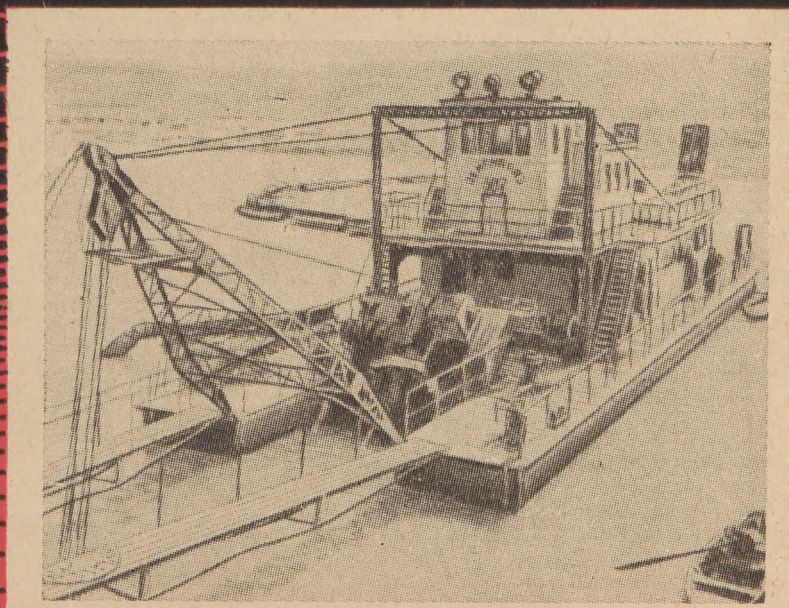


BIBLIOTEKA

Politechniki Warszawskiej

K. Gęsiński

GOSPO DARKA WODNA



Nr 9
1954

MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM
GOSPODARKI WODNEJ I BUDOWNICTWA WODNEGO

WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

T R E Ś Ć

Od. Redakcji	337
Melioracje — doniosłą dźwignią rozwoju produkcji pasz	337
Inż. Kazimierz Siemaszkiewicz — Pomoc nauki i praktyki radzieckiej w zakresie wodnych melioracji	339
Prof. Zygmunt Rudółf — Zagadnienie czystości rzek w Związku Radzieckim	341
DZIAŁ I — PLANOWANIE, ORGANIZACJA	
Inż. Józef Waksman — O organizację gospodarki wodnej	345
Inż. Tadeusz Kruszewski — Z pilnych zagadnień gospodarki wodnej	345
DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA	
Mgr Piotr Demiańczuk — Parowanie z wolnej powierzchni wodnej	347
Inż. Włodzimierz Bojko — Kilka uwag w sprawie robót regulacyjnych na odcinku rz. Wisły od Modlina do Silna	350
Inż. Romuald Jasiewicz — Ochrona betonu hydrotechnicznego przed korozją	353
Inż. Piotr Michalewicz — W sprawie dokumentacji geologiczno-technicznej	357
Inż. Władysław Jankowski — Wpływ obciążenia powierzchni torfowiska na zwiększenie stateczności budowli	359
Dział III — PROJEKTOWANIE	
Inż. Jan Zakrzewski — Zwalczanie erozji gleb przy pomocy rowów rozorywanych, umieszczonych tarasowo	366
DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO	
Inż. Władysław Sawicki — Studnie wiercone i kopane w osiedlach wiejskich (dokończenie)	369
Inż. Stanisław Radziszewski — Rzecz o przekopaniu kanału osuszającego w Rydzynie w 1780 r.	371
DZIAŁ V — EKSPLOATACJA	
Prof. dr inż. Jan Wierzbicki — Wykorzystanie rolnicze ścieków przemysłu spożywczego	372
PRZEGLĄD WYDAWNICTW	375
KRONIKA	378
LISTY DO REDAKCJI	380

СОДЕРЖАНИЕ

337 — Водные мелиорации значительным двигателем развития продукции фуража,
339 — Помощь советской науки и практики в сфере водных мелиораций,
341 — Проблема чистоты речных вод в СССР,
345 — Организация водного хозяйства,
345 — Срочные вопросы водного хозяйства,
347 — Испарение со свободной поверхности воды,
350 — Несколько замечаний по вопросу регуляционных работ на участке реки Вислы от Модлина до Сильна,
353 — Охрана гидротехнического бетона против коррозии,
357 — По вопросу геологическо-технической документации,
359 — Влияние нагрузки поверхности торфа на увеличение устойчивости построек,
366 — Борьба с эрозией почвы при помощи каналов разрытых террасообразно,
369 — Буровые и копанные колодцы в деревенских поселках (окончание),
371 — Перерывы осушительного канала в Ридзине в 1780 г.
372 — Использование сточных вод пищевой промышленности в земледелии,
375 — Обзор печати,
378 — Хроника,
380 — Письма в Редакцию.

SOMMAIRE

— Hydraulique agricole comme facteur important du progrès de production de la pâture,
— L'aide de la science et de la pratique de l'URSS dans le domaine de l'hydraulique agricole,
— Problème de pureté des eaux des rivières en URSS,
— L'organisation d'aménagement hydraulique,
— Problèmes urgents d'aménagement hydraulique,
— Evaporation de la surface libre des eaux,
— Quelques remarques au sujet des travaux de regularisation dans le secteur de la Vistule entre Modlin et Silno,
— Protection du béton hydrotechnique contre la corrosion,
— Au sujet de la documentation géologique et technique,
— Influence de la charge de la surface des tourbes sur la stabilité des constructions,
— Lutte contre l'érosion du sol à l'aide des canaux tracés en terrasses,
— Puits creusés et puits forés dans les établissements ruraux (fin),
— Percement du canal d'assèchement à Rydzyn en 1780,
— Utilisation des égouts de l'industrie de consommation en agriculture,
— Revue des publications,
— Chronique,
— Lettres des lecteurs.

CONTENTS

— Water amelioration in agriculture as an important factor of production progress of the fodder,
— USSR science and practice assistance in the sphere of water amelioration in agriculture,
— Problem of river water purity in USSR,
— Organization of water management,
— Urgent problems of water management,
— Evaporation from the free water surface,
— Some remarks on the river regulation works of the Vistula on the sector between Modlin and Silno,
— Protection of the hydrotechnical concrete against the corrosion,
— In the matter of the geological and technical documentation,
— Influence of the load of the peat surface on the stability of the buildings,
— Struggle against the soil erosion by the canals drawn in terraces,
— Drilling and excavating wells in the rural settlements (end),
— Excavation of the drying canal in Rydzyn in 1780,
— Utilization of the consumption industry sewages in agriculture,
— Review of publications,
— Chronicle,
— Letters of readers.

GOSPODARKA WODNA

M I E S I Ę C Z N I K

POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI WODNEJ I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XIV

WARSZAWA, WRZESIEŃ 1954 R.

Nr 9 (94)

Od Redakcji

Doroczny obchód w Miesiącu Pogłębiania Przyjaźni Polsko - Radzieckiej niemal zbiegł się w 1954 r. z X Rocznicą ogłoszenia Manifestu Lipcowego Polskiego Komitetu Wyzwolenia Narodowego. Stwarza to okazję do podsumowania tych wszystkich dowodów przyjaźni i pomocy, jakich ze strony Związku Radzieckiego doznaliśmy w okresie minionych 10 lat istnienia Polski Ludowej.

Nasz dorobek w zakresie budownictwa wodnego oraz w rozwiązywaniu trudnych i skomplikowanych zagadnień kompleksowej gospodarki wodnej nie byłby tak znaczny w ciągu 10 lat, gdyby nie bezinteresowna pomoc Związku Radzieckiego i przykład wspaniałych budowli komunizmu. Czerpiąc z bogatej skarbnicy doświadczeń hydrotechniki radzieckiej, mieliśmy możliwość stosowania u nas w wielu przypadkach właściwych rozwiązań w różnych fazach realizacji zadań gospodarki wodnej: w przeprowadzaniu badań naukowych, w planowaniu, projektowaniu inwestycji wodnych, wreszcie w wykonawstwie i w eksploatacji.

Przeglądając roczniki naszego czasopisma za ostatnie lata, znajdujemy w nich artykuły oparte w znacznej mierze na literaturze radzieckiej, artykuły omawiające dowody pomocy i przyjaźni Kraju Rad. Jest oczywiste, że w jednym zeszycie nie sposób omówić wszystkich zagadnień związanych z pomocą Związku Radzieckiego w dziedzinie gospodarki wodnej i budownictwa wodnego. Dlatego też zamieszczając poniżej 2 artykuły, z których pierwszy omawia pomoc nauki i praktyki radzieckiej w zakresie wodnych melioracji, drugi — zagadnienie czystości rzek w Związku Radzieckim, powrócimy w następnych zeszytach „Gospodarki Wodnej” do naświetlenia innych ważnych problemów.

Melioracje — doniosłą dźwignią rozwoju produkcji pasz

„Poważną dźwignią, w której można i należy uruchomić bardzo duże rezerwy wzrostu bazy paszowej, są wielkie prace melioracyjne, wymagające poważnego wysiłku organizacyjnego i inwestycyjnego Państwa oraz dużej mobilizacji mas chłopskich bezpośrednio zainteresowanych w tych pracach.”
Z referatu tow. Zenona Nowaka na II Plenum KC PZPR.

W czasie pomiędzy II Zjazdem PZPR a II Plenum KC Partii odbył się w Białymstoku IV Zjazd Naukowo-Techniczny Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Wodno-Melioracyjnych pod hasłem „Zadania melioracji w realizacji uchwał II Zjazdu PZPR”; wydany został również zeszyc specjalny naszego czasopisma (nr 6/54), poświęcony wodnym melioracjom, a mający charakter deklaratoryjno-mobilizujący dla wykonania postawionych przez Partię i Rząd zwiększonych zadań. Rzecz oczywista, że IV Zjazd Stowarzyszenia nie był w stanie omówić i wyświełić wszystkich trudnych problemów stojących przed wodnymi melioracjami. Sytuację utrudnia brak często współpracy i pomocy dla wodnych melioracji ze strony terenowych rad narodowych i organizacji społeczno-politycznych. Toteż doniosła uchwała odbytego w dniach 2 i 3 lipca 1954 r. w Warszawie II Plenum KC PZPR, w jednoznaczny i stanowczy sposób ustalając zadania w dwóch zasadniczych i najpilniejszych problemach rozwoju rolnictwa w Polsce:

- w dziedzinie pełnego zagospodarowania gruntów ornych,
 - w dziedzinie zagospodarowania i podniesienia wydajności łąk i pastwisk,
- jednocześnie określa rolę i zadania wodnych melioracji oraz zadania organizacji partyjnych w dziele mobilizowania całego społeczeństwa.

Zadania w dziedzinie melioracji na łąkach i pastwiskach, w zakresie planów perspektywicznych, dokumentacji projektowo-kosztorysowej i prac naukowo-badawczych oraz w zakresie

zabezpieczenia środków dla realizacji programu melioracyjnego zostały w uchwale dokładnie sprecyzowane. Należy tu z całym naciskiem podkreślić, że uchwała nie ograniczyła się do podania tylko programu koniecznych prac melioracyjnych, ale również zabezpiecza realność wykonania tego programu, przez ustalenie zadań dla innych gałęzi gospodarki narodowej, jak np. w zakresie mechanizacji robót i rozbudowy zaplecza technicznego, w zakresie nasiennictwa traw, zaopatrzenia materiałowego, w zakresie zabezpieczenia kadr i wreszcie organizacji służby wodno-melioracyjnej.

Dotychczasowe osiągnięcia melioracji na odcinku użytków zielonych — to wykonanie i odbudowa urządzeń wodno-melioracyjnych na obszarze 500 tysięcy ha oraz zagospodarowanie ponad 200 tysięcy ha łąk i przystąpienie do realizacji większych kompleksów robót na terenach województwa warszawskiego, biłostockiego, lubelskiego i gdańskiego.

Pomimo osiągnięć, popełniono jednak szereg błędów i nie usunięto w całości błędów melioracji sprzed 1939 r.

Brak należytej podbudowy naukowej, opartej o właściwe doświadczaństwo, brak kompleksowego rozwiązywania zagadnień melioracyjnych, niedocenianie znaczenia nawodnień, niesłusowne bezpośrednio po wykonaniu melioracji zagospodarowania użytków zielonych, jak również w szerszym zakresie nowych osiągnięć techniki melioracyjnej, oto błędy, które słusznie wytyka uchwała i zwraca uwagę na konieczność radykalnego ich usunięcia w dalszej pracy.

Na czym powinna być skupiona uwaga w dziedzinie melioracji w celu zapewnienia rzeczywistej poprawy na odcinku dokumentacji, wykonawstwa i powiązania w jedną całość wykonywanych obecnie pomniejszych, lokalnych robót melioracyjnych — obszernie nam mówi uchwała.

Podkreślić należy, że po raz pierwszy od czasu rozpoczęcia robót melioracyjnych w Polsce nakreślono zadania melioracji w takim zakresie.

Uchwała ustala koniec 1955 r. jako ostateczny termin opracowania ramowego planu perspektywicznego melioracji, z uwzględnieniem w nim wykonanych i wykonywanych obecnie mniejszych lokalnych robót, co pozwoli na wytyczenie właściwych kierunków i doboru odpowiednich obiektów.

