną, gdyż szybkość wody jest najlepszym sprawdzianem spadku i nie potrzeba wtedy dawać podsypki. Przeglębione dno należy gruzować potłuczonymi drenami, żużlem lub grubym piaskiem i ubijać specjalnym ubijakiem. Na dno rowka daje się podsypkę 1 — 2 cm, aby drewna mogła być nieco wbita i nie poruszała się. Dreny muszą być możliwie najszczelniej ułożone, aby przy podnoszeniu hakiem trzymało się kilka dren sąsiednich. Dreny układa się zawsze od góry, przy czym otwór pierwszej dreny przykrywa się kamieniem lub cegłą.

Przy długich zbieraczach i dużych działach, zwłaszcza na gruntach piaszczystych, konieczny jest podział zbieracza na odcinki przy pomocy studzienek rewizyjnych. Każdy z odcinków można traktować jakby osobny dział, co bardzo usprawnia pracę, unika się oberwisk, a przez to uzyskuje się duże oszczędności. Przy glebach niepewnych, żelazistych, kurzawkach, źródłiskach i wysiawkach daje się studzienki w odległości 400 m, co pozwala na stałą kontrolę działania, a przy wykonywaniu ułatwia organizację pracy. W kurzawkach czasami w trakcie robót stosuje się beczki lub skrzynki, które wstawia się do zbieracza. Chronią one odcinek ułożonego zbieracza od zamulenia, zastępując jakby czasowo studzienkę.

Drenowanie gruntów piaszczystych o wysokim poziomie wody gruntowej należy prowadzić stopniowo, pozwalając na odpłynięcie wody po każdym wykopanym sztychu. Oberwisko na sączku należy od razu usunąć i dreny zakładać z góry, natomiast na zbieraczach tuż za kopaczem układa się prowizoryczne dreny, a oberwiska wyrzuca się w końcu roboty, przekładając jednocześnie zbieracz od góry.

Źródłiska i wysiaki można ujmować specjalnymi filtrami z podziurawionych dren, zabezpieczonych żużlem i grubym żwirem. Większe źródłiska najlepiej ująć specjalnym zbieraczem. Połączenia stosuje się górne, a na małych spadkach górno-boczne i wykonywuje się je młotkiem o ostrych końcach. Wykute otwory dociera się i po dopasowaniu okłada potłuczonymi drenami. W piaskach

układacz pracuje sam, gdy odpowiednia jest ilość fachowców lub z pomocnikami, gdy jest ich zbyt mało.

Zasypanie rowków wykonują rolnicy, każdy na swojej działce. Na polach obsianych, należy dążyć do jak najszybszego wykonania i zasypania sączków, aby jak najmniejsze były szkody w zbożach. W tych wypadkach zasypanie musi być ręczne, natomiast na polach wolnych, może być wykonane plugiem. Przy zasypaniu trzeba usuwać kamienie, które spadając rozbijają dreny. Ziemia w rowku znacznie osiada, przeto należy dawać nadsypy w postaci groblek.

Przy renowacji drenowań koszty robocizny na jeden młw wzrastają, gdyż najpierw trzeba szukać rurociągów, a przy kopaniu powstają w większym stopniu oberwiska, co zmusza do kopania szerszych rowków. Poza tym zamulone lub zatkane dreny trzeba wyjąć i oczyścić, a rowki znów poprawić. Pomimo to koszty renowacji są mniejsze od nowych drenowań, gdyż zaoszczędza się na materiałach i transporcie, a poza tym część sączków dobrze utrzymujących się pozostawia się po sprawdzeniu bez przekładania.

W pracy należy unikać postojów i zaległości przez dobranie właściwego stosunku ilościowego układaczy do kopaczy. Niedostarczenie materiału powoduje często zahamowanie robót, zwłaszcza gdy odbywa się ona szarwarkowo, dlatego też w stosunku do ociążających się winny być stosowane surowe sankcje materialne.

Skład grupy roboczej, narzędzi i wykonywanych czynności podaje tabl. III.

System pracy jest akordowy. Robotnicy wybierają 2 do 5 przedstawicieli do komisji współzawodnictwa pracy i wspólnie z kierownictwem ustalają, jednostkowe stawki płacy zgodnie z normami i obowiązującymi płacami. Przewodzący robotnicy otrzymują stałe wyższe zarobki, a poza tym są sporadycznie wynagradzani. Wybrana komisja czuwa jednocześnie nad bezpieczeństwem i higieną pracy. Roboty drenarskie nie zagrażają zazwyczaj życiu robotników, niemniej zdarzają się kalectwa, a nawet

Tablica III.

Opis	Nadzorca	Majster	Układacze	Kopacze	Robotn. niefach.	Kanc.	Razem	Wydajność prac. w ha na dzień
Renowacje, kurzawki	1	1	4	16	6	1	29	0,8
Sapj	1	1	4	24	8	1	39	1,1
Gleby średnio zwiczte	1	1	4	32	9	1	48	1,4
Gliny	1	1	4	40	10	1	57	1,1
Gliny suche margliste	1	1	4	48	11	1	66	1,0

Narzędzia	Niewelator, łata, przyrządy, taśma, ruletki, podziałka metr, trójkąt . .	3 tafle, libela, ruletka, cyrkiel, kielnia, blok, formy	Hak, pobierka, łopatka, ubijak, sznur	Sztylet, (2 lub 3 wymiary), łopaty, (2 wymiary), sznur pobierka, oskardj	Plug, furman-manki, łopaty, siekiery	Kontrolka pracy, dziennik budowy, ks. mater. apteczka, magaz. dowody rachun.
-----------	--	---	---------------------------------------	--	--------------------------------------	--

Czynności	Organizacja i kierownictwo, wytyczenie, niwelacja, kontr. współzaw. i bezp. prac. dowody rach. sprawoz.	Taflowanie, wyłoty, studz. rewiz. pomoc nadzorczy	Układanie, dren i łączenia	Kopanie rowków	Rozwożenie dren i palików, pomoc przy niwel. i zasyp.	Prowadz. kontr. ks. budowy i mat. oraz sporządz. dowod. rach. sprawozdawczość
-----------	---	---	----------------------------	----------------	---	---

połączenia najlepiej zacementować. W kurzawkach i gruntach żelazistych dreny układa się na podłożu z igliwia, mchu, sieczki lub plew, następnie otula się tym samym materiałem. Rurociągi ułożone sprawdza się libelką i przez niwelowanie w odległości co 5 m. Po sprawdzeniu rurociągu przykrywa się 20 cm warstwą ziemi urodzajnej.

Przy drzewach dreny zabezpiecza się żużlem. Przejścia pod drogami najlepiej zabezpieczyć potłuczonymi drenami większych kalibrów i zacementować.

wypadki śmiertelne. Poranienia zdarzają się przy nieostrożnym obchodzeniu się z narzędziami pracy. Zasypanie robotnika zdarza się przy głębokich przekopach, sięgających od 2 do 5 m. Przy przekopach do 2,5 m wystarczy zastosować łagodniejsze nachylenie skarp od 6 : 1 do 4 : 1, a powyżej 2,5 m przekrój z odsadzką 1 m, skarpy 4 : 3 lub też szalowanie.

Kopiąc wąskie rowki, robotnicy niszczą bardzo szybko ubranie, szczególnie spodnie, dlatego należałoby zaopatrzyć

ich w kombiniezonie ochronne. Buty gumowe konieczne są wczesną wiosną i późną jesienią, zwłaszcza w glebach błotnistych. Na budowie winna być apteczka. Budowa baraków jest przy drenowaniu niepotrzebna, gdyż roboty są blisko zabudowań i plac budowy stale się zmienia. Dla robotników zamieszkowych należy zapewnić nocleg, opał i wyżywienie.

* * *

Po wykonaniu robót sporządza się operat kolaudacyjny, który składa się ze sprawozdania, mapki orientacyjnej 1:25000, planu wykonawczego, profilów podłużnych odpływów i większych zbieraczy, budowli i rozkładu kosztów. Sprawozdanie zawiera opis i czas wykonywania robót, omówienie zmian w projekcie oraz rozmiar i koszt robót z podziałem na źródła finansowania. Plan wykonawczy podaje wymiary zbieraczy i długości rurociągu bez spadku i warstwic. Na planie najlepiej też umieścić tabelę rozmiaru wykonanych robót i rozkład kosztów na zainteresowanych. Do kosztów gotówkowych dołącza się udział zainteresowanych i oblicza się rzeczywisty koszt drenowania 1 ha. Zadłużenie w Banku Rolnym oblicza się jako różnicę kosztu ogólnego i udziału, co pbowala na zmniejszenie długów tym rolnikom, którzy w trakcie robót najwięcej pracowali. Pracę tę wykonuje się wspólnie z władzami spółki wodnej o ile takowa istnieje.

* * *

Odwodnienie gruntów drenami wypalnymi z gliny posiada przeszło 100-letnią historię (od 1844 r.) i okresy nadzwyczajnego rozwoju (lata 1928 — 1929) i upadku (1930 — 1939). W ciągu tego okresu zmieniła się znacznie technika drenarska. Początkowo kopano zwykłymi szpadlami, a dreny układano ręcznie, wpuszczając oddzielnie sączki do rowu. Z czasem roztawa dren zmniejszała się, a rurociągi zaczęto łączyć w działy drenarskie, wpuszczając mniejsze dreny do środka większych. Jednocześnie zmniejszały się głębokości, czego najlepszym wyrazem jest ostatnia instrukcja drenarska, która radykalnie zerwała ze stałą głębokością 125 cm. Układ sączków z podłużnego przekształcił się na poprzeczny, nawet przy stosunkowo niewielkich spadkach. Opracowane zostały najmniejsze i największe wielkości spadków, normy spływów jednostkowych, zabezpieczenie i połączenie dren i stosowanie studzienek rewizyjnych. Zakres drenowań stale się zwiększa.

Drenowanie pierścieniowe budynku poprawia warunki sanitarne, przedłuża jego trwałość, a w trakcie robót potania fundamentowanie.

Drenowanie stosuje się w ogrodach do nawodnienia wgłębnego. Jest ono bardzo płytkie od 15 do 20 cm, lecz za to roztawa wynosi zaledwie 1 do 2 cm. Nawodnienie wgłębne ogrodów daje wspaniałe rezultaty zwłaszcza w szklarniach, gdzie doskonale opłaca wysokie koszty inwestycyjne, gdyż dreny muszą być corocznie przekładane. Trwałość dobrze wykonanego drenowania wynosi do 80 lat i dreny nie ulegają zniszczeniu. Przy renowacjach dreny zdadne są do ponownego użycia nawet po 50 latach dziafania.

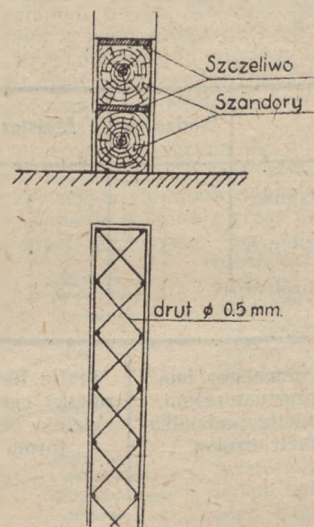
Zamknięcia śluz i jazów dla czasowego ich odwodnienia w czasie remontów

Materiały wbudowane w śluzy, jazy, wrota bezpieczeństwa oraz w inne budowle i urządzenia wodne ulegają z czasem niszczeniu w części nadwodnej, jak i podwodnej. Dla przedłużenia okresu trwania budowli niezbędna jest okresowa konserwacja jej elementów lub częściowa wymiana.

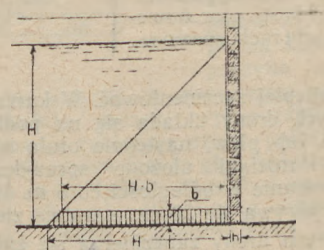
Wymiana i konserwacja w części podwodnej są często poważnymi problemami, na skutek konieczności wykonania czasowego odwodnienia budowli lub jej części. Pomijając sprawę odwodnienia przy remontach poważnych uszkodzeń, jak np. przy większych pęknięciach i rysach fundamentów, wymagających specjalnych warunków odwodnienia, przedmiotem niniejszego omówienia będą tylko urządzenia odwodniające, które powinny być przewidziane już w projekcie budowli, celem umożliwienia dokonywania okresowego przeglądu budowli i jej konserwacji bieżącej. Z pośród urządzeń odgradzających budowle od rzeki czy kanału rozpatruje się zamknięcia szandorowe i iglicowe, z wyłączeniem gródz, używanych przy specjalnych warunkach odwodnienia. Z porównania zamknięć szandorowych z iglicowymi wynika, że zastosowanie szandorów nie zawsze jest właściwym rozwiązaniem, a uzasadnienie tego jest celem niniejszej pracy.