Uchwała stawia zadania objęcia melioracji łąk i pastwisk w latach 1954 — 56 na obszarze ok. 220 tysięcy ha oraz zagospodarowania w tym czasie zmeliorowanych łąk i pastwisk na gruntach gospodarki chłopskiej, na powierzchni ok. 200 tysięcy ha. Niezależnie od tego, w latach 1954/56 należy objąć nawodnieniem powierzchnię ok. 78 tysięcy ha.

Uchwała nie ogranicza się tylko do wskazań ogólnych, ale wyraźnie określa rejon, w których powinny być wykonywane wielkie prace melioracyjne. Największymi i najpilniejszymi z nich będą:

- Budowa kanału Wieprz-Krzna o długości przeszło 109 km w rejonie lubelskim, jak również roboty w dolinach rzek Łabuńki, Poru, Huczwy i Ucherki oraz uzupełnienie urządzeń do nawodnień doliny rzeki Krzny.
- Kontynuowanie prac melioracyjnych na powierzchni 7 tysięcy ha bagna Kuwasy w rejonie Narwi-Biebrzy, które zapoczątkują wielkie roboty w największym kompleksie łąkowo-pastwiskowym w kraju, jakim jest dolina Biebrzy.
- Odbudowę w latach 1954/56 będą objęte istniejące urządzenia wodno-melioracyjne w rejonie szczecińskim na powierzchni 50 tysięcy ha, a w rejonie zielonogórskim — 18 tys. ha.
- Zwiększy się rozmiar robót w rejonie łódzko-kieleckim w dolinie rzeki Neru, ze specjalnym uwzględnieniem wykorzystania ścieków miasta Łodzi do nawodnień, ponadto podjęte będą prace wstępne do robót melioracyjnych w dolinie rzeki Nidy, na powierzchni 10 tysięcy ha.
- W rejonie warszawskim będą rozwinięte roboty nad prawobrzeżnymi dopływami Narwi, tj. Szkwy, Omulwi i Orzycy.
- Przewiduje się przyspieszenie robót na bagnie Moście-Błota w rejonie dolnej Wisły, które mają duże znaczenie dla rozwoju hodowli w zapleczu miasta Gdyni.

Zadania te, duże i niewątpliwie trudne, wymagają znajomości rzeczy, poważnych wysiłków organizacyjnych i technicznych oraz niemałych środków materialnych.

Realizacja ich uzależniona jest przede wszystkim od wspólnego i zorganizowanego wysiłku nie tylko naukowych i fachowych kadr melioracyjnych i łąkarskich, ale również wszystkich członków Partii, rad narodowych, instytucji społecznych i organizacji spółdzielczych oraz szerokich mas chłopskich.

Uchwała, niejednokrotnie podkreślając ogrom pracy, który czeka zwłaszcza fachowe kadry melioracyjne i łąkarskie, nie zapomina o pomocy i środkach jakie muszą być im okazane, przeciwnie, wyraźnie ustala wytyczne dla wszystkich szczebli terenowych władz administracyjnych (rady narodowe), organizacji społeczno-partyjnych i spółdzielczych. W ten sposób wspólny wysiłek tych wszystkich instytucji i organizacji terenowych z jednej strony i wszystkich pionów służby wodno-melioracyjnej z drugiej strony zadecyduje o wykonaniu postawionych zadań w zakresie wykonania wielkich inwestycji melioracyjnych, zagospodarowania zmeliorowanych terenów i najefektowniejszego wykorzystania łąk i pastwisk.

Uchwała, stawiając wymagania co do podniesienia poziomu i terminowości wykonania dokumentacji, zapowiada m. in. odpowiednią rozbudowę Biura Projektów Wodno-Melioracyjnych, tj. uruchomienie do połowy 1955 r. terenowych pracowni tego biura we wszystkich województwach.

Instytut Melioracji i Użytków Zielonych ma m. in. przyspieszyć opracowanie wytycznych i instrukcji, które by usprawniły i postawiły na odpowiednim poziomie wykonawstwo, sposoby zagospodarowania rolniczego, opracowywanie projektów, przy wykorzystywaniu m. in. w większym stopniu drenażowania kretowego oraz ścieków miejskich i przemysłu rolnego.

Uchwała kładzie również nacisk na odpowiednie zaopatrzenie wykonawstwa melioracyjnego w maszyny i sprzęt mechaniczny, na budowę nowych i rozbudowę istniejących warsztatów remontowo-produkcyjnych, na terminowość niezbędnych dostaw zasadniczych materiałów, w okresach najbardziej odpowiedzialnych dla robót wodno-melioracyjnych.

Specjalnie wyodrębnione jest zagadnienie kadr. Ułatwienie wykonania coraz bardziej skomplikowanych pod względem organizacyjnym i technicznym robót melioracyjnych możliwe jest przede wszystkim przez podnoszenie kwalifikacji kadr, tak na poziomie technika, jak i inżyniera. Jednocześnie uchwała zapowiada zmianę systemu płac specjalistów melioracji w kierunku zrównania z płacami specjalistów w budownictwie, uważając to za jeden z czynników mobilizujących do wykonania tak poważnych zadań, oraz poprawę warunków bytowych robotników, przez odpowiednią rozbudowę hoteli robotniczych i zabezpieczenie warunków mieszkaniowych pracownikom statym.

W zakresie organizacji służby wodno-melioracyjnej uchwała przewiduje powołanie przedsiębiorstw dla wykonywania robót melioracyjnych, zorganizowanie samodzielnych jednostek eksploatacyjnych i konserwacyjnych na większych systemach melioracyjnych oraz powołanie nowych rejonowych kierownictw robót wodno-melioracyjnych tak, aby ilość ich wzrosła do końca 1955 r. przynajmniej do 100.

Niemniejsze zadania w związku z uchwałą II Plenum stoją przed naszymi czasopismami, które ma ułatwić czytelnikom-meliorantom i łąkarzom poznawanie nowych zdobyczy w dziedzinie techniki melioracyjnej oraz stać się trybuną wymiany osiągnięć i doświadczeń wykonawców zadań nakreślonych w uchwale.

W szczególności na wykonawcach ciąży obowiązek wymiany doświadczeń na łamach czasopisma w zakresie najważniejszych, zdaniem naszym, zagadnień, a wypływających z uchwały. Będą to zagadnienia:

- organizacji robót, przy założeniu jak największej ich koncentracji i jednocześnie przy wykorzystywaniu w coraz większym zakresie udziału zainteresowanych chłopów, zarówno w wykonawstwie, jak i w konserwacji oraz w eksploatacji;
- rozszerzenia obszarów konserwacji i eksploatacji terenów już zmeliorowanych i zsynchronizowania robót na nowych terenach, z pomelioracyjnym ich zagospodarowaniem;
- w projektowaniu i w bezpośrednim wykonawstwie dalsze dążenie do obniżki kosztów własnych i wprowadzanie postępu technicznego, w pierwszym rzędzie przez szersze stosowanie prefabrykatów, rozszerzenie stosowania mechanizacji robót pracochłonnych oraz szybkie upowszechnianie przodujących osiągnięć i pomysłów racjonalizatorskich.

Byliśmy i jesteśmy świadkami wielkich osiągnięć inżynierów i techników z dziedziny budownictwa i przemysłu.

Kiedy stajemy wobec zadań postawionych przez II Plenum Komitetu Centralnego Partii, równie wielkich i trudnych jak były i są w budownictwie oraz przemyśle, wierzymy, że melioranci i łąkarze zdadzą egzamin bojowy, a osiągnięcia ich znajdą się w rzędzie osiągnięć przemysłu i budownictwa.

POD PRZEWODEM ZSRR, W OPARCIU O SOJUSZ
I PRZYJAŹŃ Z KRAJEM RAD NAPRZÓD DO WALKI
O POKÓJ I SZCZĘŚCIE LUDZI PRACY!

INŻ. KAZIMIERZ SIEMASZKIEWICZ

Pomoc nauki i praktyki radzieckiej w zakresie wodnych melioracji

W naszej codziennej pracy korzystamy z olbrzymich doświadczeń i wspaniałego dorobku nauki radzieckiej. Uczni radzieccy przyjeżdżają do nas, dzielą się z nami swoim doświadczeniem na polu badań naukowych i organizacji produkcji. Nasi uczeni i praktycy w wielu przypadkach mieli możność zwiedzenia zakładów i instytucji naukowych Związku Radzieckiego, gdzie zetknęli się z metodami i osiągnięciami często mało znanymi w naszym kraju.

Bezpośrednio i stale przez inżynierów i techników wodnomelioracyjnych odczuwanym dowodem przyjaźni jest pomoc w doskonaleniu zawodowym, wyrażająca się nie tylko w bezpośrednim kontakcie przedstawicieli nauki radzieckiej z polskimi fachowcami, ale i w obfitości książek i podręczników na wysokim poziomie, zarówno dydaktycznym, jak i naukowym, obejmujących wszystkie zagadnienia i zaspokajających potrzeby inżynierów, jak i daleko zaawansowanych pracowników naukowych.

Również i technika melioracyjna rozwija się w ZSRR w szybkim tempie, służąc nam za wzór w poczynaniach, jakie w tym zakresie w Polsce podejmujemy.

Pawłowski, Zamarin, Popow, Czertousow, Agroskin, Kostia-kow, Szarow, Czerkasow — oto nazwiska uczonych radzieckich znanych gorze wśród meliorantów. Z ich teorii i praktyki czerpiemy wzory i przenosimy je na nasz teren.

W związku z silnym narastaniem zadań melioracji i powstaniem zasadniczych problemów związanych z zaspokojeniem potrzeb, przechodzącego na formy socjalistyczne, rolnictwa i związanych z tym wyborem najważniejszych form organizacyjnych służby wodno-melioracyjnej i ląkarskiej, zasad planowania perspektywicznego, okresowego i bieżącego, zabezpieczenia podbudowy naukowo-technicznej dla projektowania i wykonawstwa urządzeń wodno-melioracyjnych, zasad sporządzania dokumentacji projektowo-kosztorysowej, rozszerzenia mechanizacji robot, zorganizowania właściwej eksploatacji urządzeń wodno-melioracyjnych i ustawienia szkolenia kadr — uzyskało Ministerstwo Rolnictwa konsultacje czołowych przedstawicieli nauki radzieckiej. W ramach współpracy z zagranicą przebywali również nasi specjaliści w Związku Radzieckim i tam w bezpośredniej styczności z naukowcami radzieckimi zapoznali się nie tylko z pracą instytutów naukowo-badawczych, lecz i osiągnięciami wykonawstwa robot.

W oparciu o pomoc przedstawicieli nauki radzieckiej wysunęła się konieczność przedsięwzięcia u nas szeregu zasadniczych posunięć natury organizacyjnej oraz w zakresie naukowo-technicznym. Przeprowadzenie ich da podstawy do przystąpienia w następnym pięcioleciu do planowania wielkich kompleksowych robot.

Akademik I. A. Szarow zwrócił uwagę, że plan i zabiegi melioracyjne powinny wynikać z planu zagospodarowania terenu, zmierzającego do przeobrażenia przyrody, który powinien ujmować w skali krajowej, a co najmniej w skali większych dorzeczy, wszystkie poczynania gospodarcze, mające na celu polepszenie warunków bytowania człowieka, jego zaopatrzenie w środki żywnościowe, zaspokojenie potrzeb kulturalnych i zapewnienie warunków zdrowotnych. Największą rolę gra tu rolnictwo i leśnictwo, jako przestrzenie najbardziej rozległe, toteż przede wszystkim przez ich działalność oraz stopień ich intensyfikacji można poważnie wpływać na przeobrażenie przyrody. Wyjściową podstawą musi tu być gospodarczy plan długoterminowy, oparty na warunkach i możliwościach przyrodniczych i na potrzebach gospodarczych danego terenu. Należy w tym celu poznać procesy naturalne, ustalić potrzeby gospodarcze oraz wyznaczyć rolę, jaką powinien dany teren spełniać. Na tej podstawie powinien być opracowany generalny plan techniczny, plan zagospodarowania terenu, a dopiero na tej podstawie techniczny plan melioracyjny, którego zasadniczym celem jest regulowanie stosunków wodnych w glebie, a więc i wpływ na bilans wodny całego dorzecza oraz kształtowanie się klimatu. W technicznym planie melioracyjnym należy określić ilości wody, którą użyje rolnictwo w zależności od planowanego stopnia jego intensyfikacji, i skoordynować plan zużycia wody dla celów rolniczych z potrzebami innych resortów. Skoordynowane plany zapotrzebowania wody pozwolą na ustalenie kompleksowego planu gospodarki wodnej.

Największy wpływ na gospodarkę wodną mają rolnictwo i leśnictwo, a należyte rozwiązanie gospodarki wodnej opiera się na rozbudowie urządzeń wodno-melioracyjnych. Jeśli chcemy przeobrazić przyrodę, coraz bardziej podnosić produkcję rolną i leśną i to w szybkim tempie, należy poważnie zwiększyć tempo rozbudowy melioracji, jako decydującego czynnika w zakresie gospodarki wodnej w dorzeczu.

Bardzo cenne są wskazania rzeczoznawców radzieckich odnośnie metodyki, tematyki i organizacji prac naukowo-badawczych w melioracji. Rzeczoznawcy radzieccy stwierdzili, że dotychczasowy rozmiar wykonywanych prac naukowo-badawczych jest niewspółmiernie mały z rosnącymi potrzebami wykonawstwa. Odczuwa się u nas zasadniczy brak normatywów i wytycznych opracowanych na drodze badań naukowych, opartych na podstawie nowoczesnej agrobiologii i w dostosowaniu do wymagań mechanizacji. Napotyka się szereg problemów co do wyboru systemów melioracji (z uwzględnieniem nawodnienia gruntów ornych), sposobów zagospodarowania rolniczego i zasad gospodarowania wodą. Wymagają zbadania podstawowe problemy z zakresu ekonomiki melioracji. W związku z powyższym wysunęła się konieczność powołania Instytutu Melioracji i Użytków Zielonych, który obok realizacji zadań związanych z wyżej wysuniętymi problemami praktyki oraz prac ściśle naukowo-badawczych, zajmie się również zagadnieniami stworzenia podstaw do rozwiązania kompleksowych w zakresie kształtowania środowiska przyrodniczego drogą regulacji stosunków wodnych, zabiegów agrotechnicznych, zadrzewień itp.

Powołanie Instytutu Melioracji i Użytków Zielonych jest opóźnione o kilka lat. Wiele istniejących zagadnień wymaga jak najszybciej odpowiedzi, a poza tym należy zapoczątkować prace naukowo-badawcze nad zagadnieniami, które pozwolą w przyszłości rozwinąć pod względem teoretycznym podstawowe problemy.

Przy układaniu zakresu działania, programu i planu pracy IMUZ, uwzględniono potrzeby wynikające z planowego rozwoju gospodarki narodowej w dziedzinie rolnictwa i łączące się z tym potrzeby instytucji, zajmujących się realizacją planów gospodarczych, szczególnie z zakresu melioracji wodnych. Kierowano się tutaj m. in. wytycznymi PAN, dającymi opracowywanie planu badań naukowych szczególnie ważnych dla rozwoju gospodarki i kultury narodowej oraz opiniami rzeczoznawców radzieckich — akademika Szarowa i prof. Bielikowa (szczegółowe dane odnoszące się do prac naukowo-badawczych IMUZ są zawarte w artykule prof. J. Ostromeckiego i inż. R. Obrączki, Gospodarka Wodna Nr 2/54).

Ekspertyzy przedmelioracyjne i badania terenowe były ważnym ogniwem łączącym badania naukowe z praktyką melioracyjną. W zakresie większych ekspertyz organizowano zespołowe badania doliny Wisły, pogłębiając studia florystyczne studiami gleboznawczymi i hydrologicznymi, uzyskując materiały obrazujące dynamikę przeobrażenia się doliny w związku z regulacją i obwałowaniem. Dla celów projektowania melioracyjnego opracowano generalne ekspertyzy prawie wszystkich większych zlewni. Poza tymi studiami generalnymi wykonywano ekspertyzy charakteru lokalnego. W zakresie metodycznym opracowano wytyczne do ekspertyz generalnych oraz wstępną klasyfikację łąk dla celów melioracyjnych, w myśl wskazań rzeczoznawców radzieckich.

Z zagadnieniami bilansu wodnego łączy się tematycznie ochrona gleb przed erozją. Walka ta w ZSRR pojmowana i reanalizowana jest nie tylko jako sposób ochrony gleby, lecz przede wszystkim w celu podwyższenia jej żyzności i planowania. Szkoła badawcza radziecka wyróżnia się tym od innych, że uwzględnia kompleks zjawisk, a więc walkę z erozją i ochronę gleb traktuje jako jeden z członów trawopolnego systemu rolnictwa w dostosowaniu do warunków rozczłonkowanej rzeźby terenu. Z tego tytułu erozja gleb znajduje oświetlenie w szeregu badań przyrodniczych i technicznych różnych instytutów.

Aczkolwiek waga zagadnienia erozji gleb w Polsce jest duża, zajmuje się nią stosunkowo szczupłe grono pracowników. W myśl zaleceń prof. Jakubowa należałoby dążyć do wciągnięcia w prace nad erozją znacznie szersze koła specjalistów niż dotychczas, a mianowicie: geografów, geomorfologów dla prawidłowego wyjaśnienia głównych przyczyn erozji w różnych re-

jonach, gleboznawców i kartografów dla ustalenia zasięgów i nasilenia procesów erozyjnych, hydrologów, rolników w związku z uprawami i płodozmianami przeciwoerozyjnymi, leśników w zakresie zadrzewień ochronnych i wreszcie mechanizatorów rolnictwa w związku ze swoistymi wymaganiami gospodarowania na terenach falistych.

W Związku Radzieckim kładzie się nacisk przede wszystkim na sposoby biologiczne ochrony gleb, łącznie oczywiście z techniką. Kierunek badań uwzględnia szerokie potrzeby gospodarcze, zabiegi ochronne wypracowane są dla większych obszarów i masowego wprowadzenia. Prace badawcze nad erozją prowadzone są w ZSRR jako: badania terenowe, doświadczenia polowe i badania laboratoryjne.

Badania terenowe wykonuje się w formie zespołowych ekspedycji z udziałem wielu specjalistów. Wyjaśniają one przyczyny erozji rejonu, stopień nasilenia i dają materiał do planowania zabiegów ochronnych. W określonym rejonie badane są szczególnie obiekty typowe jako wzorce, do których nawiązuje się wyniki ekspertyzy. W tym zakresie należy u nas zwrócić uwagę na:

- właściwe definicje form erozyjnych na podstawie genetycznej, dla ustalenia przyczyn erozji,
- ujednolicenie norm określenia stopnia zmywów,
- wydzielanie obszarów w obrębie zlewni wymagających podobnych określonych zabiegów ochronnych,
- wprowadzenie do badań metod polowych i laboratoryjnych dla oznaczenia wsłaniania wody, spływów powierzchniowych, nasilenia i dynamiki rozmywów oraz struktury gleby.

Doświadczenia polowe dotyczące wpływu erozji na żyzność gleby i plonowanie, wraz z wypróbowaniem zabiegów ochronnych prowadzone są bądź w skali poletkowej bądź też gospodarczej; znajdują nawet zastosowanie doświadczenia wazonowe. Prace te uzupełniane są oznaczeniami laboratoryjnymi. U nas należałoby obecnie zwrócić uwagę na doświadczenia polowe w skali gospodarczej, jednak nie pomijając doświadczeń wazonowych, które pomogłyby wykryć wzajemne ustosunkowanie się potrzeb wodnych i pokarmowych na zmytej glebie. Badania ściśle laboratoryjne do rozwinięcia zagadnień teoretycznych prowadzone są w ZSRR w specjalnych korytach hydraulicznych, przy użyciu techniki mikrofilmu kolorowego i wymagają dość kosztownej instalacji.

W myśl zaleceń nauki radzieckiej, rozpoczęto u nas prace nad badaniem wpływu zadrzewień śródpolnych na zmianę mikroklimatu. Dla określenia natomiast ewentualnych zmian w skali klimatu lokalnego większych obszarów, badania te nie mogą dać odpowiedzi i zadania takie wymagają innych metod. W tym celu w ZSRR opracowuje się teoretyczne podstawy bilansu wodno-energetycznego większych obszarów, sprawdzane eksperymentalnie metodami geofizyki (pomiaru radiacji, pomiaru aerologiczne itd.).

Ponieważ w naszych warunkach nie są wyjaśnione wzajemne stosunki między opadami pochodzącymi z obiegu zewnętrznego i wewnętrznego oraz rozchody ciepła na parowanie i ogrzanie powietrza (ważne dla problemów melioracji), byłoby celowe podjęcie tego tematu przez geofizyków, przypuszczalnie już w ramach Akademii Nauk. Dużym ułatwieniem są tu nowsze badania radzieckie, wskazujące że działanie wiatrochronne głównego pasa leśnego, idącego wzdłuż pola (przy uwzględnieniu faktycznie występujących częstości kierunków wiatrów szkodliwych) jest jeszcze wystarczające, jeśli pas odchyla się nawet o $\pm 45^\circ$ od kierunku prostopadłego do wiatru.

Jak wspomniano, główne znaczenie mają w walce z erozją sposoby biologiczne — właściwe rozmieszczenie użytków w zlewni i zadrzewienia ochronne w ramach trawopólnego systemu rolnictwa. Co do układu zadrzewień w stosunku do rzeźby terenu i celów ochronnych, to w terenach podległych erozji decyduje moment zmniejszenia i wchłonięcia spływów powierzchniowych. Zadrzewienia śródpolne nie są więc bynajmniej zalecane w jednolitej formie pasów (jak u nas często się o tym sądzi), lecz wysoce zróżnicowane zależnie od przeznaczenia i rejonów. Zadrzewienia przeciwoerozyjne muszą być starannie rozplanowane (wzdłuż warstwic), gdyż niewłaściwe umieszczenie pasa może spowodować lokalne rozmywy.

Kwestią do wyjaśnienia pozostaje w naszych warunkach wielkość powierzchni pól chronionych zadrzewieniami przeciwoerozyjnymi. Dla rejonów stepowych i leśno-stepowych instrukcje radzieckie zalecają powierzchnię pola 160 ha, rozstaw pasów głównych 400 — 800 m, a poprzecznych do 0,5 km. W naszym terenie polodowcowym, w rejonach o bardziej urozmaiconej rzeź-

bie i krótkich nieregularnych pochyłościach normy powyższe powinny być przebadane. Niewątpliwie zagadnienie to trzeba rozstrzygać w płaszczyźnie kompleksowej, tj. wyceny ochronnego działania zadrzewień łącznie z agrotechniką chronionego pola, a więc np. przez stosowny system płodozmianów. Uwzględnić też trzeba stosunkowo mniejszą podatność na erozję gleb polodowcowych niż czarnoziemów na lessach oraz faktycznie istniejący stopień zalesienia.

Organiczne wielkości spadków terenu, odpowiednie jeszcze do upraw rolniczych (pola orne), przyjmowane są w ZSRR ok. 6°, w rejonach górskich do 15°. Zbocza więcej strome podlegają zalesieniu. Ponieważ u nas z reguły uprawiane są także rolniczo tereny o spadkach stosunkowo dużych, należy dla poszczególnych rodzajów gleb i rejonów określić spadki dopuszczalne, zakładając, że nie możemy iść na zbyt wielkie zmniejszenie powierzchni ornych. Natomiast trzeba starać się o opanowanie zmywów przez wprowadzenie właściwego układu pól i kierunków orki (tj. wzdłuż warstwic, płodozmianów nasyconych roślinnością strukturotwórczą i ochronną, wykonywanie orki jesiennej z groblowaniem lub bruzdowaniem).

W terenach falistych, oprócz zahamowania zmywu, wymienione zabiegi ochronne dadzą też polepszenie stosunków wodnych na zboczu. Zagadnienie ochrony gleb przed erozją w dobie przebudowy ustroju rolnego powinny być uwzględniane jak najbardziej przez mierniczych i specjalistów urządzeniowców rolnych, w trakcie organizowania spółdzielni produkcyjnych.

Należy również zwrócić uwagę na nawodnienia i zbiorniki wodne w terenach erozyjnych. Zagadnienia te na tle budowy i wykorzystania do nawodnień małych zbiorników wodnych, które dla tych celów powinny być budowane bliżej wododziałów, jednak ze sztucznym przedłużeniem zlewni przez system groblek i rowków chwytynych.

W terenach niższych należy wykorzystywać okresowe spływy z pól dla nawodnień łąk smużnych. Działanie tych zbiorników wodnych na regulowanie spływu powierzchniowego jest bardzo duże, zarysowuje się obecnie pogląd wśród meliorantów radzieckich o celowości takiego rozmieszczenia i wymiarowania zbiorników, aby przechwytywać wody duże, o mniejszym prawdopodobieństwie pojawiania się. Możliwe to jest dzięki rozwiniętej mechanizacji, która przy budowie grobli eliminuje zupełnie roboty ręczne. Co do umocnień grobli podkreślić trzeba mnowsze obserwacje, wskazujące na celowość obsadzenia skarp krzewami i drzewami.

Liczne dane doświadczalne radzieckie stwierdzają ogromny wpływ kompleksowych zabiegów przeciwoerozyjnych na wzmożenie retencji zlewni. Pas zadrzewień o szerokości 40 — 50 m może całkowicie wchłoniąć spływ powierzchniowy wiosenny ze zbocza, długości paruset metrów. Współczynniki spływu na skutek prawidłowego zadrzewienia zmniejszają się z 0,60 do 0,06. Właściwe uprawy magazynują wosną o 40 mm więcej wody w glebie, z tego względu należy u nas prowadzić badania terenowe nad zmianami hydrologicznymi, szczególnie w rejonach podgórskich i lessowych.

Wskazania rzeczoznawców radzieckich dotyczące organizacji służby wodno-melioracyjnej w Polsce zostały obszernie omówione przez inż. E. Kulwiecia (Gospodarka Wodna nr 7/53). Akademik Szarow i prof. Bielikow zwrócili uwagę, że przy stale wzrastającym rozmiarze wykonywanych urządzeń wodno-melioracyjnych i uwzględniając przechodzenie na socjalistyczne formy planowanej gospodarki rolnej, celem należytego wykorzystania tych urządzeń konieczne jest stworzenie w ramach istniejącej organizacji służby wodno-melioracyjnej wydzielonych na wszystkich szczeblach komórek konserwacji i eksploatacji.