Szandory. Dla umożliwienia zamknięcia przestrzeni jazu lub komory śluzowej są stosowane pionowe węski w murowanych lub betonowych masywach przyczółków, w filarach i ścianach.

Do wnętrza są zapuszczane prostokątne belki szandorowe o przekroju prostokątnym, najczęściej sosnowe. Belki wyrabiane są z wyborowego surowca, gwarantującego należyłą wytrzymałość i odporność na zwichrzenia w czasie długiego magazynowania w okresach między remontami. Belki szandorowe ułożone we wnękach na styk, bez materiałów uszczelniających nie zapewniają należytej szczelności. Jako warstwa uszczelniająca między szandorami używany jest pasek technicznego filcu lub w razie jego braku warstwa grubości 2 cm miękkiego mchu leśnego z suchymi trocinami, przykryta targonem lub pakulami. Warstwa ta musi być przymocowana cienkim drutem przybitym gwoździami (rys. 1). Przekrój szandorów powinien posiadać dostateczną wytrzymałość i możliwie



Rys. 1



Rys. 2

największą wysokość dla zmniejszenia w ścianie szandorowej mniej lub więcej nieszczelnych styków. Ponadto wymiary szandorów w przekroju są uzależnione od średnicy. Przyjmując naprężenie dopuszczalne dla drzewa sosnowego 100 kg/cm^2 , ze wzoru na moment wytrzymałości szandora (rys. 2).

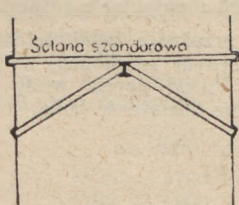
$$W = \frac{100000 (2H - b) l^2}{16 \cdot 100}$$

Ustala się, przy różnej rozpiętości szandora i przy różnej wysokości piętrzenia, wymiary szandora, zestawione w poniższej tablicy:

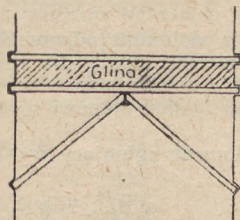
Rozpiętość m	Wysokość piętrzenia H	Minimalny moment wytrzymałości W	Przekrój szandora b x h cm	Sposób układania szandorów
6,0	1,0	984	25 x 16	na kant
	2,0	2108	25 x 23	" "
	3,0	3847	30 x 28	" "
	4,0	5197	30 x 32	na płask
	5,0	6970	32 x 36	" "
7,0	1,0	1341	25 x 18	na kant
	2,0	3191	28 x 26	" "
	3,0	5237	30 x 33	" "
8,0	1,0	1750	25 x 19	na kant
	2,0	4440	30 x 30	" "
	3,0	7272	32 x 37	na płask
9,0	1,0	2212	25 x 23	na kant
	2,0	5964	32 x 34	na płask
10,0	1,0	3010	28 x 26	na kant
11,0	1,0	3645	28 x 28	na kant
12,0	1,0	4590	30 x 30	na kant

Jak wynika z tablicy, możliwość stosowania zwykłych belek szandorowych nieuzbrojonych przy większych rozpiętościach jest bardzo ograniczona. Przy większej różnicy poziomów przekroje wypadają zbyt duże i zachodzi konieczność stosowania uzbrojenia szandorów w postaci żelaza ceowego lub, co jest częściej stosowane, dziełnia rozpiętości odwodnianej budowli na dwie lub trzy części przy pomocy stojaków drewnianych lub żelaznych, wpuszczanych w specjalnie przygotowane studzienki w dnie, zaś w górnej części podparte zastrzałami (rys. 3).

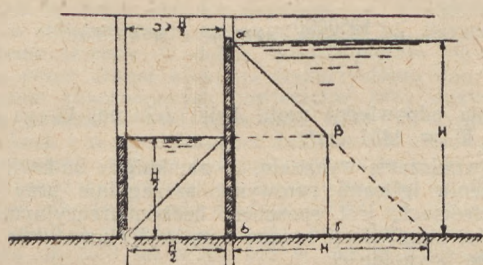
Dla zapewnienia należytej szczelności często są stosowane, szczególnie przy większej wysokości piętrzenia (ponad 5 m), podwójne ściany szandorowe w odległości



Rys. 3.



Rys. 4.



Rys. 5.

około 1 m. Przestrzeń między ścianami zasypuje się gliną (rys. 4).

Następnym sposobem zamknięcia budowli szandorami w wypadku gdy naprężenia przekraczają znacznie dopuszczalne jest zastosowanie stopnia wodnego, który odciąża zasadniczą ścianę szandorową. Są tu oczywiście potrzebne dwie ściany szandorowe (rys. 5). Stopień wodny dzieli wysokość piętrzenia H na 2 części i efektywne parcie na zasadniczą ścianę szandorową określa się trapezem $\alpha \beta \gamma \delta$, którego podstawa $\gamma \delta$ stanowi maksymalne parcie na szandory i wyraża się wielkością $\frac{H}{2}$. Odległość między ścianami $\gamma \delta$ nie może być mniejsza niż połowa spodziewanego piętrzenia, tj. powinna wynosić co najmniej $\frac{H}{2}$.

Dla przykładu obliczamy potrzebny moment wytrzymałości szandorów w wypadku zastosowania stopnia wodnego, przy założeniu że wysokość piętrzenia $H = 5 \text{ m}$, rozpiętość $l = 6 \text{ m}$, wysokość szandora $b = 32 \text{ cm}$.

Obciążenie równomierne na 1 mb szandora wynosi

$$q = \frac{H}{2} \cdot b \cdot 10 \cdot 1000 = 2,5 \cdot 0,32 \cdot 1000 = 800 \text{ kg/mb}$$

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{800 \cdot 6^2}{8} = 3600 \text{ kgm} = 360000 \text{ kgcm}$$

$$W = \frac{M}{K} = \frac{360000}{100} = 3600 \text{ cm}^3$$

Wysokość szandora równą 32 cm przyjęto w przykładzie dla łatwiejszego porównania wyniku obliczenia momentu wytrzymałości z momentem potrzebnym w analogicznych warunkach, bez zastosowania stopnia wodnego. Jak wynika z przytoczonej wyżej tablicy, moment wytrzymałości dla piętrzenia 5 m, rozpiętości 6 m i wysokości szandora 32 cm, bez zastosowania stopnia wodnego wynosi 6970 cm^3 , a więc jest bez mała dwukrotnie większy.

Ponieważ tak duża wysokość szandora w przytoczonym przykładzie jest zbędna wobec zastosowania stopnia wodnego, dobiera się wymiary belek tak, jak dla piętrzenia o połowę mniejszego niż H, tj. w tym wypadku 2,5 m.

Przy zastosowaniu belek wysokości $b = 25 \text{ cm}$, obliczamy potrzebny moment wytrzymałości i grubość szandora h dla powyższego przykładu.

$$q = \frac{H}{2} \cdot b \cdot 10 \cdot 1000 = 2,5 \cdot 0,25 \cdot 1000 = 625 \text{ kg/mb}$$

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{625 \cdot 6^2}{8} = 2812,5 \text{ kgm} = 281250 \text{ kgcm}$$

$$W = \frac{M}{K} = \frac{281250}{100} = 2812 \text{ cm}^3$$

$$h = \sqrt{\frac{6W}{b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 2812}{25}} = 26 \text{ cm}$$

Wynika więc z powyższego, że przy zastosowaniu stopnia wodnego dla wysokości piętrzenia 5 m i rozpiętości 6 m wystarczą belki o przekroju $25 \times 26 \text{ cm}$, ułożone na płask, zamiast belek $32 \times 36 \text{ cm}$ w zwykłej, pojedynczej ścianie. Jest to przede wszystkim przekrój łatwy do uzyskania i całkowita objętość masy drzewnej obu ścianek wyniesie $[(5,0 + 2,5)(6,0 + 0,50)]0,26 = 12,675 \text{ m}^3$ zamiast $5,0 \times 6,5 \times 0,36 = 11,70 \text{ m}^3$, a więc zaledwie o około 8% więcej.

Zastosowanie któregośkolwiek ze sposobów zamknięcia budowli szandorami przy większych rozpiętościach nastręcza spore trudności. W pojedynczej, niepodpartej ścianie wypadają duże przekroje belek, trudne do uzyskania, szandory są ciężkie i niewygodne w użyciu. Nawet przy ścianach podpartych stojakami belki szandorowe dochodzą jeszcze do wagi 1000 kg i więcej. Należyte ustawienie stojaków w studzienkach wymaga pracy nurka, dopa-

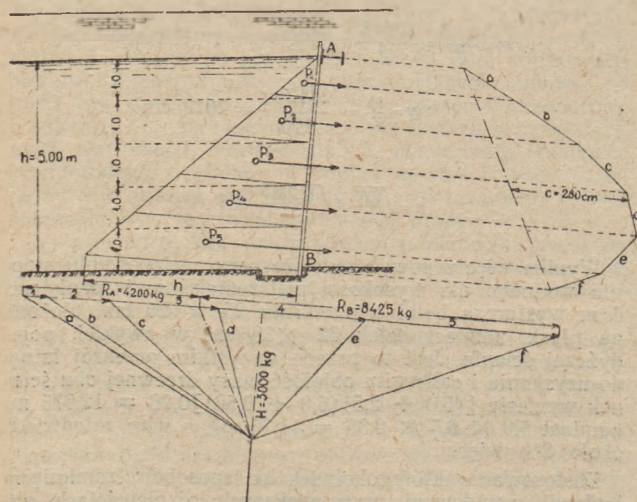
sowanie zastrzałów i rozpornie musi być bardzo dokładne. Stosowanie podwójnych ścian szandorowych z zasypywaniem gliną, gwarantującą szczelność, stwarza kłopot w postaci konieczności wydobycia gliny po nawodnieniu budowli. Sposób zamknięcia szandorami z stopniem wodnym, poza innymi wadami ogólnie właściwymi szandorom, stwarza konieczność szczególnie dokładnego uszczelnienia dolnej, niskiej ścianki i ciągłego utrzymywania wody na stałym górnym poziomie, gdyż w wypadku znacznego obniżenia wody na stopniu zwiększa się parcie na ściankę główną, której grozi katastrofa. Ogólnie biorąc, zamknięcia szandorowe są drogie. Na wysoki ich koszt wpływa konieczność stosowania wyborowego materiału o specjalnych wymiarach, trudna manipulacja ciężkimi belkami, trudne uszczelnienie i wreszcie potrzeba troskliwego niagazynowania.

Iglice z rur Mannesmanna. Przed rozważeniem tego sposobu zamknięcia musimy przede wszystkim wziąć pod uwagę, że dolna belka w zamknięciu szandorowym obliczona jest na całe, nieraz olbrzymie, parcie wody na dużej rozpiętości, równej szerokości komory słuzowej lub otworu w jazie. Obciążenie tej belki jest równomierne, równe ciśnieniu od słupa wody wysokości H . Dalsze szandory przyjmują stopniowo ku górze coraz mniejsze parcie, lecz ze względów konstrukcyjnych, jak też dla uzyskania szczelności, przekrój wszystkich szandorów zachowuje się jednakowy.

Iglica ustawiona pionowo lub w pochyłości np. 10:1 jest również belką na dwóch podporach, lecz rozpiętość tej belki jest równa tylko wysokości piętrzenia, szerokość jej, w przeciwieństwie do wysokości belek szandorowych, może być dowolnie mała, a obciążenie iglicy na jednostkę długości jest zmienne, malejące od pełnego w dolnym punkcie do zera ku górze. Jeżeli chodzi o iglice drewniane, to wykonanie ich nawet o zmiennym przekroju jest powszechnie stosowane w jazach iglicowych. Pełny przekrój iglicy wynikający z obliczenia jest konieczny tylko w punkcie największego momentu. Praktycznie, ciężar drewnianej iglicy przy wysokości piętrzenia około 3 m nie przekracza 25 kg.

Podczas gdy wygodne w użyciu lekkie drewniane iglice spełniają dobrze swoją rolę w jazach iglicowych, użycie ich do odwodnienia budowli nie może być stosowane z uwagi na trudność w uzyskaniu należytej szczelności. Dla pokonania tej trudności zastosowano iglice żelazne z rur ciągnionych, opartych w dole o betonowy uzbrojony żelaznym kątownikiem próg, zaś w górnej części, na poziomie wody, o belkę żelazną dwuteową, szeroko-stopową lub przy większych rozpiętościach i piętrzeniu o blachownicę. Belka jest zakładana do specjalnych wnęk w ścianach słuzy, uzbrojonych płytami żeliwnymi.

Rozpatrzmy przykład obliczenia zamknięcia przestrzeni do odwodnienia rurami Mannesmanna, np. komory słuzowej (rys. 6).



Rys. 6.

Przy założeniu szerokości komory $l = 10$ m, wysokości piętrzenia po odwodnieniu $H = 5$ m i dla szerokości ścianki iglicowej równej 1 m, ustala się przy po-

mocy wieloboku sił i wieloboku sznurowego maksymalny moment $M = 840.000$ kgcm i reakcje $R_A = 4200$ kg, $R_B = 8425$ kg.

Przy dopuszczalnym naprężeniu dla żelaza $K_g = 1200$ kg/cm², otrzymamy potrzebny łączny moment wytrzymałości iglic rurowych na 1 mb długości ściany iglicowej:

$$\frac{840000}{1200} = 700 \text{ cm}^3$$

Przy dobieraniu odpowiedniego przekroju rur, przyjmuje się znormalizowane przekroje rur, stosowanych do kotłów lub przewodów parowych. Po próbach znajdziemy najodpowiedniejszy przekrój rury, tj. w danym wypadku znajdzie zastosowanie rura o średnicy zewnętrznej 191 mm i grubości ścianki 5,5 mm.

$$W = \frac{\pi}{4} \frac{(R^2 - r^2)}{R} = 0,785 \frac{(9,55^2 - 9^2)}{9,55} = 144,4 \text{ cm}^3$$

Łączny moment wytrzymałości rur na długości 1 mb ścianki iglicowej wyniesie

$$\frac{100 \cdot 144,4}{19,1} = 755 \text{ cm}^3 > 700 \text{ cm}^3$$

Poniższa tablica zorientuje w stosowanych ogólnie sztywnościach rur ciągnionych, mogących mieć zastosowanie w ściankach iglicowych.

Śred.zew. mm.	Grub. ścianki mm.	Waga 1 mb kg
95	3 1/4	7,30
102	3 3/4	9,01
108	3 3/4	9,56
114	3 3/4	10,10
121	4	11,46
127	4	12,03
133	4	12,65
140	4 1/2	14,90
146	4 1/4	15,56
152	4 1/2	16,22
159	4 1/2	17,00
165	4 1/2	17,65
171	4 1/2	18,31
178	4 1/2	19,03
191	5 1/2	24,93
203	5 1/2	26,60

Długość iglicy dla podanego przykładu $l = 0,1 + 5,0 + 0,5 = 5,6$ m, ciężar $Q = 24,93 \cdot 5,6 \cong 140$ kg, czyli w granicach umożliwiających manipulację rurami.

Dla dobrania odpowiedniego przekroju belki żelaznej, stanowiącej oporę dla rur w górnym ich końcu, wychodzimy z założenia, że reakcja R_A od parcia wody na 1 mb ścianki stanowi równomierne obciążenie belki.

Moment zginający wyniesie

$$M = \frac{Q \cdot l^2}{8} = \frac{4200 \cdot 10^2}{8} = 52500 \text{ kgm} = 5250000 \text{ kgcm}$$

Minimalny moment wytrzymałości

$$W = \frac{5250000}{1200} = 4375 \text{ cm}^3 \quad W = 4451 \text{ cm}^3$$

Wypada odpowiedni profil belki żelaznej Greya Nr 50, gdzie $W = 4451 \text{ cm}^3$.

Doświadczenie wykazało, że zamknięcie budowli do odwodnienia iglicami rurowymi, szczególnie przy dużych rozpiętościach, jest sposobem bezkonkurencyjnym dzięki łatwości manipulacji rurami i możliwości uzyskania prawie zupełnej szczelności.

Techn. Cezary Jakubowski

DZIAŁ V — EKSPLOATACJA

INŻ. ZYGMUNT KISIELEWSKI

Melioracje na Żuławach w delcie Wisły

W 6-letnim planie melioracyjnym przewiduje się rozpoczęcie na szeroką skalę modernizacji urządzeń wodno-melioracyjnych ze szczególnym uwzględnieniem przystosowania tych urządzeń do nowoczesnych środków mechanizacji uprawy rolnej. Na tle istniejących naturalnych warunków oraz rozbudowy urządzeń wodno-melioracyjnych na Żuławach Autor omawia potrzeby i możliwości modyfikacji przestarzałych urządzeń: a) wężę sieci rowów, stacji pomp, zabezpieczenia przed powodzią a szczególnie przed sztormami, konieczności stałej konserwacji urządzeń wodno-melioracyjnych, oraz sprawnej i szybkiej ochrony przeciwpowodziowej.

Delta Wisły podzielona jest Wisłą i Nogatem na 3 części:

- 1) Żuławy Gdańskie na lewym brzegu Wisły obejmujące 37.000 ha, z tego 9.500 ha położonych poniżej średniego zwierciadła morza,
- 2) Żuławy Wielkie między Wisłą i Nogatem liczące 70.000 ha, z tego 16.500 ha poniżej zwierciadła morza,
- 3) Żuławy Elbląskie na prawym brzegu Nogatu obejmujące 35.000 ha, z tego 21.500 ha poniżej zwierciadła morza.

Razem delta Wisły obejmuje 142.000 ha, z tego 47.500 ha terenów depresyjnych, leżących do 2,5 m poniżej zwierciadła morza.

Delta Wisły przez szereg wieków była narażona na zalawy przez wielką wodę i przedstawiała przed 500 laty jedno wielkie bagnisko, porośnięte na południu lasem liściastym, a północno-wschodnią część stanowiły wody z pływającymi kępami roślin bagiennych i dalej otwarte morze.

Zmniejszenie spadku podłużnego Wisły przy ujściu, przy równoczesnym działaniu cofki morza, powodowało osiadanie namulów naniesionych przez rzekę tak w licznych odnogach, rzekach i kanałach tworzących deltę Wisły, jak również spływanie przyległych rejonów morza i Zalewu Wiślanego, co z kolei pozwoliło na stopniowe wdzieranie się ładu w morze.

Nie tylko jednak siły przyrody brały udział w powstawaniu Żuław, olbrzymi był także udział ręki ludzkiej. Człowiek wybudował setki kilometrów wałów chroniących od wylewów, wstrzymując w ten sposób namulanie terenów nawet nie całkowicie wzniesionych nad poziom morza, aby jak najszybciej tworzący się teren uczynić przydatnym dla celów rolniczych. Leżące poniżej morza tereny podzielił wałami, tworząc poldery i przy pomocy sztucznych urządzeń usunął wodę. Początki obwałowania i osuszania w delcie Wisły sięgają XIV wieku.

Krok za krokiem człowiek z wielkim nakładem pracy przez obwałowywanie i odwodnianie wyrwał morzu nowe tereny. Ustalony na podstawie posiadanych materiałów przebieg linii wałów w poszczególnych wiekach pozwala stwierdzić następujący stopniowy przyrost terenów:

do 1600 r.	przybyło	1.790 ha
1600 — 1700		3.600 „
1700 — 1800		8.550 „
1800 — 1900		3.080 „
1900 — 1936		2.680 „
po 1936 r.		1.500 „

Razem w ciągu 550 lat uzyskano ok. 21.150 ha terenów, co stanowi roczny przyrost ok. 40 ha. Sztuczne odwodnienie terenów w delcie Wisły opierało się od początku przez długie wieki na wykorzystaniu siły wiatru. Osuszenie znaczniejszych powierzchni przy dużych różnicach poziomów wód pozwalało tylko w wyjątkowych wypadkach i w ograniczonym zakresie na stosowanie siły zwierzęcej. Wiatr był jedynym naturalnym źródłem siły, którego wykorzystanie pozwoliło zmienić ok. 40.000 ha terenów pokrytych wodą oraz ok. 50.000 ha nisko położonych bagnistych terenów — na uprawne pola.

Przez ok. 500 lat wiatr był w delcie Wisły jedynym źródłem siły poruszającej urządzenia przepompowujące

wodę. Wiatrak poruszający koło czerpalne (odwrócone koło podsiębierne), rzadziej ślimak (śruba Archimedes'a) to urządzenia odwodniające w delcie Wisły. Urządzenia powyższe wykonywane były całkowicie z drzewa i dochodziły do następujących wymiarów: skrzydła wiatraka do 9 m długości, koło czerpalne średnicy ok. 6,50 m, szerokości 0,32 m, wysokość podnoszenia do 1,50 m, wydajność teoretyczna 0,4 m³/sek, a praktyczna 0,2 m³/sek, moc 17 KM i współczynnik sprawności 0,23. Do 1854 r. na Żuławach Gdańskich powierzchnia ok. 18.000 ha odwodniana była przez 72 wiatraki; średnio więc na jeden wiatrak przypadała powierzchnia ok. 250 ha, co dawało ok. 0,7 l/sek/ha.

Odwodnienie delty Wisły przy pomocy wiatraków trwało do drugiej połowy XIX wieku. Wskutek obwałowywania coraz to dalszych ramion rz. Wisły i ich замуłania się warunki odpływu z terenów sztucznie odwodnianych wskutek podnoszenia się stanu wód stopniowo pogarszały się. Konieczna więc była przebudowa urządzeń odwodniających, pozwalających na zwiększenie wydajności, a szczególnie wysokości podnoszenia wody. Wprowadzenie maszyny parowej pozwoliło te niedomagania usunąć. Początkowo pozostawiono w stanie dotychczasowym urządzenia odwodniające, jak koło czerpalne, względnie ślimak, instalując zamiast wiatraka stałą maszynę parową. Zwiększono przez to wydajność i wysokość pompowania oraz umożliwiono uruchamianie urządzeń odwodniających w miarę potrzeby, niezależnie od okresów bezwiatrowych. Szczególne znaczenie ma to w okresie czerwiec — lipiec, kiedy przypadały okresy silnych opadów przy równoczesnym braku wiatrów.

Jednakże wprowadzenie maszyny parowej pociągało za sobą zwiększenie kosztów tak budowy, jak i eksploatacji. Zainstalowanie maszyny parowej wymagało masywnych fundamentów, które ze względu na słabe przeważnie podłoże na Żuławach musiały być wykonywane na palach. Często dla obniżenia kosztów eksploatacji pozostawiano wiatrak, a zainstalowaną maszynę parową uruchamianą była tylko w okresach braku wiatrów.

Od 1886 r. zaczęto na Żuławach stosować lokomobile jako silniki dla stacji pomp. Wprowadzenie nowoczesniejszych maszyn pozwoliło obniżyć koszty eksploatacji, jak również odpadła potrzeba kosztownego fundowania, jakiego wymagało zainstalowanie stałej maszyny parowej.

Od 1900 r. stosowano także półstałe lokomobile, które normalnie używane były przy pracach rolnych, a w wypadku konieczności pompowania instalowane były jako silniki dla stacji pomp. Równocześnie następuje wymiana przestarzałych kół czerpalnych i ślimaków na pompy odśrodkowe, wirnikowe; co pozwoliło na stosowanie urządzeń o większych wydajnościach i możliwościach wyższego podnoszenia wody i umożliwiło łączenie szeregu małych polderów w większe.

Przed pierwszą światową wojną coraz częściej zamieniały się maszyny parowe na silniki elektryczne względnie spalinowe, jako łatwiejsze i tańsze w eksploatacji, jednakże powierzchnia poszczególnych polderów nie przekraczała jeszcze 1.000 ha. Dopiero ostatnie przed drugą wojną światową przebudowane stacje pomp posiadają już nowoczesne pompy śmigłowe o dużym współczynniku sprawności wynoszącym 0,80, o bezpośrednim połączeniu pionowym silnika elektrycznym. Ostatnio przebudowane stacje

pomp o mocy około 1300 KM odwodniają powierzchnie dochodzące do 22.000 ha. W ten sposób obniżono znacznie nie tylko koszty budowy zakładów pompowych, lecz również koszt ich eksploatacji.

Koszt bowiem budowy stacji pomp (bez kosztów doprowadzenia linii elektrycznych) wynosił wg cen 1938 r. na jeden ha przy polderze:

o pow. 60 ha	200 zł
1.000 „	80 „
1.700 „	60 „
20.000 „	40 „

Przy większych polderach długość, a zatem koszt konserwacji wałów polderowych i koszt obsługi stacji z powodu mniejszej ilości personelu są znacznie mniejsze. Dla Żuław Gdańskich średni opad roczny wynosił w okresie 1909 — 1923 566 mm, dla Żuław Wielkich i Elbląskich wahał się od 650 mm nad morzem do 620 mm dla części południowej.

Średnia roczna temperatura wahała się w podanym okresie od 6,8°C do 10,1°C, ilość dni, w których maks. temperatura była poniżej 0° wynosiła 28, dni o temp. minimalnej poniżej 0° było 89 i dni o temperaturze maks. powyżej 25° było 10.

Średnio 140 dni bywa deszczowych oraz 36 dni z opadami śniegowymi.

Średnia roczna siła wiatru wynosi 5,5 m/sec i dochodzi podczas sztormów do 9-10° w skali Beauforta, przy czym w okresie jesiennym i zimowym przeważają wiatry z kierunków N i NE.