Doświadczenia instytutów projektowych Związku Radzieckiego w dziedzinie opracowania dokumentacji projektowo-kosztorysowej jest ogromne. Metody i poziom pracy przy studiach i badaniach terenowych oraz przy opracowywaniu projektów mogą służyć nam jako wzór do naśladowania i odpowiedniego przenoszenia w nasze warunki. Osiągnięcia nauki radzieckiej w tym zakresie podane zostały w artykułach dra Z. Sochonia (Gospodarka Wodna nr 6/53 i 7/53). W oparciu o uzyskaną pomoc nauki radzieckiej, Ministerstwo Rolnictwa realizuje wskazania w odniesieniu do dokumentacji projektowo-kosztorysowej jak następuje:

1. W dziale ekspertyz wprowadzono dla dania podstaw do projektów melioracji i zagospodarowania:
 - badania roślinności łąk i pastwisk na bazie genetycznej, wprowadzając podział użytków zielonych z uwzględnieniem dynamiki procesów naturalnych i wniosując na tej podsta-

- wie o kierunkach i sposobach zagospodarowania melioracyjnego i rolniczego;
- naświetlenie możliwości produkcji rolnej od strony bilansu termicznego wg metody Łysenki;
- analizy chemiczne wody, gleby i siana celem ustalenia właściwości i potrzeb nawozowych, szczególnie na odcinku podstaw do projektowania nawodnień i zagospodarowania rolniczego;
- podkłady geologiczne dla całych dorzeczy celem uzyskania podstaw do projektowania melioracji, a przede wszystkim lokalizacji zbiorników dla celów nawodnienia;
- badanie możliwości wykorzystania ścieków miejskich dla celów nawodnienia użyźniającego i zwilżającego.
- 2. W dziale pomiarów wprowadzono:
 - przy opracowaniu pomiarów korzysta się obecnie z fotopłanów, wg metod szeroko stosowanych w ZSRR;
 - przy opracowaniu norm czasowych dla pomiarów wykorzystano m. in. geodezyjne normy radzieckie.
- 3. W dziale projektów wprowadzono:
 - opracowanie projektów generalnych gospodarki wodnej w całych dorzeczach, z lokalizacją zbiorników wodnych i głównych doprowadzalników, z uwzględnieniem przerzutów wody do dorzeczy o niedoborach wodnych;
 - w projektach przewiduje się budowę małych sztucznych zbiorników wodnych dla celów melioracyjnych w górnych partiach dorzeczy;
 - opracowywanie projektów oszczędnej gospodarki wodą, zmniejszając jałowe zrzuty z terenów nawodnianych do minimum;
 - opracowanie harmonogramów i rozrządu wody przy nawodnieniach;
 - opracowanie projektów typowych i powtarzalnych zostaje bardziej rozszerzone, wykorzystując metody stosowane w radzieckich instytutach projektowych;
 - w projektach opracowuje się systemy głębszych rowów o szerszych rozstawach, uzupełnione drenowaniem krecim lub normalnym, bruzdami nasiąkowymi, celem umożliwienia mechanizacji upraw rolnych;
 - w projektach opracowuje się systemy zagospodarowania użytków zielonych, z uwzględnieniem rotacji płodozmianowych, zadrzewienia i pasów leśnych oraz komunikacji wewnętrznej;
 - przystąpiono do opracowania projektów organizacji robót, z uwzględnieniem w szerszym zakresie mechanizacji robót wykonawczych;
 - rozszerzono metody obliczeń hydraulicznych na bazie doświadczeń radzieckich;
 - rozszerzono zagadnienie ekonomiki melioracji w projektach;
 - rozszerzono wprowadzenie pomocy naukowych w formie tablic, wykresów, opracowań wskaźnikowych i wzorcowych, dla ułatwienia prac i doszkalania młodych projektantów;
 - powołano zespół projektowy do opracowania planu generalnego gospodarki wodnej w Polsce, z uwzględnieniem intensyfikacji rolnictwa i leśnictwa, dla uzyskania wytycznych do kompleksowych rozwiązań zagadnień gospodarowania wodą.

Celem obniżenia kosztów własnych robót melioracyjnych, prof. Bielikow zaleca szerokie zastosowanie w pracach melioracyjnych mechanizacji, a przede wszystkim kompleksowej małej mechanizacji. Dla wytwarzania maszyn i narzędzi małej

mechanizacji proponuje wykorzystać zasoby (miejscowe) będące w dyspozycji przedziów wojewódzkich i powiatowych rad narodowych, co szczególnie nabiera znaczenia w związku ze zwiększającym się z roku na rok brakiem sił roboczych, oraz niewystarczającym stopniem zmechanizowania robót wodno-melioracyjnych. Wyposażenie w maszyny wynosi zaledwie 10% niezbędnej ilości maszyn, przy czym posiadane maszyny są już w znacznym stopniu zużyte, różnych typów, nie zawsze nawet odpowiednie do robót wodno-melioracyjnych. Maszyny te wymagają częstych napraw i kosztownych remontów, tym trudniejszych, że remont tak różnorodnych maszyn wymaga dużej specjalizacji warsztatów, należytego wyposażenia i rozległego asortymentu części zamiennych, których wykonanie nasuwa znaczne trudności.

Przykładem właściwego postawienia zagadnienia mechanizacji melioracji na odcinku naukowo-badawczym jest organizacja i metody pracy Instytutu Mechanizacji i Elektryfikacji w Mińsku. Prace Instytutu są prowadzone w ścisłym powiązaniu z praktyką, a wszelkie pomysły ulepszenia maszyn dokładnie badane i analizowane w doświadczalnych bazach terenowych i na robotach wykonawczych, przy ścisłej współpracy z personelem technicznym produkcji i obsługi maszyn (Gospodarka Wodna nr 7/53). W związku z powyższym w schemacie organizacyjnym IMUZ przewidziano dział mechanizacji i organizacji robót melioracyjnych, który m. in. powinien przeanalizować pracę dotychczas stosowanych u nas różnorodnych maszyn. Instytut powinien również przestudiować dokładnie typy maszyn stosowanych w różnych warunkach w ZSRR i postawić konkretne wnioski — jakie typy maszyn należy upowszechnić w warunkach polskich i dla tych maszyn opracować założenia techniczne dla Instytutu Mechanizacji i Elektryfikacji Rolnictwa, którego zadaniem będzie rozpracowanie typów pod względem konstrukcyjnym i technologicznym.

Dla usprawnienia mechanizacji robót wodno-melioracyjnych rzeczoznawcy radzieccy zalecili przystąpić do organizacji stacji maszynowo-melioracyjnych i łaskarskich. Ze względu na szczupły i w znacznym stopniu zużyty sprzęt mechaniczny, będący w posiadaniu służby wodno-melioracyjnej oraz brak właściwych norm pracy, skoncentrowano część sprzętu ciężkiego i średniego na specjalnie wytypowanych budowach. Dla robót tych, zgodnie z zaleceniami rzeczoznawców radzieckich, dokumentację techniczną uzupełnia się działem organizacji robót.

Rozwój wielkich robót hydrotechnicznych i melioracyjnych w ZSRR został umożliwiony dzięki zorganizowaniu we właściwym czasie i zakresie szkolnictwa na szczeblu wyższym, średnim i niższym. Szkolenie inżynierów melioracji w instytutach politechnicznych trwa 5 lat w trzech specjalnościach: hydrotechniki, mechanizacji robót wodnych oraz wykorzystania sił wodnych. Prócz tego w akademiach rolniczych kształcą się inżynierów melioracji rolnych i leśnych. Rzeczoznawcy stwierdzili, że w szkoleniu melioracyjnym w Polsce wyraźnie występuje brak kształcenia inżynierów o wysokich kwalifikacjach, niezbędnych dla rozwiązywania nowych problemów i opracowywania kompleksowych projektów. Z rozwojem prac melioracyjnych, obejmujących całe terenowe kompleksy, wystąpi coraz większe zapotrzebowanie na inżynierów meliorantów i agromeliorantów.

Sytuacja na odcinku kadr techników melioracyjnych przedstawia się również niezadowolająco. Specjalnie odczuwa się tu, podobnie jak w kadrach inżynierskich, brak starszych doświadczonych techników.

PROF. MGR INŻ. ZYGMUNT RUDOLF

Dział Techniki Sanitarnej
Instytutu Gospodarki Komunalnej

Zagadnienie czystości rzek w Związku Radzieckim

Wśród różnych zagadnień techniki sanitarnej w Związku Radzieckim wysuwa się na plan pierwszy ochrona wód przed zanieczyszczeniem. O tym więc zagadnieniu warto pisać, aby wspomnieć prowadzoną w Polsce akcję w tej dziedzinie.

Jak wiadomo, zanieczyszczenie zbiorników wodnych zagraża zdrowiu ludności, wpływa niepomysłnie na warunki sanitarne otoczenia, przynosi dużą szkodę gospodarce rybnej i w dużym stopniu utrudnia wykorzystanie wód dla zaopatrzenia w wodę ludności i przemysłu. Wiemy z doniesień naukowych krajów kapitalistycznych, że zanieczyszczenie zbiorników wodnych

w tych krajach nie tylko nie likwiduje się, ale szybko wzrasta z powodu niemożliwości całkowitego uregulowania tego zagadnienia, wobec istnienia sprzeczności interesów ludności wiejskiej i miejskiej, z jednej strony, oraz przemysłu z drugiej strony.

W odróżnieniu od tego, w Związku Radzieckim problem ochrony wód przed zanieczyszczeniem rozwiązuje się pomyślnie dzięki socjalistycznemu systemowi gospodarki narodowej i wprowadzeniu jednolitego, ogólnopaństwowego planu rozwoju ekonomiki i kultury.

Racjonalne rozwiązanie problemu walki z zanieczyszczeniami zbiorników wodnych w Związku Radzieckim uwzględnia przede wszystkim szerokie możliwości wykorzystania zdolności wód do samooczyszczania się. Podstawowym problemem jest tu uzgodnienie stopnia dopuszczalnego zanieczyszczenia zbiornika wodnego z jego zdolnością do samooczyszczania się, co staje się możliwe przy zastosowaniu odpowiednich metod oczyszczania ścieków miejskich i przemysłowych przed ich wpuszczeniem do wód powierzchniowych. Zdaniem wybitnego uczonego radzieckiego prof. S t r o g a n o w a, dla projektowania i wykonania niezbędnych urządzeń oczyszczania ścieków konieczne jest uzyskanie podstaw w postaci: studiów i badań zmierzających do należytego poznania zbiorników wodnych, sanitarnej i techniczno-ekonomicznej oceny w poszczególnych przypadkach zjawiska samooczyszczania i wykorzystania naturalnych właściwości danego zbiornika.

W Związku Radzieckim badania nad zanieczyszczeniem i samooczyszczaniem rzek były prowadzone już w okresie przedwojennym dość intensywnie. W latach 1936–41 w 3 moskiewskich instytutach (Instytut Ogólnej i Komunalnej Higieny, Sanitarny Instytut im. Eriksmana i Instytut WODGEO) wykonano przeszło 60 prac, odnoszących się do badania 40 rzek i 4 mórz. Ze wspomnianych 60 prac — 17 wykonano w Instytucie WODGEO, jako mającym styczność głównie z wodociągami i kanalizacją. W 1946 r. prace te zostały wznowione. Badania dotyczyły przeważnie rzek lub odcinków rzek zanieczyszczonych w różnym stopniu ściekami miejskimi oraz ściekami z najrozmaitszych zakładów przemysłowych. Brano pod uwagę również charakter badanych zbiorników wodnych, a więc badano również rzeki europejskiej części ZSRR, rzeki górskie Kraju Zakaukaskiego, wielkie rzeki zachodniej Syberii itd. Zdaniem naukowców radzieckich, badania rzeczne, które mają na celu przede wszystkim ocenę sanitarną zbiornika wodnego, powinny wyświetlić sytuację miejscową z punktu widzenia zdrowia publicznego; podkreśla się, że nie wszystkie prace dają taki materiał. W części prac ocena sanitarna jest bardzo ograniczona, a niektóre wcale jej nie zawierają, toteż prof. Stroganow w związku z wielkim znaczeniem strony sanitarnej badań zwraca uwagę na konieczność ilościowego przedstawienia elementów zanieczyszczeń, na celowość wyrażania zanieczyszczeń przemysłowych w równoważnościowych ilościach ścieków miejskich i porównania tych danych z dopuszczalnymi wskaźnikami chemicznymi.

Takie ujęcie zagadnienia zostało zastosowane w badaniach zbiorników wodnych w latach 1936–37, w szczególności w badaniach rzeki Dniepru w 1940 r. Ujednolicenie badań sanitarnych różnych zbiorników wodnych byłoby, rzecz naturalna, bardzo pożyteczne; dало бы ono wszechstronne naświetlenie stanu epidemiologicznego danego terenu, przegląd rozwoju epidemii wodnych, podstawy do wnioskowania o miejscowych schorzeniach pasożytniczych, a więc pozwoliłoby usprawnić metody walki z zanieczyszczeniem zbiorników wodnych. Porównanie materiałów pozwoliłoby na dalej idące uogólnienia i wnioski. Należałoby przy tej okazji przypomnieć, że już w 1938 r. M. A. K o s t a (ZSRR) opracował bardzo pożyteczny „program charakterystyki sanitarnej rzeki w okręgu badanym”.