Żuławy znajdują się pod wpływem klimatu morskiego o krótkiej i późnej wiosnie i temp. poniżej 0°, chłodnym lecie, obfitym w opady atmosferyczne przeważnie w czasie zbiorów oraz cieplej i długiej jesieni. Niezbyt dogodne dla produkcji zbożowej warunki klimatyczne doskonale nadają się dla trwałych użytków zielonych.

Jak już wspomnieliśmy, Żuławy zawdzięczają swoje powstanie i urodzajność pracy wykonanej przez wieki przez wodę oraz stabilizacji stosunków wodnych, spowodowanej ręką ludzką.

Nagromadzone przez stulecia żyzne namuły organiczne i mineralne są podstawą i bardzo bogatą skarbnicą, dzięki której Żuławy zaliczamy do najżyźniejszych gleb w Polsce, a nawet w Europie.

Jako gleby występują na Żuławach przeważnie różnego rodzaju mady, jako produkt osadzenia się namulów nanoszonych przez Wisłę i jej dopływy, o różnej miąższości, wahającej się od kilkunastu centymetrów do kilku metrów głębokości, oraz o dość różnej budowie mechanicznej. Różnorodność odmian gleb i niejednakowa ich miąższość posiada swoje wyjaśnienie w licznych zmianach koryta Wisły i jej odgałęzień. Obok przeważającego typu gleby, jakimi są mady, na Żuławach spotyka się również gleby torfowe o różnych namuleniach, a nierzadko występują także nawarstwiane pokłady mad i namulonych torfów, leżące jedna nad drugą w różnych głębokościach, różnej miąższości i kolejności układu poszczególnych warstw. Torfy namulone oraz mady z wkładkami poziomymi torfów utworzyły się na tle zamulania się przez odkładanie namulów, transportowanych drogą wodną na dnie płytkiej zatoki morskiej i powstałych później poszczególnych jezior, na których znajdują się dzisiejsze Żuławy.

Ale nie tylko powstanie swoje zawdzięczają Żuławy wodzie. Zarówno cechy fizyczne gleb, jak i rekordowa urodzajność Żuław związane są z wodą, a ściślej z racjonalną gospodarką wodną.

Przeciętna urodzajność gleby na Żuławach jest wyższa od najżyźniejszych gleb w innych dzielnicach Polski.

Przeciętne plony w q z ha na Żuławach głównych roślin uprawnych ilustrują następujące dane:

mady próchniczne	mady mineralne
pszenica	33,5
żyto	28,0
jęczmień	34,5
owies	30,5
rzepak	24,5
buraki cukrowe	300,0
„ pastewne	400,0
siano łąkowe	40,0
	26,5
	22,5
	23,0
	26,5
	19,5
	250,0
	114,0
	33,5

Różnica zasobów gleb żuławskich polega głównie na zjawisku stałego gromadzenia się (uwzględniając nawożenie obornikiem i nawozami pomocniczymi) tych zapa-

sów względnie stabilizacji tych stosunków na Żuławach. — podczas gdy najżyźniejsze typy gleb innych dzielnic Polski wskutek większych spadków naturalnych terenu podlegają bielicowaniu i wylugowywaniu przez wodę tak naturalnych zasobów gleby, jak i nawozów dostarczonych przezorną gospodarką rolniką.

O ile na Żuławach główne procesy glebotwórcze, jakimi jest przemieszczanie gleb, jak erozja, zmywanie przez wodę itp. można uważać dzięki obwałowaniu poszczególnych polderów za zakończone, — to na innych żyznych glebach Polski troska zarówno rolnika, jak i melioranta jest wyszukiwanie takich środków rolniczych i technicznych, któreby temu procesowi całkowicie zapobiegały, względnie działanie jego wybitnie złagodziły.

Wyjątkowo małe spadki naturalne terenu, niespotykane w innych dzielnicach, powodują bardzo powolny spływ powierzchniowy i podziemny wód opadowych. Bardzo powolny odpływ nadmiaru wód nie wylugowuje naturalnych zasobów gleby i nawozów dostarczonych z zewnątrz, a przeciwnie stwarza dostatecznie długi okres czasu na pobranie pokarmów przez rośliny. Obwałowanie różnych pod względem powierzchni obszarów, tzw. polderów, zamyka odpływ wody z danego terenu, tworzy niejako zamknięte naczynie, magazynujące całość opadów atmosferycznych, które poza zainteresowany obszar mogą być wyparowane bezpośrednio lub pośrednio przez rośliny, albo usunięte przez przepompowanie, całkowicie i dowolnie regulowane ręką ludzką.

Ponadto leżące wyżej od kilku metrów ponad teren zwierciadło wody w odprowadzalnikach, do których przepompowywana jest woda z polderów i dostateczne jej ilości wskutek połączenia z morzem względnie z Zalewem Wiślanym, — uniemożliwiają wgłębny odpływ wody z polderów, a raczej stwarzają dogodne warunki infiltracji wgłębnej wody z odprowadzalników na poldery.

Wyżej wymienione naturalne właściwości topograficzne Żuław pozwalają rolnikowi na łatwą gospodarkę wodą na uprawianych przez niego terenach. Występowanie lat lub długich okresów wyjątkowo suchych lub katastroficznie mokrych jest o wiele mniej niebezpieczne aniżeli na pozostałych obszarach Polski. Przykładem tego mogą służyć wyjątkowo suche lata 1946 i 1947 na obszarach centralnej Polski. Łatwość uregulowania odpływu wód, jak i poziomu wód gruntowych daje roślinom optymalne warunki pobrania pokarmów w okresie wegetacji.

W tych warunkach poszczególne poldery można porównać do zamkniętych laboratoriów, gdzie rolnik może całkowicie wykorzystać zasoby gleby i wody, a rola melioratora polega na pilnym obserwowaniu zachodzących procesów i usuwaniu nadmiaru wody lub jej dostarczeniu z zewnątrz, o ile zajdzie tego konieczność w odniesieniu do potrzeb różnych roślin w okresie ich wegetacji.

* * *

Wykonana na przestrzeni kilkuset lat melioracja Żuław składa się z następujących urządzeń wodno-melioracyjnych:

- obwałowań rzek, kanałów oraz obwałowania Zalewu Wiślanego,
- głównych kanałów i cieków odwodniających,
- sieci kanałów drugorzędnych i szczegółowej sieci rowów odwodniających wraz z uzbrojeniem, jak przepusty, mosty, śluzy dla nawodnień itp.,
- stacji pomp odwodniających.

Obwałowania rzek i kanałów mają na celu z jednej strony zabezpieczenie przed zalewem terenów położonych niżej od zwierciadła wody w rzece lub w kanale przy normalnym stanie wody, z drugiej strony zabezpieczają podczas powodzi spowodowanych sztormami.

Przy większym nasileniu wiatrów z kierunków N i NE poziom wody w Zalewie Wiślanym podnosi się, wskutek czego następuje również podwyższenie stanu wody w rzekach i kanałach. Wyjątkowo silny sztorm w marcu 1949 r. z kierunku NNE, o natężeniu w porywach do 10° w skali Beauforta, spowodował podniesienie się stanu wody na Zalewie Wiślanym do poziomu + 1,60 m ponad NN podczas gdy najwyższe notowane od kilkudziesięciu lat podniesienie się stanu wody wynosiło w dniu 5.II.1932 r. przy ujściu rzeki Elbląжки + 1,44 m i w Granicznej + 1,30 m ponad NN. Szczególnie narażony jest na uszkodzenie wał na Zalewie Wiślanym, gdzie oprócz wysokiego stanu wody podlega on działaniu fal dochodzących

przy silnych sztormach do 2—3 m wysokości, jak również uderzeniom lodów. Nagromadzenie zimą lub wiosną zwalów lodowych dochodzących do 12 m wysokości nie jest rzadkością.

Normalnie wały polderowe (nad rzekami i kanałami) mają rzędną korony na poziomie + 1,60 m (ponad NN), szerokość korony 1,50 — 2,00 m, pochylenie skarpy odwodnej 1:1,5 lub 1:2, odładowej 1:2.

Ostatnio przed wojną wykonane wały nad Zalewem Wiślanym mają koronę o rzędnej + 2,20 m, szerokość korony 2—3 m, pochylenie skarpy odwodnej 1:5, odładowej 1:3. Łagodne pochylenie skarpy odwodnej umożliwia przesunięcie się taflı lodowych, bez uszkodzenia wału. Wały szczególnie narażone na uderzenie fali mają skarpy umocnione płytami betonowymi oraz stopę wału wzmocnioną opaską, składającą się z 2-ch rzędów pali, wypełnioną wiązkami faszyny i oskałowana kamieniem lub blokami betonowymi. Dla zabezpieczenia wałów przed przerwaniami spowodowanym działaniem lodów, stosuje się od poziomu + 1,00 m nachylenie skarpy odwodnej 1:10, uzyskując w ten sposób powiększenie rozmiarów wału oraz odsunięcie od wału miejsca gromadzenia się pędzonych wiatrem zwalów lodowych.

Na Żuławach znajduje się 554 km wałów, z tego 436 km wałów polderowych i 118 km wałów powodziowych rzeki Wisły.

Sieć rowów odwodniających wykonana jest na zasadach stosowanych przy drenowaniu. Do głównych kanałów, doprowadzających wodę do pompy, wpadają rowy drugorzędne, do których z kolei wprowadzone są rowy boczne osuszające.

Rowy projektowane są takiej głębokości, aby uzyskać obniżenie zwierciadła wody do głębokości 0,70 m poniżej najniższego punktu na polderze. Rowy główne i kanały mają nachylenie skarp przy glebach mineralnych 1:1,5, przy glebach lekkich 1:2, a nawet 1:3. W pobliżu pompy skarpa w zasadzie otrzymuje nachylenie od 1:2 do 1:3, przy równoczesnym poszerzeniu dna dla zwiększenia przekroju. Boczne rowy nie powinny przekraczać długości ponad 500 m. Rozstawa bocznych rowów waha się w zależności od przepuszczalności gleby od 20 do 50 m. Na 1 ha przypada na Żuławach średnio 15 m głównych rowów i ok. 120 m bocznych rowów. Ogółem na Żuławach istnieje ok. 3.000 km kanałów i ok. 17.000 km rowów.

Rowy obliczano początkowo na spływ 1,27 l/sek/ha, ostatnio jednak na podstawie uzyskanych doświadczeń po wybudowaniu stacji pomp w Chłodniewie, odwodniającej 22.000 ha, rowy oblicza się na spływ 1,0 l/sek/ha.

Z uwagi na małe spadki naturalne terenu spływa się rowy i kanały na Żuławach o spadku dna poniżej granicy technicznie dopuszczalnej 0,1 — 0,2‰ a nawet w poziomie.

Stacje pomp w delcie Wisły ulegały, jak już wyżej podano, ciągłej ewolucji w ciągu długiego szeregu lat, jak zamiana wiatraków poprzez maszyny parowe na silniki elektryczne i spalinowe, wymiana drewnianych kół czerpalnych i ślimaków na pompy odśrodkowe i ostatnio śmigłowe, zwiększenie powierzchni polderów itp.

Na Żuławach znajduje się 135 stacji pomp odwodniających poszczególne poldery o pow. od 17 ha do 22.000 ha. Większość pomp napędzana jest silnikami elektr., o mocy zainstalowanej od 2 KW do 364 KW, wysokość podnoszenia wody 1,20 — 3,50 m. Energia elektryczna doprowadzana jest do transformatorów, znajdujących się przy stacjach pomp, liniami elektrycznymi wysokiego napięcia 8.000 V i 15.000 V, silniki o napięciu 220 X 380 V.

Przy obliczaniu wydajności początkowo przyjmowano za zasadę, iż pompy mają usunąć w przeciągu 24 godzin z całej powierzchni odwodnianej opad 10 mm, tzn. opad 30 mm usunięty będzie przez 3 doby, co odpowiada spływowi 1,15 l/sek/ha.

Przy przebudowie stacji pomp na elektryczne przyjmowano spływ 1,25 — 1,50 l/sek/ha, najczęściej obliczano pompy na 1,27 l/sek/ha, co odpowiadało 10 mm opadu w ciągu 20 godzin pracy pompy dziennie. W Holandii przyjmuje się średni spływ 0,92 l/sek/ha, dla polderów o wysokiej kulturze rolniczej, gdzie szkodliwe jest nawet krótkotrwałe podmoknięcie gruntów, przyjmuje się przy obliczaniu wydajności pompy 1,60 l/sek/ha.

Proponowane przez prof. Bertrama przyjęcie za miarodajne przy obliczaniu wielkości pomp dla Żuław zasady, iż pompa ma po ostrej zimie, późnym ociepleniu i szybkim topnieniu śniegu odpompować 100 mm opadów, zaś przy dużych letnich opadach winna odpompować 55 mm opadu, daje współczynnik spływu za duży, wynoszący 2 l/sek/ha.

Przeprowadzone na Żuławach obserwacje wykazały, iż procent odpompowywanych rocznych opadów wynosi:

dla grupy polderów o przepuszczalnym podłożu i różnicy wysokości terenu	wynoszącym 1,25 m — 42%,
dla grupy polderów o przepuszczalnym podłożu i różnicy wysokości terenu	wynoszącym 1,85 m — 35,5%,
dla grupy polderów o mniej przepuszczalnym podłożu i różnicy wysokości terenu	wynoszącym 3,0 m — 33%.

Znaczne różnice wykazują ilości przepompowywanych opadów w zależności od pory roku, w szczególności jak wykazały obserwacje, w okresie miesięcy VI — IX przepompowuje się 18% opadów, zaś w miesiącach XII — III ok. 112%, a więc w okresie tym musi być przepompowana nadwyżka opadów z miesięcy jesiennych pozostała w glebie.

Dla ustalenia dla pompy wysokości pompowania przyjmuje się na Żuławach dolną wodę na takim poziomie, aby uzyskać obniżenie zw. w. do głębokości 0,70 m poniżej najniższego punktu na polderze. Jako poziom górnej wody przyjmuje się średnią wielką wodę w odborniku. Przyjmowanie abs. najwyższego stanu wody w odborniku, jako miarodajnego dla określenia wysokości pompowania, nie jest słuszne. W tych wypadkach, w których trwają w odborniku stany wody powyżej śr. w.w., odwodnienie może nieco wolniej postępować, jednakże całkowite unieruchomienie pompy jest niemożliwe. Jeżeli pompa została tak skonstruowana, że podczas śr. w.w. może całkowicie wypompować wodę z kanału odwodniającego, to gdyby zaszła konieczność, pompa taka może pracować nawet przy abs. w.w., obniżając zw. w.w. w kanale odwodniającym. Niecelowe jest budowanie pomp o takiej wysokości podnoszenia, że przy abs. w.w. w odborniku pompa będzie w stanie obniżyć zw. w.w. w kanale odwodniającym do najniższego koniecznego poziomu, gdyż przy normalnej wysokości podnoszenia, najdłużej trwającej, współczynnik sprawności pompy będzie niekorzystny.

Pompy przeciętnie pracują 300 godzin rocznie, przepompowując 185 mm opadu. Jedną z największych stacji pomp na Żuławach, wykończona w 1942 r. i odwodniająca 21.148 ha, posiada następujące dane techniczne:

Stacja pomp składa się z 3-ich zespołów o wydajności 7,3 m³/sek każdy, z tego dwa zespoły napędzane są silnikami elektrycznymi o mocy 364 KW każdy, trzeci silnikiem Diesla o mocy 440 KM, pompy śmigłowe o ilości obrotów $n=210$. Pompa obniża zwierciadło wody w kanale dopływowym do poziomu 3,0 m poniżej poziomu morza, wysokość pompowania 3,30 m. Koszt budowy stacji pomp wyniósł wg cen 1938 r. — 1.155.000 zł, co daje ok. 56 zł/ha, z tego przypada na roboty budowlane 38%, koszt pomp z urządzeniami — 20%, silniki i urządzenia elektryczne 10%, budowa linii elektrycznej wysokiego napięcia 32%.

* * *

W momencie przejścia w 1945 r. terenów w delcie Wisły wszystkie obszary depresyjne zalane były wodą, zaś tereny przydepresyjne podmoknięte. Ogółem ok. 90.000 ha niezdatnych było do uprawy.

Zalew spowodowały ustępujące wojska hitlerowskie przez wykonanie dużych przekopów wałów wiślanych (Serowo — Czerwone), jak również wałów na rz. Starej Raduni (Nobel), Tudze i na Kanałe Młyńskim (Rokitki pod Tazewem), którymi wypuszczono na dolinę wielkie wody wiosenne. Zniszczone wały ochronne na rzekach i kanałach, wysadzone śluzą, spalona lub zdemontowana większość stacji pomp odwodniających, zerwane zasilające stacje pomp linie elektryczne wysokiego napięcia, pozbawiające teren środków do walki z zalewającym go żywiołem, przekopane i zryte rowami strzeleckimi i bunkrami wały polderowe oraz zamulone kanały i rowy odwodniające — oto obraz terenów delty Wisły w momencie przejścia ich przez służbę wodno-melioracyjną w 1945 r.

Pokonując ogromne trudności z powodu braku ludzi i niemożności komunikacji na terenach zalanych, już w czerwcu 1945 r. służba wodno-melioracyjna przystąpiła do odbudowy zniszczonych urządzeń melioracyjnych. Na pierwszy plan wysunęła się konieczność naprawy wałów ochronnych, stan których groził możliwością ponownego zalewu. Groza katastrofy zdecydowała o konieczności przeprowadzenia naprawy wałów przed nastaniem mrozów.

O ile groźba powodzi i zalanie dalszych terenów została przez powyższe roboty walowe zasadniczo uchylona,

o tyle druga część zagadnienia, mianowicie odwodnienie i osuszenie Żuław przez wypompowanie nagromadzonych wód wymagała dalszego, zespólnego wysiłku wszystkich pracowników i stanowiła duże trudności wobec braku jakichkolwiek danych technicznych, materiałów, części zamiennych do pomp, fachowców itp. Szczególną trudność stanowiła odbudowa linii elektrycznych wysokiego napięcia, zasilających stacje pomp, bez naprawy których nie można było odpompować wód, ale których odbudowa, przy zalaniach głębokich niejednokrotnie do 2,5 m, stanowiła ogromne trudności. Przewyciężenie jednak tych trudności stanowiło o uzyskaniu ogromnego dochodu gospodarczego, jaki dały Żuławy Polsce Ludowej przez włączenie ich do gospodarki.

Założeniem planu 3-letniego odnośnie prac wodno-melioracyjnych na Żuławach było doprowadzenie urządzeń wodno-melioracyjnych do stanu umożliwiającego zagospodarowanie Żuław.

Zrealizowanie powyższego wymagało przeprowadzenia następujących prac:

- naprawy wałów ochronnych, szczególnie wałów powodziowych rz. Wisły, stan których groził możliwością ponownego zalania,
- odwodnienia zalanych i podmokniętych terenów, co wymagało odbudowy urządzeń mechanicznych i elektrycznych stacji pomp, dosyłowych linii elektrycznych wysokiego napięcia i uruchomienia stacji pomp,
- osuszenia terenów dla umożliwienia użytkowania rolniczego, co pociągało za sobą konieczność przeprowadzenia renowacji zamulonych kanałów i rowów odwodniających na dług. ok. 20.000 km.

Wyszczególnione prace wykonane zostały w ramach 3-letniego planu przed terminem i ze znaczną nadwyżką.

* * *

Już podczas wykonywania wymienionych robót, jak również podczas eksploatacji odbudowanych urządzeń wypłynęło szereg zagadnień, należyte rozwiązanie których pozwoli na lepsze wykorzystanie naturalnych zasobów Ziemi Żuławskich.

Zagadnieniem, które wskutek silnych sztormów panujących w okresie jesienno-zimowym 1948/49 wysunęło się na czoło wszystkich zagadnień wodno-melioracyjnych na Żuławach — jest sprawa możliwie pewnego zabezpieczenia Żuław przed powodzią.

Istniejące na terenie Żuław wały polderowe, zabezpieczające niżej położone tereny przed zalaniem, wykonane były przeważnie z materiału nieodpowiedniego, o niedostatecznym przekroju poprzecznym, o rzędnej korony 1,50 — 1,60 m ponad poziom morza. Poza tym uszkodzenia wojenne (ukryte bunkry, zasypane w walce części sprzętu, brak konserwacji w okresie wojennym) znacznie osłabiły wały, co sprawiło, iż przy podniesionym stanie wody w rzekach i kanałach wykazywały liczne przecieki i przesaki.

Jest rzeczą zrozumiałą, iż przy podniesieniu się stanu wody w marcu 1949 r., spowodowanym wyjątkowo silnym sztormem, do poziomu + 1,60 m ponad poziom morza, doliczając ponadto wysokie fale, musiało nastąpić przelanie się wody przez koronę w wielu miejscach, co pociągnęło za sobą uszkodzenie skarpy odwodnej, powstanie szeregu wyrw wałowych i zalanie niżej położonych polderów. Obliczenie wykazuje, że przy wyjątkowo niekorzystnych warunkach i znacznym nasileniu wiatrów 9^m — 12^mB poziom w Zalewie Wiślanym może podnieść się nawet do poziomu + 1,90 m ponad NN. W tym wypadku z uwagi na niżej położoną koronę wałów musiałoby nastąpić zalanie znacznej części Żuław.

Jako środek zaradczy przeciwko przelewaniu się wody przez koronę wałów nasuwa się jako pierwsze rozwiązanie konieczność podwyższenia wałów i ich wzmocnienie przez poszerzenie korony i nadanie skarpom łagodniejszego pochylenia. Podwyższenie wałów musiałoby wynosić co najmniej 40 cm, pożądanie 60 — 70 cm, tzn. do wysokości korony co najmniej 2,0 m, a lepiej 2,2 — 2,3 m. Rozwiązanie to, uwzględniając długość wałów na Żuławach wynoszącą 436 km, jest bez wątpienia bardzo kosztowne.

Jako drugie rozwiązanie wysunięte zostało przegradzenie Zalewu Wiślanego wałem ziemnym odpowiedniej wysokości i szerokości, z zastosowaniem w nim służby dla przejścia statków. Przy tym rozwiązaniu zmniejszyłaby się znacznie aktywna powierzchnia wodna Zalewu oraz zmalałaby znacznie wysokość podnoszenia się wody i fal wywołanych przez wiatry. Według przybliżonych obliczeń w tym wypadku wysokość podnoszenia się wody nie przekroczyłaby 1 m.

Rozwiązanie powyższe mogłoby pozwolić w przyszłości na osuszenie odgradzonych części Zalewu i stworzenie dalszych polderów. W ten sposób mogłaby stopniowo następować realizacja osuszenia Zalewu Wiślanego. Na podstawie wstępnych studiów ustalono, iż najwłaściwsze byłoby wykonanie wału na wysokość Tolkmicko — Krynica Morska, wówczas długość wału wyniosłaby 7,5 km, śred. głębokość wody 2,5 m, szerokość korony 6 m, poziom korony na rzędnej + 2,50 m ponad NN, od strony Zalewu umocnienie stopy wału materacami faszynowymi z oskalowaniem i dalej płytami betonowymi. Od strony polderu — ze względu na słabszą falę — dostateczne będzie oskalowanie i umocnienie skarpy płytami betonowymi. Potrzebny materiał ziemny uzyskany byłby przez bagrowanie i refulowanie na miejscu wału. Przybliżone ilości koniecznych robót:

roboty ziemne	900.000 m ³
materaców faszyn.	150.000 „
narzutu kamieni	90.000 „
plyt betonowych	75.000 m ²

Koszt powyższej alternatywy wyniosłby ok. 1,2 miliardów złotych wg cen 1949 r. Czas wykonania — 2 lata przy średnim zatrudnieniu ok. 1.200 robotników i użyciu odpowiedniego ciężkiego sprzętu pływającego.

Ostateczny wybór podanych alternatyw musi poprzedzić opracowanie wstępnego projektu drugiego rozwiązania, opartego na rozpoczętych już studiach i pomiarach.

Niezaprznie od tego, która alternatywa wybrana będzie dla trwałego zabezpieczenia Żuław, konieczne było z uwagi na zły stan wałów wykonanie gruntownego remontu wszystkich zniszczonych i uszkodzonych wałów przez częściowe podwyższenie na odcinkach o niedostatecznej (poniżej 1,60 m ponad NN) wysokości, rozszerzenie korony w miejscach narażonych na silniejsze fale, umocnienie stopy wału itp. Roboty powyższe rozpoczęto w 1948 r. i do końca 1950 r. wykonano ok. 65% koniecznych robót. Pozostałe do naprawy odcinki wałów są w stanie niedostatecznym i na tych odcinkach tylko należyte zorganizowana i intensywna akcja przeciwpowodziowa może zapobiec uszkodzeniu, względnie przerwaniu wałów w wypadku powtórzeń się sztormów o sile jak w lutym i marcu 1949 r. Ze względu na specyficzny charakter powodzi na Żuławach, w szczególności rapłowne powstanie zagrożenia, tak przygotowania techniczne, jak i sama akcja obrony musi mieć odmienny przebieg niż na innych terenach Polski. Sprawne i szybkie uruchomienie przewidzianej ilości osób do służby obchodowej i ratowniczej, gęsta sieć łączności telefonicznej posterunków służby alarmowej i sygnalizacyjno-obszerniczej, odpowiednia ilość magazynów przeciwpowodziowych zaopatrzonych w materiały i sprzęt, należyte przeszkolenie ludności biorącej udział w akcji, zabezpieczenia dostatecznej ilości środków transportowych — to są najważniejsze prace, które należyte przygotowanie dają gwarancję powodzenia akcji przeciwpowodziowej na Żuławach.