Przy wszechstronnym badaniu rzek uznano za konieczne zwrócić uwagę na właściwości hydrologiczne danego zbiornika wodnego. Wynika stąd, że w pracach badawczych nad ochroną wód przed zanieczyszczeniem muszą wziąć udział specjaliści hydrologów, badania hydrologiczne bowiem ułatwiają wyciąganie wniosków z badań chemicznych i bakteriologicznych. W badaniach chemicznych na zawartość różnych soli w wodzie rzecznej zwracać należy uwagę na te czynniki, które mają znaczenie dla zagadnienia zanieczyszczenia i samooczyszczania zbiornika wodnego, zbędne natomiast są te analizy w zakresie zmiennych składników, które dla tego zagadnienia nie mają znaczenia podstawowego. Nowoczesna metodologia badania zanieczyszczonych rzek uwzględnia także przewodnictwo elektryczne wody, zastosowanie metod polarograficznych, np. dla oznaczenia tlenu rozpuszczonego w wodzie, oraz metody spektrofotometrycznej analizy wody.

Powyższe metody powinny na równi z analizą luminescencyjną i rentgenograficzną, zdaniem prof. Stroganowa, znaleźć szersze zastosowanie szczególnie w limnologii sanitarnej. W badaniach rzek utrzymały swoją wartość również badania bakteriologiczne, przede wszystkim obliczenie ogólnej liczby bakterii i oznaczenie miana coli. Wskaźniki bakteryjne okazały

się nadzwyczaj czule, wyciągnięcie właściwych wniosków zależy w dużym stopniu od sposobu i okresu pobierania próbek a także od ich ilości, przy czym obserwacje bakteriologiczne nie mogą mieć większego znaczenia, gdy są oparte na przypadkowych lub jednorazowych próbach. Coraz większą rolę w badaniach rzek odegrały obserwacje hydrobiologiczne. Można by rzec, że badania te w dużym stopniu przyczyniły się do tego, że hydrologia stała się nauką. W ostatnich 10 latach obserwacje hydrobiologiczne w badaniach nad zbiornikami wodnymi zostały szeroko zastosowane, z nich zaś nauka wyciągnęła wniosek, bardzo pouczający również dla polskiej nauki, że wartość prac badawczych jest zależna przede wszystkim od stopnia doświadczenia badacza oraz od dokładności oznaczenia organizmów, będących wskaźnikami zanieczyszczeń. Główny cel badań hydrobiologicznych, prowadzonych równoległe z analizą chemiczną i bakteriologiczną, polega na ocenie stopnia czystości zbiornika wodnego z punktu widzenia obecności saprobiontów, a więc organizmów wód mniej lub więcej zanieczyszczonych. Takie badania służą dla oznaczania granic poszczególnych stref samooczyszczania rzek. Z badaniami sanitarnymi wód powierzchniowych mają bliską styczność sprawy ochrony gospodarki rybnej. Doświadczenia radzieckie wskazują, że powinny być wzmocnione przy badaniach rzek również obserwacje ichtiologiczne; może to być dla nas również ważną wskazówką: inżynieria sanitarna w Polsce w zakresie ochrony wód przed zanieczyszczeniem powinna blisko współpracować z organami gospodarki rybnej.

Ogłoszone w Związku Radzieckim materiały w zakresie badania zbiorników wodnych zawierają bardzo cenne wiadomości odnośnie obiegu tlenowego w rzekach, samooczyszczania, jak również warunków mieszania się strumienia zanieczyszczonej wody z ogólną masą wody rzecznej.

Studia nad zanieczyszczeniem i samooczyszczaniem się rzek znajdują swoje odbicie w planach instytutów w Związku Radzieckim. W wielu miejscach prace badawcze w tym kierunku były prowadzone nawet w latach wojny. Rozwój przemysłu oraz, związane z tym, zwiększenie produkcji ścieków przemysłowych wysunęły problem ochrony zbiorników wodnych przed zanieczyszczeniem daleko poza granice zadań ochrony zdrowia, a sam problem stał się niezwykle ważny z punktu widzenia państwowego, biorąc pod uwagę zainteresowanie i potrzeby licznych gałęzi gospodarki narodowej.

Doświadczenia radzieckie wskazują, że racjonalne rozwiązanie zadania wykorzystania zbiorników wodnych dla celów wodociągowych ludności i przemysłu oraz gospodarki rybnej, przy uwzględnieniu stałego wzrostu ilości dopływających ścieków miejskich i przemysłowych, jest jedynie możliwe przy naukowym kompleksowym podejściu do zagadnienia, w oparciu o znajomość przesłanek ekonomicznych. Stąd wynika zasada, że prace naukowo-badawcze instytutów sanitarnych Ministerstwa Zdrowia powinny być ściśle powiązane z pracami badawczymi instytutów naukowych należących do innych resortów i Akademii Nauk ZSRR.

Ciekawa jest też tematyka prac naukowych Akademii medycznych w dziale higieny wody. Tematyka ta obejmuje w ostatniej pięćdziesiątce szczególne problemy związane z zanieczyszczeniem i samooczyszczaniem zbiorników wodnych i ich wykorzystaniem, a mianowicie: 1. sanitarna ocena składu ścieków przemysłowych; 2. dynamika procesów zanieczyszczenia zbiorników wodnych i ich naturalnego samooczyszczania; 3. studia nad stanem sanitarnym nowych sztucznych zbiorników wodnych. Na tej podstawie powstała w Związku Radzieckim konieczność wzmocnienia koordynacji badań nad zbiornikami wodnymi według potrzeb różnych resortów, a sama tematyka prac naukowych, wyrosła na tym programie, stała się bardziej zróżnicowana i pogłębiona.

Badania stanu sanitarnego zbiorników wodnych w Związku Radzieckim zostały ułatwione dzięki ważnym posunięciom organizacyjnym. Uchwała Rady Ministrów z dn. 31.V.1947 r. o sposobach likwidacji zanieczyszczenia i sanitarnej ochrony źródeł wody, dalsze rozporządzenia Rady Ministrów i Ministerstwa Zdrowia stworzyły mocne podstawy prawne dla utrzymania czystości zbiorników wodnych. Wskazują one też drogi dla praktycznego zrealizowania tego zadania oraz dają wytyczne dla działalności instytutów naukowo-badawczych.

Rzecz jasna, że wymagania stawiane czystości zbiorników wodnych są zależne od sposobu użytkowania danej wody. Sprawa ta została uregulowana w Związku Radzieckim normą GOST-1324-47, według której zbiorniki wodne dzielą się w za-

leżności od znaczenia higienicznego, gospodarczego i gospodarki rybnej na 3 zasadnicze kategorie:

1. odcinki zbiorników, wykorzystane dla centralnych wodociągów, znajdujące się w granicach drugiej strefy obszaru ochronnego wodociągów lub sąsiadujące z państwowymi rezerwami rybnymi;

2. odcinki zbiorników, wykorzystane dla niezorganizowanego zaopatrzenia w wodę do picia lub dla przemysłu spożywczego, oraz odcinki przeznaczone dla masowego tania ryb hodowlanych;

3. odcinki zbiorników, służące nie do celów wodociągowych, lecz do masowego kąpiel, do zorganizowanej gospodarki rybnej i mające znaczenie raczej dekoracyjne.

Powyższa norma GOST-1324-47 nie dotyczy zbiorników wodnych, pozbawionych znaczenia dla zarobku lub rybołówstwa. Są to m. in. zbiorniki wodne, wykorzystywane dla gospodarstwa wiejskiego i hodowli bydła oraz zbiorniki, które służą dla zaopatrzenia w wodę przemysłu lub dla celów usuwania ścieków przemysłowych.

Pouczające będzie dla naszej akcji w Polsce, jeżeli na tle wymienionej normy przedstawimy rozwój odpowiedniego prawodawstwa radzieckiego w zakresie utrzymania czystości wód. Jak już wyżej wskazywano, zanieczyszczenie zbiorników wodnych poczyniły ze ściekających wód opadowych, zanieczyszczeń transportu wodnego i różnego rodzaju odpadów przemysłowych. Jednakże najbardziej rozpowszechnionym i stałym zanieczyszczeniem zbiorników wodnych są ścieki z kanalizacji miejskiej, a w szczególności ścieki z zakładów przemysłowych. Dlatego dotychczasowe prawo wodno-sanitarne Związku Radzieckiego zwróciło główną uwagę na ochronę zbiorników wodnych przed ich zanieczyszczeniem ściekami i przy pomocy spełnianych przepisów ograniczyło ich spuszczenie. Od 1921 r. obowiązują w Związku Radzieckim szczegółowe przepisy sanitarne dotyczące wpuszczania ścieków przemysłowych do zbiorników publicznych, stanowiące załącznik do norm sanitarnych projektowania zakładów przemysłowych. W praktyce przepisy te są również stosowane do ścieków z kanalizacji miejskiej. Nie ulega wątpliwości, że wyżej wymienione przepisy powstały na podstawie naukowych i praktycznych, których znajomość ułatwia korzystanie z tych przepisów.

Ścieki dopływające do zbiorników wodnych, z których ludność korzysta w tym lub innym celu, mają oczywiście wpływ na warunki sanitarne i gospodarcze ludności przybrzeżnej, ale wpływ domieszek chemicznych na organizmy zwierzęce i roślinne jest bardzo różny i zależy od stopnia ich szkodliwości, i od stężenia tych substancji. Przyjęto się w praktyce, że stopień ograniczenia wykorzystania zbiornika wodnego w różnych kierunkach (higienicznym, gospodarka rybna) jest uzależniony od stężenia szkodliwych substancji. Dane ilościowe o szkodliwych substancjach w ściekach, dostarczających się do zbiorników wodnych, nie są wystarczające dla oceny komplikacji, które powstają przy ich spuszczeniu. Właściwa ocena jest możliwa tylko na podstawie danych o stężeniu tych substancji w wodzie zbiornika. Dlatego na podstawie licznych obserwacji wskaźniki normatywne między innymi — również maksymalnie dopuszczalne stężenie szkodliwych substancji, odnoszą się nie do składu samych ścieków, lecz do składu wody w zbiornikach, do której te ścieki są wpuszczane.

Przy badaniu wód rozróżniamy takie zanieczyszczenia, które mają pośredni lub bezpośredni wpływ na warunki higieniczne ludności, oraz takie, które dotyczą interesów gospodarczych. Np. obecność w wodzie czynnika infekcyjnego chorób przewodu pokarmowego lub małych stężeń niektórych substancji trujących przedstawia wprawdzie niebezpieczeństwo dla zdrowia ludności, ale nie przeszkadza wykorzystywać tej wody dla celów gospodarczych; obecność soli wapnia i magnezu utrudnia wykorzystanie wody dla celów przemysłowych, nie przeszkadza jednak wykorzystaniu zbiornika dla hodowli ryb. Czasem zanieczyszczenie jest tak wielkie, że narusza różnorodne interesy, np. nawet nieduże stężenie fenoli, nafty, a także substancji organicznych, stawiają pod znakiem zapytania możliwość wykorzystania wód dla celów sanitarnych, gospodarczych i przemysłowych. Trudność stanowi i ten moment, że ocena szkodliwości zanieczyszczeń, jest w dużym stopniu zależna od rodzaju przemysłu, który ma wodę pobierać, a także od właściwości jego procesów technologicznych. Różnorodność przemysłowa a także wymagań w stosunku do wody dla nich niezbędnej jest tak wielka, że dotychczas nie zdołano ich właściwie usystematyzować w sposób dogodny dla praktyki. Inne warunki obserwuje-

my w odniesieniu do wykorzystania zbiorników wodnych pod względem higienicznym i gospodarki rybnej, gdzie nie ma tak wielkiej różnorodności w użytkowaniu wody. Jak już wyżej wskazano, norma radziecka przewiduje podział wód na 3 kategorie, przy czym zbiorniki pierwszej kategorii pod względem wykorzystania mają najpoważniejsze przeznaczenie, i dla nich są postawione najsurowsze wymagania pod względem czystości wody, a więc wymagają one najbardziej starannej ochrony. Wymagania w stosunku do innych kategorii są odpowiednio obniżone ze względu na ich mniej ważny rodzaj wykorzystania. Zbiorniki wodne, które nie należą do żadnej z wymienionych kategorii, do których nie stosują się bezpośrednio wymagania odnoszących przepisów sanitarnych, muszą być traktowane indywidualnie, stosownie do miejscowych warunków; w tych przypadkach celowe jest wykorzystywanie porad właściwego instytutu naukowo-badawczego. Zasadą jest, że każdy zbiornik wody, do którego są spuszczone ścieki, musi być pod kontrolą właściwych organów. W przypadkach, gdy potrzeby jakiegokolwiek dziedziny gospodarki narodowej wymagają postawienia wyższych wymagań, a więc mniejszego dopuszczalnego stężenia zanieczyszczeń, sprawa ta jest załatwiana według życzeń właściwego resortu. Przy spuszczeniu ścieków do zbiornika wodnego następuje zmieszanie ścieków z wodą tego zbiornika, a osiągnięcie dopuszczalnego przez przepisy stężenia zanieczyszczenia wiąże się ściśle ze sprawą rozcieńczenia tych ścieków w wodzie zbiornika. Stężenie zanieczyszczeń zmniejsza się w rzece wraz ze zwiększeniem odległości od miejsca wypuszczenia ścieków. Należy jednak odróżniać w tym przypadku zjawisko rozcieńczenia od zjawiska samoczyszczania. Przy rozważaniu warunków spuszczenia do zbiornika wodnego ścieków zawierających szkodliwe substancje, należy brać pod uwagę możliwości właściwego rozcieńczenia, zależnego w dużym stopniu od pojemności samego zbiornika.

Rozcieńczenie ścieków w wodzie zbiornika osiąga się stopniowo; znane są przypadki, gdy zmieszanie nie nastąpiło na przestrzeni wielu kilometrów, szczególnie miało to miejsce w przypadku dużych rzek; w małych rzekach pełne zmieszanie następuje szybko i na stosunkowo bliskiej odległości od miejsca wypuszczenia ścieków. Literatura podaje bardzo ciekawe przykłady w tym względzie. Rzeczą podstawową przy określaniu warunków wpuszczania ścieków do zbiornika wodnego jest wstępne ustalenie w tym zbiorniku miejsca, do którego powinno być odniesione obliczenie na rozcieńczenie; miejsce to nie może być w pobliżu ujścia ścieków, gdyż w tym punkcie zmieszanie jest tak nieznaczne, że jest pozbawione praktycznego znaczenia. Szczególną właściwością problemu ochrony zbiorników wodnych przed zanieczyszczeniem jest to, że wyraża on nie tyle interes ludności tych miast i zakładów przemysłowych, które spuszczały ścieki, ile interesy miast i osiedli znajdujących się poniżej miejsca wpuszczania ścieków, jeżeli wykorzystanie tego zbiornika przez tę ludność jest w ten lub inny sposób ograniczone lub utrudnione. Przepisy radzieckie przewidują cały system środków mających na celu zaspokojenie potrzeb sanitarnych i gospodarczych, związanych z wykorzystaniem wody poniżej miejsca wpuszczania ścieków. Normy wyżej wspomniane mają na celu zapewnić taki skład wody w zbiorniku wodnym, który by odpowiadał danej kategorii zbiornika. Przepisy radzieckie przewidują również, że przy określaniu stopnia rozcieńczenia ścieków w zbiorniku wodnym należy brać pod uwagę najgorsze możliwe warunki rozcieńczenia w miejscach wykorzystania wody bez względu na to, czy będzie to wykorzystanie dla celów domowych, przemysłowych, gospodarki rybnej itp. W każdym przypadku, gdy chodzi o ocenę warunków na odcinku rzeki poniżej miejsca wpuszczania ścieków, w miejscach przewidywanego wykorzystania wody, ma znaczenie nie tylko określenie rzeczywistego rozcieńczenia ścieków, a przede wszystkim określenie intensywności zanieczyszczenia zbiornika. Wymaga to porównania stężenia szkodliwych substancji w wodzie ze wskaźnikami normatywnymi dla aktualnego lub przewidywanego wykorzystania wody. Takie porównanie pozwala wnioskować, czy ochrona zbiornika wodnego jest dostateczna i czy są potrzebne w tym kierunku dalsze środki ochronne. Nieco inaczej przedstawia się sprawa, gdy przy projektowaniu oczyszczania ścieków trzeba zdecydować, w jakich warunkach mogą być wpuszczane ścieki do zbiornika wodnego; w tym przypadku rzeczą bardzo ważną jest określić dopuszczalny stopień rozcieńczenia przewidywanych ścieków w miejscach wykorzystania wody, położonych poniżej i stąd wyciągnąć wnioski, jak się będzie przedstawiało stężenie zanieczyszczeń

w tych miejscach i w jaki sposób będzie musiała być oczyszczana woda. W miejscach tych powinny być zabezpieczone sanitarne i gospodarcze interesy ludności co w dużej mierze jest zależne od tego, jaki stopień rozcieńczenia da się uzyskać w miejscach wykorzystania wody. Dlatego w przepisach używa się określenia nie „aktyczne” a „przewidywane” rozcieńczenie ścieków w miejscach wykorzystania wody (w najgorszych warunkach rozcieńczenia przy niezupełnym zmieszaniu). Jednakże przy wpuszczaniu ścieków do zbiornika wodnego niezależnie od rozcieńczenia, zachodzą bardziej skomplikowane procesy, które prowadzą do zmniejszenia stężenia zanieczyszczeń, a nie raz nawet do zupełnej ich likwidacji. Jest to proces samooczyszczania zbiorników, polegający na działaniu szeregu czynników fizycznych, chemicznych i biologicznych na zanieczyszczenia mineralne, organiczne i bakteryjne, i prowadzące do przywrócenia w warunkach naturalnych pierwotnej czystości wody. Liczne badania nad samooczyszczaniem się wód pozwoliły ustalić w pewnej mierze prawa, które regulują przebieg tych procesów. A zatem przy określaniu warunków spuszczenia ścieków do zbiornika wodnego należy również wykorzystać zgodność tego zbiornika do samooczyszczania, co wymaga dokładnego poznania naturalnego procesu samooczyszczania w danych warunkach. Zaspokojenie więc wymagań co do składu wody, według obowiązujących przepisów radzieckich, zależy od czasu jaki jest potrzebny dla przepływu mas wodnych od miejsca spuszczenia ścieków do miejsca wykorzystania wody, co jest związane z uzyskaniem pewnego stopnia samooczyszczania wody.

Wykorzystanie procesów naturalnego samooczyszczania dla celów uregulowania sprawy spuszczenia ścieków wymaga znajomości występujących tu zjawisk, praktycznie jednak biorąc, decyduje skuteczność lub szybkość przebiegu procesu samooczyszczania, a więc czas niezgodny dla ukończenia tego procesu. Pod tym względem literatura radziecka przytacza niezwykle ciekawe przykłady obserwacji: np. samooczyszczania od zanieczyszczeń organicznych w niektórych rzekach, jak Dniepr pod Smoleńskiem, woiogda, Swistocz w okresie letnim zakończył się po 12—92 godzinach przepływu wody do miejsca pełnego zanieczyszczenia, w rzce Moskwie po 111—170 godzinach; w tych przypadkach woda zdążyła przepłynąć 30—80 a nawet 110 km, w zależności od szybkości prądu badanych zbiorników wodnych. Jeszcze bardziej istotną wydaje się ta okoliczność, że rejon zakończonego samooczyszczania chemicznego był z reguły krótszy, niż rejon samooczyszczania bakteriologicznego, tak iż czas przepływu okazał się w wielu przypadkach zupełnie niedostateczny dla samooczyszczania wody ze względu na masowe zakażenie bakteriami. Jest również istotna ta okoliczność, że czas trwania procesu samooczyszczania przy innych równych warunkach zwiększa się przy większym zanieczyszczeniu pierwotnym zbiornika.

Oczyszczanie ścieków będzie tym trudniejsze pod względem technicznym i ekonomicznym, im większe wymagania zostaną postawione co do ich oczyszczania. W wielu wypadkach dla unieszkodliwiania ścieków przemysłowych nie zostają jeszcze rozpracowane skuteczne metody oczyszczania lub są one zbyt skomplikowane i niezupełnie pewne w eksploatacji. Jak wyżej wskazano, wybór miejsca spuszczenia ścieków musi liczyć się z pojemnością zbiornika i z rodzajem wykorzystania wody poniżej tego miejsca. Największe trudności powstają przy spuszczeniu bezpośrednio powyżej osiedla, gdyż w tych przypadkach zbiornik w granicach osiedla okazuje się najbardziej zanieczyszczony, a możliwości jego wykorzystania dla celów sanitarnych i innych będą wybitnie ograniczone, a mogą być nawet całkowicie wykluczone: dlatego też przepisy sanitarne przewidują, że wybór miejsca pod budowę zakładu przemysłowego lub osiedla, a więc wybór miejsca ujęcia wody i spuszczenia ścieków musi być należycie przemyślany i uzgodniony z właściwymi władzami sanitarnymi i wodnymi. W każdym jednak przypadku zachodzi ścisła współpraca organów sanitarnych z organami innych resortów. Nowoczesna praktyka zapobiegawczego nadzoru sanitarnego w zakresie ochrony zbiorników wodnych przed zanieczyszczeniem pozostawia w rękach organów sanitarnych postawienie ostatecznych wymagań co do oczyszczania ścieków z uwzględnieniem miejscowych warunków spuszczenia ścieków, orzeczenia jednak organów sanitarnych mają zawsze charakter kompleksowy. Jeżeli np. organa ochrony rybnej uważają za możliwe dopuścić większe stężenie szkodliwych substancji w wodzie niż organa sanitarne, pierwszeństwo odaje się wymaganiom higienicznym, jeżeli zaś organa ochrony

rybnej w jakimkolwiek przypadku stawiają wyższe wymagania odnosnie warunków spuszczenia ścieków niż te, jakie wynikają z obowiązujących normatywów higienicznych, przyjmuje się za obowiązujące normy wyższe.

Wskaźniki zanieczyszczenia ścieków, a więc i wody w zbiornikach, do których te ścieki dopływają, są rozpatrywane nie z punktu widzenia ich fizycznych, chemicznych lub biologicznych właściwości, a od strony ich wpływu na zbiornik. Wskaźniki te grupuje się według podobieństwa działania na zbiornik i według tych sanitarnych i ekonomicznych skutków, które wywołuje zanieczyszczenie zbiornika wodnego. Do tych grupowych wskaźników przepisy zaliczają i substancje zawieszone, substancje nadające wodzie nienaturalny smak, zapach i barwę, bakterie chorobotwórcze, substancje trujące itd. Dla szeregu tych wskaźników przepisy radzieckie wskazują liczbowe graniczne wartości, po uwzględnieniu zanieczyszczenia zbiornika wodnego do tej lub innej kategorii.

Wyżej wymienione wytyczne stanowią główną myśl przewodnią i podstawy organizacyjne radzieckich przepisów sanitarnych, odnoszących się do spuszczenia ścieków. Przepisy te oparte są na podstawach naukowych i potrzebach praktyki, pozwalają wyregulować całkowicie przeszarżowane zagadnienie ochrony wód przed zanieczyszczeniem. Nowe wodno-sanitarne prawodawstwo radzieckie nie tylko wzmocniło osiągnięcia uzyskane w dziedzinie naukowej i praktycznej, ale stało się także silnym bodźcem dla dalszego rozwoju ochrony wód przed zanieczyszczeniem, a zastosowanie przepisów wysunęło konieczność dalszych naukowych badań i postawienia nowych zadań przed techniką sanitarną i innymi gałęziami wiedzy, które mają związek z problemem ochrony wód przed zanieczyszczeniem.

Dobryczasowe doświadczenie praktyczne wskazuje, że na podstawie obowiązującego dziś ustawodawstwa wodno-sanitarnego uzyskuje się już poważne rezultaty w zakresie ochrony wód przed zanieczyszczeniem. Przepisy te niewątpliwie uregulują dalsze ulepszenia w miarę rozwoju prac badawczych i w trakcie coraz głębszego poznawania rzeczywistych warunków, dając metodycznie podstawy do uregulowania spuszczenia ścieków do zbiorników wodnych, w wykonaniu obowiązującego w państwie nadzoru techniczno-sanitarnego.

Z powyższych rozważań wynika, że w Związku Radzieckim warunki spuszczenia ścieków miejskich i przemysłowych do zbiorników wodnych są wyraźnie uregulowane przepisami sanitarnymi, stanowiącymi uzupełnienie norm sanitarnych projektowania zakładów przemysłowych. Przepisy te nie mogły same przez się rozwiązać wszystkich zagadnień, związanych z ochroną wód przed zanieczyszczeniem, ale odzwierciedlając osiągnięcia nauki radzieckiej i praktyki za ostatnie dziesięciolecie, odpowiadają podstawowym interesom państwowym w zakresie ochrony sanitarnej zbiorników wodnych przed zanieczyszczeniem. Przy zachowaniu wymienionych przepisów sanitarnych w rozwiązywaniu zagadnień utrzymania czystości wód jest rzeczą konieczną, w ustaleniu warunków spuszczenia ścieków do zbiorników, umieć należycie ocenić realny stan wody, który powstaje lub może powstać poniżej miejsca spuszczenia ścieków, a także znać miejscowe warunki, które w znacznym stopniu decydują o gospodarczych i sanitarnych skutkach. Ocena ta wymaga, jak wynika z poprzedniego, zrozumienia zjawisk powstających w zbiorniku po przyjęciu ścieków i tych następstw dla ludności, które są lub mogą być wywołane pogorszeniem stanu sanitarnego zbiornika. Ocena sanitarna powinna być oparta na takich materiałach i obliczeniach, które pozwolą wyciągnąć konkretne wnioski dla celów zabezpieczenia najbardziej pożytecznego wykorzystania zbiorników wodnych dla potrzeb sanitarno-higienicznych, kulturalno-bytowych i gospodarczych. Im dokładniejsza będzie ocena sanitarna, oparta na znajomości procesów, zachodzących w zbiornikach wodnych przy spuszczeniu ścieków, im szczegółowsze będą dane dla prawidłowego orzekania o wywołanych szkodliwościach i związanych z tym ograniczeniach korzystania z wody, tym bardziej prawidłowo będzie można decydować o zastosowaniu koniecznych środków dla oczyszczania i unieszkodliwiania ścieków miejskich i przemysłowych. Ogromne osiągnięcia, jakie Związek Radziecki przejawia we wszystkich dziedzinach nauki i techniki, stwarza także sprzyjające warunki dla sanitarnej ochrony zbiorników wodnych i dla stopniowej likwidacji zanieczyszczeń, a więc utrzymania czystości wód. Znajdujemy w tym mocne podstawy naukowe i praktyczne dla prowadzonej w Polsce Ludowej akcji ochrony wód przed zanieczyszczeniem.