Drugim zagadnieniem, które nasuwa się w związku z trudnościami, na jakie wskutek istnienia gęstej sieci rowów odwodniających natrafia mechanizacja upraw, jest sprawa modyfikacji sieci rowów szczegółowego odwodnienia. Należy zastanowić się, dlaczego przy odwodnieniu Żuław zastosowano rowy otwarte, a nie odwodniono choćby częściowo drenami. Jest rzeczą oczywistą, iż na wybór tego rodzaju melioracji miały wpływ przede wszystkim warunki terenowe, łatwość wykonania odwodnienia i konserwacji urządzeń. Po obwałowaniu terenów przeznaczonych do zagospodarowania i usunięciu wody przy pomocy sztucznych urządzeń z zamkniętych wałami polderów, wykonywano główne i drugorzędne roboty odwodniające, a dopiero w trakcie zagospodarowania tych terenów zagęszczano w miarę potrzeby sieć rowów odwodnienia szczegółowego. Na tych przesłankach oraz gospodarkę indywidualną tłumaczyć należy bardzo zawłą sieć rowów, jak również nieregularną co do kierunku i o różnej rozstawie sieć rowów szczegółowego odwodnienia. Ponad to rowy otwarte zapewniają szybszy spływ powierzchniowy niż przy odwodnieniu drenami, jak również możliwość łatwiejszego regulowania odwodnienia i nawodnienia.

Rozpatrując możliwości zastąpienia rowów przez rurociągi kryte, należy stwierdzić:

- Zastąpienie sieci rowów otwartych szczegółowego odwodnienia drenami jest technicznie możliwe przy spadkach naturalnych terenu co najmniej 1‰ i wyżej. Przyjmując najmniej dopuszczalny spadek rurek 2‰ przy średnicy 8 cm i 2,5‰ przy średnicy 5 cm.

- otrzymamy, że przy spadku terenu poniżej 2 do 2,5‰, zajdzie potrzeba wykonania rurociągów o spadkach sztucznych, a biorąc od uwagę konieczność minimalnego przykrycia dren w końcach 80 cm i przy wyłotach 100 cm z obawy przed zamarzaniem i zarastaniem — otrzymamy długość rurociągów ok. 100 m. W ten sposób przy jednostronnym układzie dren można by skasować sieć rowów i wytworzyć pasy wolne od rowów szerokości ok. 100 m, zaś przy dwustronnym układzie pasy szerokości 200 m. Pociągnęłoby to za sobą konieczność przebudowania rowów drugorzędnych i kanałów pierwszorzędnych.
- Należy wyłączyć z drenowania gleby torfowe, kuzawkowe i gleby o dużej zawartości żelaza. Na glebach torfowych o miąższości 1,0 m i wyżej można by zamiast rurek palonych ceramicznych stosować drewno Butza, względnie inne drewno skrzynkowe z drzewa¹⁾. W glebach pyłowych, jakimi są w większości mady, należałoby zabezpieczać styki dren przed zamuleniem przez stosowanie otuliny 5 — 10 cm ze ściółki leśnej, drobnej słomy lub plew siewki ze słomy i siana.
 - Dreny nie mogą być podtopione zwłaszcza w okresie mrozów. Pociąga to za sobą konieczność znacznego pogłębienia rowów i kanałów oraz obniżenia zwierciadła wody przy stacjach pomp, a więc przebudowy stacji pomp przez zwiększenie wysokości pompowania.
 - Koszt pełnego drenowania na Żuławach, ze względu na odmienne warunki terenowe, glebowe i wodne, należy ocenić wg cen 1949 r. na ok. 90 — 100.000 zł/ha bez odpływów i 150 — 200.000 zł/ha z kosztami modyfikacji odpływów i przebudowy stacji pomp.
 - Zagadnienie modyfikacji urządzeń melioracyjnych wiąże się ściśle z kierunkiem produkcji rolnej, a w pierwszym rzędzie z rejonizacją upraw. Zwiększone koszty modyfikacji urządzeń melioracyjnych, konieczne dla lepszego wykorzystania gleby, znajdują swe pokrycie w obniżeniu kosztów produkcji na skutek zastosowania w szerszym zakresie mechanizacji upraw, jako środka tańszego i lepszego.
 - Jako środek uzupełniający drenowanie rurkowe, przy większych spadkach i pewnych typach związłych gleb, może być stosowane także drenowanie krecie, głównie dla silnego działania przewietrzającego oraz przy nawodnieniach i odwodnieniach terenów łąkowych torfowych,
 - Mechanizacja upraw wymaga obok konieczności stosowania większych połączy gruntów z krytym odwodnieniem również przebudowy i poszerzenia istniejących mostów i przepustów oraz odpowiednich dróg dojazdowych,
 - Konieczne dla wprowadzenia modyfikacji urządzeń melioracyjnych pogłębienie odpływów pierwszo- i drugorzędnych, z obniżeniem zwierciadła wody w głównych recipientach przy stacjach pomp, może naruszyć ustabilizowane stosunki wodne na terenach depresyjnych i objętych sztucznym przepompowywaniem wody.
- Biorąc pod uwagę wyżej podane wywody, można już obecnie stwierdzić, iż modernizacja urządzeń wodno-melioracyjnych przez częściową zmianę sieci rowów odwodniających na rurociągi kryte jest możliwa na terenach wyższych, odwodniających grawitacyjnie lub częściowo grawitacyjnie a częściowo sztucznie. Ponadto możliwe jest skasowanie części rowów, które przy systemie gospodarki indywidualnej spełniały rolę rowów granicznych, jak również rowów, które — przy racjonalnym zaprojektowaniu układu i rozstawu rowów, bez większych nakładów finansowych — dadzą się zastąpić siecią rowów, całkowicie spełniającą postawione zadania. Przeprowadzone na jednym z polderów bliższe badania doprowadziły do wniosku, iż ok. 10% istniejących rowów może być bez szkody dla należytego odwodnienia skasowane, względnie zastąpione przez wytworzone podczas orki bruzdy odwodniające. Natomiast zdecydowanie, czy na terenach depresyjnych, całkowicie sztucznie odwodnianych, można będzie zastosować modernizację melioracji, jak również, czy zastosowanie jej da nam pożądane efekty, musi być poprzedzone studiami polegającymi na:
- szczegółowym badaniu terenowym po wykonaniu dokładnej sytuacji i niwelacji odniesionej do jednego poziomu na całych Żuławach,
 - studiach gleboznawczych,

— badaniu i dłuższych obserwacjach poziomu wód gruntowych.

Wstępne studia zostały już rozpoczęte na 2 charakterystycznych polderach, w szczególności zostały wykonane studia terenowe, jak również przystąpiono do obserwacji stanu wód gruntowych. Niektóre konieczne zagadnienia badane są również przez I.U.N.G. w maj. doświadczałym Fiszewo na Żuławach Elbląskich.

Trzecim zagadnieniem, które winno być stopniowo rozwiązane, jest sprawa modernizacji urządzeń pompowych.

Istniejące na Żuławach urządzenia pompowe tak mechaniczne, jak i elektryczne są w większości przestarzałe i dla uzyskania możliwie pełnej gwarancji ciągłości i zmniejszenia przerw w pracy wskutek uszkodzeń, konieczna jest ich modernizacja. Ponadto należy mniejsze zespoły łączyć i zastępować je większymi, odwodniającymi większe powierzchnie dla uzyskania zmniejszenia kosztów eksploatacyjnych, jak również dla uzyskania możliwości poprawy stosunków wodnych na terenach depresyjnych.

Koszty utrzymania stacji pomp łącznie z remontami obciążają rocznie średnio 1 ha odwodnionego terenu kwotą ok. 1600 zł wg cen 1949 r.; przy nowoczesnych większych zespołach koszty powyższe mogą być zmniejszone do ok. 300 zł/ha.

Modernizacja stacji pomp na Żuławach winna być przeprowadzona w następujących kierunkach.

- wymiana przestarzałych typów pomp na nowoczesne pompy śmigłowe,
- przebudowa urządzeń elektrycznych na pewne w działaniu, gwarantujące ciągłość pracy, łatwość obsługi i bezpieczeństwo,
- przebudowa nieekonomicznych zespołów parowych na elektryczne,
- automatyzacja urządzeń,
- zastępowanie małych zespołów większymi przez łączenie polderów.

Czwartym zagadnieniem, rozwiązanie którego winno być zrealizowane całkowicie w Planie 6-letnim jest nawodnienie gruntów. Na Żuławach stosowane jest nawodnienie podsiąkowe. Regulowanie odpływu wód, możliwości dostarczenia przez służby walowe wody z zewnątrz z kanałów odpływowych, których zwierciadło wody leży powyżej gruntów nawodnianych, możliwości w razie potrzeby odwrotnego pompowania wody z odbiornika do kanału polderowego — pozwalają bez żadnych trudności technicznych rozwiązać sprawę nawodnienia terenów żuławskich.

Ostatnim zagadnieniem, na które musi być zwrócona specjalna uwaga jest stała należąca konserwacja urządzeń wodno-melioracyjnych. Należy podkreślić, że przeprowadzenie w latach 1947-1949 renowacji kanałów i rowów na Żuławach nie może rozwiązać sprawy należytego uregulowania stosunków wodnych. Żyzność gleb na Żuławach powoduje bardzo silne zarastanie rowów, co pociąga konieczność przeprowadzania częstej konserwacji, polegającej na dwukrotnym w ciągu roku wykaszaniu rowów i w okresach 3-4 letnich usuwaniu namulów. Przeprowadzona przy użyciu wielkiego wysiłku tak środków finansowych, jak i siły ludzkiej renowacja kanałów i rowów ulegnie całkowitemu zaprzepaszczeniu, jeżeli należąta ich konserwacja nie zostanie postawiona na odpowiednim poziomie.

Konserwacja rowów na Żuławach należy do użytkowników gruntów. Na terenach, na których istnieją spółki wodne, konserwacja głównych kanałów i rowów przeprowadzana jest przez spółkę, natomiast konserwację rowów bocznych wykonuje użytkownik. Na terenach, gdzie nie istnieje spółka, konserwację głównych i drugorzędnych kanałów wykonuje się przy pomocy świadczących w naturze. Konieczność utrzymania rowów bocznych w dobrym stanie spowodowała, iż nadzorca wodno-melioracyjny na Żuławach zostali upoważnieni do karania mandatami karnymi tych użytkowników gruntów, którzy w oznaczonym terminie nie wykonali konserwacji urządzeń wodno-melioracyjnych, znajdujących się na gruntach przez nich użytkowanych.

* * *

Pomyślne rozwiązanie powyższych problemów wpłynie na lepsze wykorzystanie naturalnych zasobów gleby żuławskiej i pozwoli zrealizować jedno z zadań 6-letniego Planu — podniesienie produkcji rolniczej.

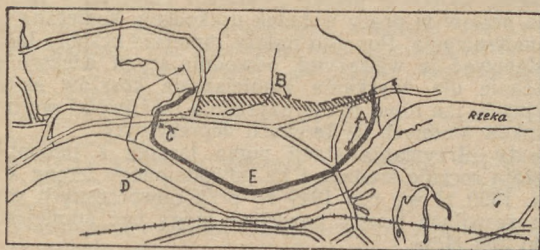
Daliśmy dowód naszej pracy na Żuławach przez przedterminowe wykonanie zadań postawionych w planie 3-letnim. Daje to gwarancję, iż postawione nam nowe zadania w Planie 6-letnim również będą wykonane.

¹⁾ porów, Wierzbicki J. dr. inż. — Dreny skrzynkowe. „Gospodarka Wodna” 1948, Nr 1.3, str. 41 (przyp. Red.)

Przegląd wydawnictw

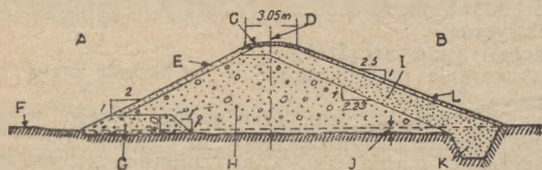
OCHRONNY WAŁ ZIEMNY

Opisany w artykule wał jest przeznaczony dla zabezpieczenia od powodzi rejonu Springfield (Massachusetts w Stanach Zjednoczonych). Trzecia część tego wału jest utworzona przez naturalne wzniesienia, dwie pozostałe części są utworzone z nasypu ziemnego, posiadającego trzy przejścia dla dróg kołowych o dużym



Rys. 1

Mapa rejonu. A — stacja pomp. B — zasięg powodzi z roku 1936 r. C — Stacja pomp. D — Zasięg robót projektowanych. E — Wał ochronny.