DZIAŁ I – PLANOWANIE, ORGANIZACJA

Najważniejsze formy organizacyjne gospodarki wodnej a w szczególności wykonawstwa wielkich inwestycji 5-letniego planu 1956 — 60, zaprzęają umysły naszych hydrotechników. Poniższe 2 artykuły należy nawiązać do uprzednio zamieszczonych w czasopiśmie, co częściowo czyni Autor pierwszego z nich oraz należy wyrazić nadzieję, że na ten, tak doniosły i pilny temat „Gospodarka Wodna” będzie mogła zamieścić dalsze wypowiedzi, które — naświetlając zagadnienie z różnych punktów widzenia — pomogą i ułatwią powziąć odpowiednie decyzje w sprawie organizacji gospodarki wodnej w Polsce.

Jednocześnie inż. Kruszewski dłużej zatrzymuje się nad zagadnieniem zalesienia stoków górskich, będącego częścią dużego problemu walki z powodziami, naświetlonego ostatnio przez nasze czasopismo w nr 4/1954.

INŻ. JÓZEF WAKSMAN

O organizację gospodarki wodnej

Jak wiadomo program Frontu Narodowego przewiduje na odcinku gospodarki wodnej, że w najbliższej 5-latce:

„Podjęte zostaną wielkie budowy, które zmienią zasadniczo warunki rozwoju całych obszarów naszego kraju. Rozpoczniemy budowę wielkich zapór wodnych i kanałów żeglownych, wielkich elektrowni na Wiśle i Brzegu, które umożliwią zelektryfikowanie zacofanych połaci kraju. Wykorzystanie naszych zasobów wodnych do melioracji łąk i pastwisk oraz nawodnienia gruntów ornych pozwoli na znaczny wzrost urodzajów i rozwój hodowli. Wielkie budowie socjalizmu staną się podstawą techniczną szybkiego rozwoju i przebudowy rolnictwa. Wzrosną ogromnie możliwości rozwoju materialnego i kulturalnego wsi polskiej”.

Realizacja tego wspaniałego programu wymaga odpowiedniej organizacji gospodarki wodnej, która wskutek rozproszenia resortowego znajduje się obecnie na dość niskim poziomie. Na szczególnie zacięty opór natrafia u nas dotąd koncepcja scalenia gospodarki wodnej, a zwłaszcza jej działalności inwestycyjnej w dziedzinie planowania, projektowania i wykonawstwa.

Już II Kongres Techników z 1946 r. proponował, „aby koordynacja planowania we wszystkich dziedzinach gospodarki wodnej była przeprowadzona przez nadrzędny pod względem gospodarczym i przestrzennym organ centralny”.

Wniosek Państwowej Rady Energetycznej z 1949 r. przewiduje nadrzędne Biuro Koordynacji jako stan przejściowy do jednolitej administracji gospodarki wodnej.

Uchwała sejmowa z 1950 r. brzmi następująco: „Sejm Ustawodawczy wzywa Rząd do rozważenia powołania organu dla międzyresortowej koordynacji gospodarki wodnej oraz badań nad bilansem wodnym, jak też studiów technicznych w tej dziedzinie”.

Wreszcie bardzo liczne memoriały i konferencje na wysokich szczeblach państwowych świadczą o rosnącej aktualności tego problemu, który musi znaleźć jak najszybciej właściwe rozwiązanie, aby pozwolić na przygotowanie i realizację wielkich zadań polskiej gospodarki wodnej.

Na uwagę zasługuje artykuł Jironska¹⁾, który informuje, że ogólnopanstwowy perspektywiczny plan gospodarki wodnej w Czechosłowacji został zatwierdzony w listopadzie 1953 r. i jednocześnie został powołany Centralny Urząd Gospodarki Wodnej, a w bieżącym roku obowiązuje oddzielny plan gospodarki wodnej. Wskazując na skutki dotychczasowego braku koordynacji i koncentracji środków, wyraża on przypuszczenie, że „później wykryci i rozstrzelani szkodnicy naszej gospodarki uświadomi-

mili to (ogólnonarodowe znaczenie gospodarki wodnej) sobie i podobnie jak w energetyce, umyślnie hamowali postęp zabezpieczenia i wykorzystania zasobów wodnych, co jest warunkiem rozwoju przemysłu, rolnictwa i wzrostu stopy życiowej społeczeństwa”.

Analogicznie do warunków czechosłowackich i wobec naszych ogromnych zażądań na odcinku gospodarki wodnej konieczne jest powołanie Centralnego Urzędu Gospodarki Wodnej, którego najpilniejszym zadaniem byłoby opracowanie ogólnopanstwowego planu perspektywicznego. Plan ten ustali wreszcie wytyczne koncepcyjne i podstawowe dane wyjściowe, a także przyspieszy przygotowanie podkładów hydrologicznych, geologicznych i kartograficznych dla opracowań projektowych. Jednocześnie Urząd ten powinien zapewnić właściwe przygotowanie i realizację wielkich inwestycji wodnych w planie 5-letnim. Na odcinku wykonawstwa istnieje już odpowiednia forma organizacyjna: Centralny Zarząd Budownictwa Wodno-Inżynierskiego. Nie można tego niestety powiedzieć o projektowaniu. Nasze bardzo skromne siły fachowe są rozproszone w różnorodnych resortowych biurach projektowych, w administracji itp., co zmniejsza niewspólnie ich możliwości techniczne i ogranicza, tak niezbędną w gospodarce wodnej, kompleksowość dokumentacji projektowej. Należy więc jak najrychlej zorganizować — na bazie istniejących komórek projektowych — biuro, opracowujące dokumentację wielkiego kompleksowego budownictwa wodnego, podległe C.U.G.W. Dokumentacja o zakresie ograniczonym do mniejszych inwestycji wodnych byłaby nadal wykonywana w resortowych biurach projektowych.

Trzeba tu jeszcze podkreślić, że dalsze niedoceniań konieczności zasadniczej reorganizacji naszej gospodarki wodnej oznacza nie tylko straty bezpowrotnie w tej dziedzinie, ale również poważne szkody w innych gałęziach gospodarki narodowej, jak np. skutki powodzi w postaci szkód bezpośrednich lub zmniejszeniu wartości gospodarczej terenów zalewowych, nadmierne zużycie węgla w elektrowniach ciepłych i na parowozach oraz związane z tym większe zatrudnienie personelu eksploatacyjnego, niedostateczne zasilanie w wodę przemysłu, rolnictwa i ludności itd.

Kończąc tę krótką wypowiedź, wyrażamy nadzieję, że u programu planu 5-letniego staniemy przygotowani organizacyjnie do jego realizacji, aby gospodarka wodna w najbliższej przyszłości nie tylko nie powodowała szkód i nie opóźniała rozwoju gospodarki ogólnonarodowej, ale dała jak największy wkład w dzieło podniesienia dobrobytu materialnego i kulturalnego naszego społeczeństwa.

INŻ. TADEUSZ KRUSZEWSKI

Z pilnych zagadnień gospodarki wodnej

Kraje przodujące ekonomicznie wyróżniają się uporządkowaną gospodarką wodną i wykorzystaniem sił wodnych. Program Frontu Narodowego zapowiada u nas wielkie inwestycje wodne i przystąpienie do prac przeobrażenia przyrody w latach 1956 — 1960. Prace przygotowawcze już rozpoczęto. Przejście od dzisiejszego stanu o zacofanych metodach technicznych do wielkiego, nowoczesnego budownictwa wodnego będzie wymagało zapewnienia szerokich podstaw organizacyjnych.

Z szeregu spraw domagających się opracowania i rozwiązania zajmijmy się omówieniem kilku następujących:

U t w o r z e n i e o r g a n i z a c j i c e n t r a l n e j

Zachodzi pytanie, czy wielkie zamierzenia będą wykonalne w ramach dotychczasowych organizacji?

Obecne dobieżące zagadnień wodnych na szereg resortów nie zapewnia należytej ciągłości prac, kompleksowego rozwiązania zagadnień, oraz racjonalnego wykorzystania zbyt szczupłych kadr hydrotechnicznych. Brak jednolitej organizacji powoduje za-

1) Vodni Hospodarstvi nr 4/54.

niedbania i pogarszanie stosunków istniejących, jak to widać na przykładzie postępującego zanieczyszczania wód płynących, bądź niewystarczającego zakresu prac dla zabezpieczenia powodziowego. Intensyfikacja rolnictwa domaga się ekonomicznego gospodarowania wodą i nawodnień, które zwiększą wydajność upraw paszowych i wyrównają okresowe niedobory opadów. O ważności zagadnień świadczy utworzenie Komitetu Gospodarki Wodnej PAN i Departamentu Gospodarki Wodnej PKPG.

Z chwilą zwiększenia prac zapewne organizacje te okazały się niewystarczające, opanowanie zagadnień gospodarki wodnej będzie wymagało stworzenia organizacji centralnej na szczeblu ministerstwa.

Realizacja wielkich inwestycji

Wielkie nasze inwestycje wodne w chwili obecnej noszą charakter pionierski wskutek niedostatecznego wyposażenia sprzętowego i szeregu trudności organizacyjnych; w niektórych przypadkach brak zatwierdzonych planów wieloletnich i wystarczającego finansowania wpływa na przedłużanie czasu budowy i zwiększenie kosztów administracyjnych.

Brak jest ustalonego schematu organizacyjnego dla zarządu wielkiej inwestycji wodnej. Proponowany przez inż. M i a n o w s k i e g o system organizacji jest rozwinięciem zasady jednolitości organizacji, daje skrócenie drogi formalnej i zapewnia zwiększenie operatywności zarządu inwestycji (dyrekcji budowy).

Podporządkowanie inwestycji pełnomocnikowi rządu będzie dogodnie w odniesieniu do pojedynczych wielkich inwestycji. Gdy jednak nastąpi szeroko zakrojona realizacja zamierzeń inwestycyjnych budownictwa wodnego, będzie potrzebne utworzenie szeregu dyrekcji budów, podległych proponowanemu Ministerstwu Gospodarki Wodnej lub odpowiedniemu Centralnemu Zarządowi, powołanemu wyłącznie dla spraw realizacji inwestycji wodnych.

Proponowany system nie omówił pierwszego etapu prac, dotyczącego opracowania projektu wstępnego inwestycji. W etapie tym należy przeprowadzić w szerokim zakresie pomiary sytuacyjno-niwelacyjne, z zastosowaniem metod lądowych i fotogrametrii, studia geologiczne, hydrologiczne, studia dla przebudowy społecznej i przeniesienia ludności z obszaru zalewu. Ten etap wymaga nieraz wieloletnich prac i trudno wyobrazić sobie jego wykonanie w oderwaniu od etapu 2 — etapu realizacji. Z powyższego wynika, że organizację wg systemu zaproponowanego przez inż. M i a n o w s k i e g o należałoby powoływać już wcześniej dla prac I etapu, z tym, że działy wykonawstwa i eksploatacji byłyby wprowadzone w drugim etapie.

Dla osiągnięcia niezbędnej sprawności organizacyjnej, w opracowaniu projektu wstępnego konieczne jest połączenie w jednym zarządzie całości spraw studiów, projektu i realizacji. Tylko takim naśileniem inwestycyjnych prac hydrotechnicznych, można tłumaczyć anachronizm, jaki bywa obecnie typ inżyniera-projektanta, oderwanego od spraw budowy, czego nie ma w budownictwie ogólnym.

Sprawy powodziowe

Przy wysuwaniu hasła obniżenia kosztów własnych, dobrze pomyślaną oszczędnością w dziedzinie gospodarki wodnej, w skali państwowej, będzie obniżenie strat powodziowych.

Na rz. Wiśle mamy b. dobrze zorganizowany system obrony przeciwpowodziowej, który przy doroczych spływach wód wiosennych zapewnia bezpieczeństwo obwałowanej doliny, lecz który, jak dobrze w tym są zorientowani nasi hydrołodzy i hydrotechnicy, nie da zabezpieczenia przed wielką wodą katastrofalną. Prawdopodobieństwo powodzi istnieje stale, powódź zagraża uszczerpieniem majątku społecznego i sprawom bytowym mieszkańców terenów zalewanych. Powódź może wystąpić nie tylko w górnym biegu Wisły, ale i w ujściu.

Kraje o zacofanej technice i nieuporządkowanej gospodarce wodnej opłacają stały haracz w postaci olbrzymich strat powodziowych. Często czytamy o powodziach we Włoszech, Rzeka Po, o wielkości dorzecza zbliżonej do Wisły i podobnie zabezpieczona jedynie wałami podłużnymi, ma ogromną intensywność wezbrań w górzyszych terenach, przy większych niż u nas opadach atmosferycznych; katastrofy powodzi przynoszą złe świadectwo nieumiejętnej gospodarce i wadliwej polityce inwestycyjnej kraju, znajdującego się w niewoli kapitałów zagranicznych.

Odwieczny system ochrony przeciwpowodziowej przy pomocy wałów można określić jako niższy stopień obrony czynnej.

Stopniem wyższym będą zabiegi, powodujące zmniejszenie fali powodziowej do rozmiarów, nie zagrażających bezpieczeństwu doliny.

Z a b u d o w a z b i o r n i k a m i. Przed I wojną imperiaлистyczną prof. Karol Pomianowski propagował ideę budowy zbiorników na naszych górskich rzekach, wskazując, że jest to najskuteczniejszy sposób walki z powodzą. Ten wybitny hydrotechnik nie znalazł zrozumienia w ówczesnym społeczeństwie. Dziś już ta sprawa nie podlega dyskusji, lecz realizacja nadal opóźnia się, mimo zapewnionej rentowności nakładów.