Rys. 2

Przekrój poprzeczny wału. A — Od brzegu. B — Od rzeki. C — Żwir. D — Oś wału. E — Narzut ziemny. 0.30 m. F — teren. G — Część przepuszczalna wału. H — Narzut nieubijany. J — Część nieprzepuszczalna wału. K — zaczep.

ruchu. Każde przejście o pionowych ścianach betonowych posiada masywną bramę metalową mogącą zamknąć dostęp wody powodziowej. W poprzek każdego przejścia, wzdłuż osi wału, zostały założone ścianki szczelne, które przechodzą pod murem betonowym, zamykając wyłom i zabezpieczając od przesiąkania wody pod drogą. Część górna ścianek szczelnych jest przykryta obramowaniem betonowym. Na końcach wewnętrznych zamknięć są umieszczone otwory, które

przedłużają beton we wszystkich kierunkach na odległość 3 m. Otwory te są normalnie zamknięte przez płyty. W wypadku powodzi zdejmują się płyty i umieszcza się wzdłuż obramowania betonowego aluminiowe pręty w kształcie litery H, zamyka się i zašrubowuje wrota powodziowe, opierając się na omówionych otworach.

Przy tego rodzaju robotach powstają dwa zagadnienia: akumulacji wód opadowych wewnątrz naturalnego wzniesienia, tworzącego część wału, oraz infiltracji wody pod wałem.

Zagadnienia te zostały rozwiązane za pomocą basenów zbiorczych, stacji pomp i studzien bezpieczeństwa.

(„La Technique Moderne — Construction“. 1950. Nr 4).

INŻ. JERZY NECHAY-BETON NA WSI.

Warszawa 1950. PWT.

Trzecie, rozszerzone, wydanie popularnego podręcznika inż. Nechaya zawiera zbiór praktycznych wiadomości o stosowaniu betonu w budownictwie wiejskim i miasteczkowym.

Treść podzielona została na następujące części:

- I. Materiały składowe betonu.
- II. Betonowanie.
- III. Beton w budynkach mieszkalnych.
- IV. Beton w budynkach gospodarczych.
- V. Beton w ogrodzie.
- VI. Znaczenie betonu na wsi.

W przystępny sposób podaje autor podstawowe wiadomości o poszczególnych składnikach betonu, o zbrojeniu i procesie betonowania. Opisuje dalej części konstrukcyjne domu mieszkalnego i kolejne fazy budowy przy zastosowaniu elementów betonowych i żelbetonowych.

Najbardziej interesującą jest dla nas część IV, gdzie posługując się licznymi rysunkami, omówiono budowę różnych typów studni, najczęściej spotykanych, dalej kanałów, gnojowni, ustępów. Osobno potraktowano też piwnice, lodownie, mleczarnie i inne budynki gospodarcze.

Beton w ogrodzie znajdzie zastosowanie przy budowie ogrodzeń, dróg i chodników, inspektów itp.

W części ostatniej omawia autor znaczenie betonu na wsi, analizuje koszt robót betonowych i organizację betoniarńi wiejskiej.

Książka inż. Nechaya zalecona została przez Naczelnego Komisarza Wiejskiego Ministerstwa Budownictwa do powszechnego użytku w akcji szkolenia instruktorów budownictwa wiejskiego.

Z. M.

KRONIKA

I KRAJOWY NAUKOWO-TECHNICZNY ZJAZD WODNO-MELIORACYJNY

Staraniem Zarządu Głównego Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Wodno-Melioracyjnych odbył się w dniach 3, 4 i 5 grudnia 1950 r. w Warszawie w gmachu NOT I Krajowy Naukowo-Tekniczny Zjazd Wodno-Melioracyjny. Do Komitetu Organizacyjnego weszli: inż. Kollis jako przewodniczący oraz inż. Kurhanowicz, inż. Czerny i techn. Tarkowski. Zjazd odbył się pod hasłem „Doświadczalnictwo a praktyka wodno-melioracyjna“ i miał na celu omówienie zagadnień jakie stoją przed nauką i doświadczalnictwem wodno-melioracyjnym w powiązaniu z potrzebami praktyki.

Inż. Kollis otworzył Zjazd przemówieniem, w którym zobrazował obecny stan i rozwój przemysłu i rolnictwa oraz zadania, jakie stoją przed służbą wodno-melioracyjną w 6-letnim planie. Podkreślił ogromne znaczenie współpracy nauki i praktyki w technice socjalistycznej.

Na wniosek Komitetu Organizacyjnego Zjazd powołał jednomyślnie na przewodniczącego Zjazdu Nestora Meliorantów Polskich prof. inż. Turczynowicza, zaś na Wiceprzewodniczących prof. inż. Zakaszewskiego i inż. Grodzkiego.

Do komisji wniosków powołano jako Przewodniczącego inż. Taytscha, na członków prof. dra Ostromeckiego, prof. inż. Zakaszewskiego, inż. Kollisa, inż. Kwapiszewskiego i inż. Prończuka.

W imieniu Ministra Rolnictwa i Reform Rolnych Zjazd powitał Dyr. Depart. Wodno-Melioracyjnego inż. Matul, który podkreślił, że zadaniem Zjazdu winno być przede wszystkim przeanalizowanie środków niezbędnych dla wykonania planu 6-letniego w zakresie melioracji.

W poszczególnych latach planu zadania wzrastają w znacznie większym stopniu, aniżeli możliwości uzyskania sił roboczych. W takich warunkach postęp techniczny jest konieczny. Należy w szerokiej skali stosować racjonalizację i mechanizację oraz wykorzystać wszystkie zdobycze nauki i doświadczalnictwa. Melioracja winna stać

się sztuką, nie rzemiosłem. Poczynania melioracyjne winny szeroko rozwiązywać zagadnienia w oparciu o naukę. Nauka zaś winna dawać odpowiedzi na aktualne pytania, niezależnie od przeprowadzania badań długofalowych. Rozwiązanie zagadnień bilansu wodnego musi być skoordynowane z tymi resortami, dla których woda jest cennym surowcem. Zagadnienie potrzeb rolnictwa w tej dziedzinie nie zostało jeszcze należycie rozpracowane. Zjazd winien wskazać kierunek najpilniejszych badań i zapoczątkować nową erę współpracy nauki z praktyką.

W imieniu Ministra Gospodarki Komunalnej powitał Zjazd prof. inż. Rudolf, oświadczając, że gospodarka komunalna oczekuje od melioracji rolnych współpracy w dziedzinie melioracji miejskich i zaopatrzenia w wodę osiedli wiejskich.

W ramach Zjazdu wygłoszone zostały referaty, które ze względu na poruszone zagadnienia, można podzielić na 3 grupy.

Do pierwszej należał referat prof. Ostromeckiego o wrażeniach z wycieczki naukowej do ZSRR. Wprowadza on słuchaczy w atmosferę badań i prac, które są dokonywane w Związku Radzieckim. Opierając się na doświadczeniach Związku Radzieckiego, będziemy niewątpliwie mogli właściwie naświetlić nasze problemy i zagadnienia.

Do drugiej grupy wygłoszonych referatów należy zaliczyć referaty prof. Baca pt. „Stan i potrzeby doświadczałości wodno-melioracyjnej”, inż. Kwapiszewskiego pt. „Współpraca doświadczalników i praktyków wodno-melioracyjnych” oraz inż. Prończuka pt. „Współpraca melioranta i łąkarza w poszukiwaniu danych i projektowaniu melioracji w dolinach”, które należałoby traktować jako referaty o tematyce organizacyjno-technicznej, dając obraz potrzeb doświadczałości wodno-melioracyjnej.

Do trzeciej grupy, referatów technicznych, należały referaty inż. Stryjewskiego i dra Wierzbickiego, omawiające szczegółowe zagadnienia techniczne, będące przykładem praktycznej analizy wyników wykonanych melioracji, dających duży materiał dyskusyjny.

Dyskusja nad referatami nagromadziła duży materiał do praktycznego zastosowania, dając wytyczne w jakim kierunku winna pójść współpraca doświadczalników i praktyków.

Zjazd powziął uchwałę niżej zamieszczoną.

Na wniosek prof. inż. Turczynowicza wykonanie uchwały zostało powierzone Zarządowi Głównemu Stow. Inż. i Techn. Wodno-Melioracyjnych.

J. R.

UCHWAŁA I KRAJOWEGO NAUKOWO-TECHNICZNEGO ZJAZDU WODNO-MELIORACYJNEGO

Praktycy i naukowcy w dziedzinie melioracji i łąkarstwa, zebrani na I Krajowym Naukowo-Technicznym Zjeździe Wodno-Melioracyjnym, stwierdzają, że w okresie wykonania wielkiego Planu 6-letniego, stanowiącego fundament do budowy socjalizmu w Polsce, nie będą szczerzyć swych wysiłków w dziedzinie podniesienia poziomu gospodarki rolnej, a szczególnie przyczynią się do rozwoju spółdzielczości produkcyjnej.

Ścisła współpraca naukowców i praktyków jest naczelnym obowiązkiem wszystkich meliorantów i łąkarzy. Obowiązek ten wymaga mobilizacji wszystkich środków i zespolenia zorganizowanej nauki z wiedzą praktyczną.

W zrozumieniu wynikających z tej współpracy konkretnych zadań, spełnienie których winno przyspieszyć wykonanie planu 6-letniego na odcinku melioracji i zagospodarowania — I Krajowy Naukowo-Techniczny Zjazd Wodno-Melioracyjny postanawia:

I. W dziedzinie zagadnień organizacyjnych —

1. Zjazd podkreśla konieczność dalszego, coraz ściślejzego powiązania techniki melioracyjnej z agrobiologią.
2. Zjazd podkreśla stale podnoszoną przez uprzednie zjazdy inżynierów wodno-melioracyjnych konieczność ogólnego skoordynowania zagadnień gospodarki wodnej w Polsce, a to w drodze:

- a) stworzenia przy PKPG komórki koordynującej gospodarką wodną jako całością,
 - b) stworzenia przy PKPG Instytutu Gospodarki Wodnej koordynującego prace badawcze.
3. W zakresie badań wodno-melioracyjnych czynny jest obecnie Dział Gospodarki Wodnej w Instytucie Upraw,

Nawożenia i Gleboznawstwa. Aczkolwiek DGW koordynuje również prace uniwersyteckich zakładów naukowych melioracyjnych, to jednak ze względu na zadania IUNG i jego strukturę organizacyjną obejmuje on przede wszystkim zagadnienia przyrodniczych i hydrologicznych podstaw melioracji, natomiast sprawy materiałów, techniki wykonawstwa, organizacji i racjonalizacji pracy melioracyjnej nie mogą znaleźć należytego miejsca.

Wobec tego Zjazd uważa za niezbędne powołanie Badawczego Instytutu Melioracyjnego przy Ministerstwie Rolnictwa i Ref. Roln., któryby z jednej strony zajął się całością badań melioracyjnych, z drugiej zaś mógł tę całość reprezentować w stosunku do PKPG i koordynować w planie ogólnonarodowej gospodarki wodnej.

4. Do chwili powołania i uruchomienia Badawczego Instytutu Melioracyjnego Zjazd uważa za konieczne w 1951 r. wzmocnić wydawnictwo DGW IUNG i powiązać z praktyką przez:

- a) powiększenie etatów młodych sił naukowych,
- b) utworzenie zakładu doświadczalnego w dolinie Biebrzy, zakładu drenarskiego oraz zakładu gospodarki górskiej,
- c) utrzymanie placówki doświadczalnej DGW w Fiszewie na Żuławach,
- d) włączenie do współpracy badawczej wybitnych praktyków służby wodno-melioracyjnej tak robotników, jak i techników, w postaci łączników, korespondentów i obserwatorów terenowych,
- e) zabezpieczenie na powyższe akcje odpowiednich środków w Min. Rol. i R. R.

5. Zjazd uważa za niezbędne przyspieszenie utworzenia Instytutu Techniki Sanitarnej z działem oczyszczania ścieków, jako punktu wyjściowego do poprowadzenia racjonalnej akcji ochrony wód, oczyszczania ścieków oraz wykorzystania ich dla nawodnienia w rolnictwie.

6. Wobec stwierdzonego dużego wpływu budowy geologicznej niektórych terenów w Polsce na bilans wodny, Zjazd uważa za niezbędną współpracę placówek doświadczalnych melioracyjnych z Państw. Instytutem Geologicznym.

7. Dla stworzenia podstaw racjonalnego planowania melioracyjnego Zjazd uważa za konieczne sporządzenie katastru trwałych użytków zielonych i terenów zmniejszających

8. Zjazd zwraca się do Min. Rol. i R. R., aby przy planowaniu spółek produkcyjnych zwrócono baczniejszą uwagę na zagadnienia należytej ochrony gruntów przed erozją.

II. W dziedzinie tematyki badań —

1. Celem zapewnienia realizacji Planu 6-letniego w zakresie szeroko pojętych melioracji wodnych, badania naukowe muszą wyprzedzać większość prac wykonawczych w tej dziedzinie oraz ujmować również zagadnienia zagospodarowania terenów meliorowanych.

Wymaga to wysunięcia do natychmiastowego realizowania określonej tematyki badań, stanowiących podbudowę racjonalnego, oszczędnego i zgodnego z zasadami nowoczesnej nauki i techniki wykonawstwa. Wobec tego, że w wielu zagadnieniach wyczuwa się brak dostatecznie przepracowanej metodologii badań, koniecznym jest takie jej opracowanie, które pozwalałoby jak najszybciej ustalić:

- a) podstawy tworzenia bilansów wodnych w oparciu o szczegółowe badania typowych zlewni w różnych rejonach kraju,
- b) podstawy badań i obserwacji już wykonanych melioracji na obszarach dolin rzecznych, torfowisk, łąk smużnych, sadów i ogrodów,
- c) podstawy obserwacji zmniejszających terenów miejskich,
- d) podstawy do uchwycenia dynamiki gleb i roślinności na terenach wysuniętych do melioracji lub meliorowanych, które mogłyby się stać wzorcowymi.

2. Powyższe grupy badań obejmują następujące zagadnienia:

- A. W dziedzinie hydrologicznej —
- a) określenie norm spływów dla zlewni różnych typów ze szczególnym uwzględnieniem warunków spływu na terenach miejskich,

- b) opracowanie zagadnienia kondensacji pary wodnej w glebie jako składnika przychodowej strony bilansu wodnego,
 - c) określenie norm spływu dla odwodnień budowlanych w oparciu o obserwacje obiektów wykonanych,
 - d) opracowanie map charakteryzujących uwilgotnienie i gospodarce wykorzystanie terenów.
- B. W dziedzinie melioracji wodnych w rolnictwie —
- a) opracowanie wpływu melioracji na stosunki wodne w dorzeczu,
 - b) ustalenie norm dla melioracji wodnych sadów, ogrodów, pastwisk i łąk,
 - c) ustalenie zasad stosowania zadrzewień śródpolnych,
- C. W dziedzinie techniki wykonawstwa —
- a) opracowanie typów najodpowiedniejszych budowli wodnych dla różnych warunków ich stosowania,
 - b) opracowanie metod cementacji jak również innych nowoczesnych metod ich zeskalania,
 - c) opracowanie metod mechanizacji poszczególnych elementów robót wodno-melioracyjnych.
- D. W dziedzinie zagospodarowania meliorowanych użytków —
- a) opracowanie ram do ekspertyz generalnych i przedmelioracyjnych,
 - b) opracowanie zasad zbierania danych, zmierzających do świadomego kształtowania najkorzystniejszych warunków produkcji łąkowo-pastwiskowej,
 - c) prowadzenie obserwacji dotyczących kierowania runia na łąkach i pastwiskach.
3. Do przepracowania wyżej wymienionych tematów Zjazd uważa za konieczne współpracę następujących instytucji:
- a) w zagadnieniach hydrologicznych, wyszczególnionych w p. 2 A. — PIHM, PIŁ, Instytut Techniki Sanitarnej, zakłady naukowe przy Katedrach Melioracyjnych politechnik i SGGW oraz Katedra Fundamentowania SGGW,
 - b) w zagadnieniach wodno-melioracyjnych w rolnictwie, wyszczególnionych w p. 2. B. — IUNG, Biuro Projektów Wodno-Melioracyjnych i Departament Wodno-Melioracyjny Min. Rol. i R. R.,
 - c) w zagadnieniach techniki wykonawstwa, wyszczególnionych w p. 2. — ew. powstały Instytut Badawczy Melioracyjny, Katedra Fundamentowania SGGW oraz wybitni praktycy i racjonalizatorzy,
 - d) w zagadnieniach gospodarowania użytkami meliorowanych, wyszczególnionych w p. 2. D. — Sekcja Łąkarzy i Torfiarzy SITWM-NOT, IUNG, Dep. Wodno-Meliorac. M. R. i R. R., Biuro Projektów Wodno-Melioracyjnych, Katedry Uprawy Łąk i Pastwisk.
4. Jako zagadnienie regionalne wysunąć należy konieczność badań nad melioracją Międzyzdrza, w szczególności ubezpieczenia brzegów morza i zapiaszczenia ujść rzek, wykorzystując w tej dziedzinie współpracę Katedry Melioracji Szkoły Inżynierskiej w Szczecinie.
- III. W dziedzinie kadr i szkolenia —
1. Dla uintensywnienia i przyspieszenia prac badawczych należy zwiększyć etaty przy katedrach wydziałów melioracyjnych szkół wyższych oraz wyposażyć je w niezbędne pomieszczenia i pomoce naukowe.
 2. Dla sprostania potrzebom planu 6-letniego w dziedzinie melioracji rolnych i miejskich należy zrewidować dotychczas zaplanowane kształcenie kadr fachowych na wyższych uczelniach w kierunku zwiększenia kontyngentu studiującej młodzieży, w szczególności spowodować wznowienie zapisów na Oddział Inżynierii Wodnej Politechniki Wrocławskiej.
 3. Dla uniknięcia dublowania prac przy wykonywaniu ekspertyz i studiów melioracyjnych należy podnosić kwalifikacje meliorantów w rozpoznawaniu gleb, a łąkarzy w dziedzinie melioracji.
 4. Zjazd uważa za konieczne spowodowanie:
 - a) wydawania pisma branżowego z zakresu melioracji i zagospodarowania dla upowszechnienia wiedzy i podniesienia kwalifikacji robotników i niższej służby technicznej, niezależnie od wydawnictwa specjalnego „Gospodarka Wodna”,
 - b) wydawania pisma naukowego, w którym należałoby publikować wyniki doświadczeń i prac badawczych, udostępniając je dla szerokiego ogółu badaczy i praktyków.
 5. Dla powiązania nauki z praktyką i upowszechnienia najnowszych zdobyczy nauki należałoby zobowiązać katedry wyższych uczelni i praktyków do wygłaszania referatów, podsumowujących dorobek w odnośnej dyscyplinie naukowej.
 6. Zjazd uważa za konieczne przyspieszenie publikacji materiałów będących w posiadaniu PIHM, niezbędnych dla planowania i projektowania.
 7. Dla realizacji opracowywania materiałów hydrologicznych bieżąco niezbędne jest uzupełnienie kadr, m. inn. umożliwienie ukończenia studiów pracownikom PIHM, skierowanych na studia politechniczne.
 8. W celu przygotowania kadr dla wykonania zadań planu 6-letniego w dziedzinie urządzeń sanitarnych na wsi koniecznym jest utworzenie katedr inżynierii sanitarnej na wydziałach melioracyjnych wyższych uczelni.
- IV. W dziedzinie techniki wykonawstwa —
1. Zjazd zwraca uwagę na konieczność rozwiązania zagadnień likwidacji martwego sezonu zimowego, sezonowości zatrudnienia i organizacji dostaw materiałowych z tym, że wobec ważności w ogóle zagadnień techniki wykonawstwa, sprawy te należy postawić na porządku dziennym specjalnych narad.
 2. Celem maksymalnie oszczędnego wykorzystania zasobów wodnych przy melioracjach:
 - a) należy zastosować nawodnienia powodziowe nawet w najmniejszych zlewniach, uzyskując w ten sposób wzbogacenie łąki w namulę i zamagazynowanie wody w glebie na okres wegetacyjny,
 - b) nie należy zbytnio zmniejszać użytków zielonych, lecz dążyć do ich nawodnienia przez możliwie najoszczędniejszą gospodarkę wodną, polegającą na magazynowaniu wody w sztucznych zbiornikach i glebach oraz wielokrotnym wykorzystaniu wody.
- V.
- I Krajowy Naukowo-Techniczny Zjazd Wodno-Melioracyjny uważa, że trwała współpraca nauki i praktyki zdokumentuje poprzez swe realne wyniki, iż inteligencja techniczna stoi trwale w szeregach klasy robotniczej i zespała się z całą postępującą ludzkością ze Związkiem Radzieckim na czele do budowy i obrony pokoju.
- Uczestnicy Zjazdu wierzą głęboko w ostateczne zwycięstwo sił demokracji i pokoju nad obozem podlegaczy wojennych, usiłujących zastraszyć ludzkość nową wojną światową.

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

Konto PKO I 1960/113

Cena 1 numeru 7,5 zł.

Drukarnia Akcydensowa, W-wa, Tamka 3. Zam. 835. 2.200. 2-B-30546.

Zmiany w nomenklaturze zawodów i specjalności technicznych

Dla przeprowadzonej w październiku r. ub. rejestracji inżynierów i techników, NOT przy współdziale Stowarzyszeń branżowych opracowała dla potrzeb rejestracji:

NOMENKLATURĘ ZAWODÓW I SPECJALNOŚCI TECHNICZNYCH

zatwierdzoną następnie przez PKPG.

W czasie rejestracji stwierdzono, że opracowanie to posiada pewne braki zarówno w układzie, jak i w treści.

Dlatego też NOT, prosi wszystkie Stowarzyszenia branżowe, oraz poszczególnych Kolegów o zgłaszanie wniosków w sprawie uzupełnienia nomenklatury zawodów i specjalności technicznych. Powyższe wnioski po przeprowadzeniu będą przekazane do dyrekcji PKPG. Wnioski prosimy kierować pod adresem: Naczelna Organizacja Techniczna, Biuro Rejestru — Warszawa, Czackiego 3/5.

Do korespondentów

Z dniem 1 maja 1951 r. zgodnie z ustawą z 20.12.1949 r. Dziennik Ustaw R.P. Nr 63 poz. 497 oraz Rozporządzeniem Prezesa Rady Ministrów i Przewodniczącego Państwowej Komisji Planowania Gospodarczego, o prenumeracie i kolportażu czasopism i wydawnictw, kolportaż wszystkich czasopism technicznych zostaje przejęty przez PPK „RUCH”.

W związku z powyższym prosimy prenumeratorów o dokładne zapoznanie się z nowymi zasadami prenumerowania czasopism technicznych i zastosowania się do nich dla zapewnienia dalszego regularnego otrzymywania abonowanych czasopism.

Wpłata prenumeraty winna następować z góry, co najmniej na 10 dni przed rozpoczęciem okresu (kwartału, półrocza, roku).

Wpłata prenumeraty zaległej oraz prenumeraty z II kwartał 1951 r. od prenumeratorów może być dokonana na dotychczasowe konta PKO odpowiedniego czasopisma.

Z dniem 1.V.51 r. PPK „RUCH” otworzy dla każdego czasopisma nowe konto, którego numer będzie podawany w czasopiśmie. Na powyższe konto winna być wpłacana prenumerata w przedpłacie przez wszystkich prenumeratorów od drugiego półrocza 1951 r.

Wpłata prenumeraty od instytucji według rachunków wystawionych przez wydawcę winna nastąpić na dotychczasowe konta PKO, najpóźniej do dnia 1 czerwca 1951 r.

Wpłata prenumeraty od instytucji według rachunków wystawionych przez PPK „RUCH” winna następować na konto PKO, otwarte przez PPK „RUCH” dla poszczególnych czasopism.

Wysokość prenumeraty, zarówno normalnej jak i ulgowej, pozostaje bez zmiany. Bez zmiany pozostają również uprawnienia do korzystania z prenumeraty ulgowej.

Uprawnienia do prenumeraty ulgowej są następujące:

1. Z prenumeraty ulgowej korzystają indywidualnie wszyscy członkowie Stowarzyszeń NOT posiadający aktualną legitymację
2. Z prenumeraty ulgowej korzystają:
zbiorowo — przy abonowaniu co najmniej 5 egzemplarzy,
a) członkowie Zr. Zawodowych przez oddział lub koło związku, radę zakładową,
b) studenci wyższych uczelni i przez zrzeszenia studenckie,
c) uczniowie szkół zawodowych przez dyrekcję szkoły,
d) członkowie klubów racjonalizatorskich przez zarząd klubu.
3. Przy opłacaniu prenumeraty ulgowej indywidualnie należy przedstawić legitymację Stowarzyszenia NOT, względnie przy wpłatach na PKO podawać Stowarzyszenie, którego się jest członkiem.
4. Przy zamawianiu prenumeraty ulgowej zbiorowej w Oddziale PPK „RUCH” należy przedstawiać zaświadczenie jednej z instytucji wymienionych w p. 2., przy dalszych wpłatach należy podawać nr i datę zaświadczenia upoważniającego do ulgowej prenumeraty. Przy wpłatach ulgowej prenumeraty na PKO należy podawać na blankiecie instytucji wystawiającej zaświadczenie, nr i datę zaświadczenia.

Przy zamawianiu prenumeraty ulgowej po raz pierwszy, zaświadczenie winno być przesłane do Oddziału PPK „RUCH”

Naczelna Organizacja Techniczna