Z a l e s i e n i e s t o k ó w g ó r s k i c h. Podobnie od kilkudziesięciu lat mówi się u nas o konieczności zalesienia stoków górskich, co przyniesie w efekcie opóźnienie spływu wód wiosennych i z wezbrań letnich oraz zmniejszą wysokość fal powodziowych. Będą to inwestycje proste, stosunkowo łatwe do przeprowadzenia, jako nie potrzebujące kosztownych i deficytowych materiałów, lecz wymagające planowej, systematycznej pracy.

Kabunkowe wylesienia wynikły z gospodarki kapitalistycznej ubiegłego i bieżącego stulecia, zżył poznego wprowadzenia ustawy o ochronie leśnej, nadmiernego rozdrobnienia własności i głodu ziemi, zmuszającego do wydzierania spod lasów nawet licnych gruntów, w braku innych źródeł utrzymania. Uprawa stromych stoków wymaga znacznego nakładu pracy, obejmuje drobne działki, położone tarasami, na których mechaniczna uprawa jest zbyt utrudniona, praca rolnika w takich warunkach jest nierentowna. Częściowo stoki bywają użytkowane jako polużki pastwiskowe.

Obnażone stoki górskie przy silnych spadkach i wysokich opadach atmosferycznych są przyczyną powstawania ruchów rumowisk i dżiczenia koryt rzecznych od źródeł aż do ujścia. Planowa gospodarka socjalistyczna dążyć będzie do poprawy tej sytuacji. Bez opanowania górnego biegu rzek, bez zmniejszenia ruchu rumowisk, nie będzie zapewnione utrzymanie nurtu i budowli poniżej położonych. Od prac w górnym biegu Wisły i dopływów należy rozpocząć uporządkowanie gospodarki wodnej naszej głównej rzeki — Wisły.

Przeobrażenie przyrody w zlewniach górskich będzie miało na celu przywrócenie dawnej szaty roślinnej, bądź zastąpienie użytków rolnych przez łąkowe.

Zalesienie gruntów państwowych nie następuje trudności. Nie znamy rozmiaru wykonanych zalesień w ostatnich 9 latach. Byłoby interesujące zebranie danych przez gospodarzy terenu — kolegow z Z.O.D.W. w Krakowie i opublikowanie ich w „Gospodarce Wodnej”.

Lasy państwowe zalesiają w kraju dziesiątki tysięcy ha rocznie; bez większych trudności mogą skoncentrować uwagę na zalesieniu stoków na potokach górskich, na gruntach, znajdujących we własnej administracji. Objęcie zalesieniami gruntów prywatnych będzie wymagało odpowiedniego przygotowania.

O r g a n i z a c j a p r a c z a l e s i e n i o w y c h. Podstawą będzie decyzja władz gospodarczych o włączeniu zalesienia dorzeczy górskich rz. Wisły do Narodowego Planu Gospodarczego z ustaleniem inwestora (Min. Lasów). Inicjatywa powinna wychodzić od Zarządu Okręgowego Drog Wodnych w Krakowie, jako jednostki, w której administracji znajdują się potoki górskie, przez Centralny Zarząd Drog Wodnych Środkowych oraz od Głównego Komitetu Przeciwpowodziowego przy Urzędzie Rady Ministrów. Przejmowanie gruntów od właścicieli prywatnych następowałoby na podstawie obowiązujących przepisów. Dodatkowo winna być opracowana ustawa, zobowiązująca właścicieli gruntów w dorzeczu górskich do zmiany użytkowania z rolniczego na łąkowe, tam gdzie to wskażą projekty techniczne.

Opracowanie projektów może być wykonane przez istniejące biuro projektów przy Z.O.D.W. w Krakowie, przy odpowiedniej rozbudowie tego biura z uwagi na rozległy zakres prac. W skład zespołów projektujących winni wejść oprócz hydrotechników: leśnicy, rolnicy i ekonomiści. Podstawę wyjściową będą stanowić projekty wstępne na podkładzie map 1:25000, z podziałem na zlewnie poszczególnych górskich dorzeczy. Projekt podaje kolejność prac zalesieniowych; rozważyć tu trzeba, czy zalesienia będą postępować kolejno wg dorzeczy, czy obejmą większą liczbę dorzeczy z równoczesnym postępowaniem prac zalesieniowych, poczynając od źródeł.

Projekt wstępny ustali przybliżone powierzchnie zalesień, z podziałem na grunty państwowe i prywatne, poda przybliżone koszty robót i harmonogram. Opracowanie dokumentacji winno być zgodne z instrukcją PKPG Nr 98.

1) „Gospodarka Wodna” nr 5/54.

Dalszym etapem prac będzie przygotowanie projektu technicznego na podkładzie planów leśnych w większej skali i planów katastralnych dla gruntów prywatnych. Projekt techniczny poda powierzchnie projektowanych zalesień z podziałem na gatunki drzewostanów. Poza tym projekt techniczny powinien wskazać powierzchnie orne, podlegające zmianie użytkowania na łąkowe (pastwiska) oraz podać niezbędne roboty melioracyjne (rowy opaskowe). Załącznikami projektów technicznych dla poszczególnych dorzeczy będą operaty wywłaszczeniowe gruntów prywatnych, podlegających zmianie użytkowania z rolnego na leśne. Grunty orne, zakwalifikowane do zamiany uprawy na łąkową, pozostaną w użytkowaniu dawnych właścicieli. Tam, gdzie właściciele pozostaną na miejscu bez użytków rolnych, należy im zapewnić możliwość zakupywania odpowiednich ilości zboża po cenach państwowych na utrzymanie własne i potrzeby gospodarce.

Do spraw przesiedlenia ludności i wyznaczenia gruntów zamienialnych wskazany będzie współudział pełnomocników Rządu.

Równoległe z realizacją zalesień powinny postępować projekty i budowa potoków górskich.

Powyższe szkicowe rozważania są próbą wskazania wyjścia dla poprawy istniejących niekorzystnych stosunków hydrologicznych, dotyczących spływu wód w górskich dorzeczych Wisły. Czekamy na tu rozległy zakres prac przeobrażenia przyrody. Trudno przewidzieć, w jakim czasie będziemy mogli te prace wy-

konać. Istotą zagadnienia będzie przybranie czynnej postawy i włączenie zamierzeń do planowej gospodarki socjalistycznej.

* * *

Na zakończenie kilka uwag ogólnych.

Interesujący bywa rzut oka wstecz. O zagadnieniach uregulowania Wisły dyskutowano przez 20-lecie międzywojenne; nawet obliczono, że gdyby chciano wykonać roboty regulacyjne w ciągu 20 lat nie wystarczy na to materiałów faszynowych. Dziś dyskusja trwa nadal, co dowodzi, bądź że sprawa przerasta siły I pokolenia, bądź braku koncepcji i decyzji. Pewne rozwiązania są z dawien dawna ustalone w technice, np. rów melioracyjny kopie się od ujścia, a rzekę reguluje się od źródeł (powstrzymanie ruchu rumowiska).

Sprawy powodziowe są szeroko naświetlone poczynając od roku 1935 (Konf. Powodz. Stow. Czł. Gosp. Wodnej w Polsce 9. 10. II. 1935), co kiedyś opinie hydrotechników²⁾ nie znajdują odbicia w planach inwestycyjnych.

Toteż, rzecz charakterystyczna, artykuły dyskusyjne zamieszczane w „Gospodarce Wodnej” nawet w bardzo żywotnych sprawach przechodzą na ogół bez echa. Dowodzi to zubożenia ogółu hydrotechników, wśród których zaczyna się utrzymywać, przeświadczenie o niepełnym wykorzystywaniu naszych możliwości.

²⁾ np. artykuł prof. Balcerskiego w nr 2/47 „Gospodarki Wodnej”.

DZIAŁ II – PODSTAWY PROJEKTOWANIA

MGR PIOTR DEMIANCZUK

Parowanie z wolnej powierzchni wodnej

Doceniając znaczenie zagadnienia, jakim jest parowanie z jezior i zbiorników wodnych w racjonalnym gospodarowaniu zasobami wody, „Gospodarka Wodna” zamieściła ostatnio szereg artykułów naświetlających to zagadnienie¹⁾.

Podany w nrze 12/53 artykuł mgra Demianczuka, zawierał nowy wzór, stosowny do naszych warunków, a odnoszący się do jezior w pasie równoleżnikowym niżu polskiego. Ostatnio przeprowadził autor dalsze badania, osiągając poważne rezultaty. Wyniki tych badań znajdują się w druku w „Wiadomościach Służby Hydrologicznej i Meteorologicznej”.

Kierując się ważnością problemu dla gospodarki wodnej kraju, podajemy wyciąg z dalszej części pracy, który może być wykorzystany do obliczeń wielkości parowania z wolnej powierzchni wodnej dla potrzeb inżynierskich.

Wstęp

W dotychczasowych rozważaniach²⁾ stwierdzono, że przedział dobowy (0h — 24h) w każdym miesiącu można podzielić na trzy części, w zależności od codziennych wielkości zmian niedosytu wilgotności powietrza:

1) przedział czasowy w godzinach od 0h do godziny rozpoczęcia się zmian niedosytu wilgotności powietrza pod wpływem działania promieniowania słonecznego,

2) przedział czasowy w godzinach obejmujący duże codzienne zmiany wartości niedosytu wilgotności powietrza, zarówno jego wzrost, jak i spadek, pod wpływem zmian wielkości promieniowania Słońca,

3) przedział czasowy w godzinach od chwili zmniejszenia się wielkości zmian codziennych niedosytu wilgotności powietrza aż do godziny 24.

Przedział czasowy 1 i 3 są poza przedziałem wpływu Słońca na niedosyt wilgotności powietrza.

Następnie uzasadniono, że w każdym miesiącu, w przedziale czasowym wpływu Słońca na duże codzienne zmiany niedosytu wilgotności powietrza, obejmujące zarówno jego wzrost, jak i

spadek, wielkość parowania jest duża w stosunku do wielkości parowania poza przedziałem wpływu Słońca.

Na tej podstawie przyjęto, że dla potrzeb technicznych, średnia ilość wyparowanej wody, w przedziale wpływu Słońca, jest równa średniej dobowej ilości wyparowanej wody, w ciągu miesiąca, co zapisze się wzorem

$$P_{s,m} \approx 10 \cdot A \cdot \alpha \cdot \int_{t_1}^{t_2} \Delta \beta(t)_{s,m} dt \text{ mm} \quad [1]$$

Symbole występujące w tym wzorze posiadają następujące znaczenie:

A — oznacza wielkość

$$10A = \frac{6,22 \cdot D}{z \cdot p}$$

gdzie: D — współczynnik dyfuzji pary wodnej w powietrzu przy średniej miesięcznej wartości temperatury powietrza;

z — wysokość zbiorniczków rtęci termometrów psychrometru Augusta w klatce meteorologicznej nad poziomem gruntu (z = 200 cm);

p — średnia miesięczna wartość ciśnienia atmosferycznego w mm Hg;

α — współczynnik zamiany, określony dla każdego miesiąca następująco:

$$\alpha = \frac{e_m - e}{e_{\max} - e}$$

gdzie: e_m — maksymalna prężność pary wodnej w mm Hg, przy średniej miesięcznej wartości temperatury wody powierzchniowej jeziora lub rzeki;

¹⁾ Debski K. — Parowanie z wolnej powierzchni zbiorników wodnych. Nr 10/52.

Skibniewski L. — Kilka uwag do artykułu prof. K. Debskiego w sprawie parowania z wolnej powierzchni zbiorników wodnych. Nr 2/53.

Debski K. — Gradienty równoleżnikowe parowania z powierzchni jezior na niżu polskiego. Nr 12/53.

Skibniewski L. — Czynniki wpływające na wielkość parowania z jezior na niżu polskim. Nr 6/53.

Stenz E. — O parowaniu z wolnej powierzchni zbiorników wodnych. Nr 6/53.

Demianczuk P. — Wzór na parowanie z jezior w pasie równoleżnikowym Niziny Polskiej. Nr 12/53.

²⁾ Demianczuk P. — Zdolność potencjalna parowania w przedziale wpływu Słońca. Cz. I. „Wiadomości Służby Hydrologicznej i Meteorologicznej” Tom III, z. 4. Warszawa 1954.

e — średnia miesięczna wartość rzeczywistej prężności pary wodnej, w mm Hg;

$e_{m,ix}$ — maksymalna prężność pary wodnej przy średniej miesięcznej wartości temperatury powietrza;

$(t_2 - t_1)$ — przedział czasowy wpływu promieniowania słońca na niedosyt wilgotności powietrza, w ciągu doby w danym miesiącu wyrażony w godzinach;

$\Delta\beta(t)_{s,m}$ — średni wzrost dzienny niedosytu wilgotności powietrza w danym miesiącu od poziomu nocnego.

Stwierdzono ponadto, że w każdym miesiącu przybliżenie

$$\Delta\beta(t)_{s,m}$$

można zastąpić średnią miesięczną wartością niedosytu wilgotności powietrza z obserwacji terminowych (tj. dobową wartością niedosytu wilgotności powietrza w miesiącu). Średnią miesięczną wartość niedosytu wilgotności powietrza oznaczamy symbolem

$\beta_{r,m}$, czyli mamy

$$\Delta\beta_{s,m} \approx \beta_{r,m}$$

Na tej podstawie wzór [1] napiszemy w postaci

$$P_{s,m} \approx 10 \cdot A \cdot \alpha \cdot \int_{t_1}^{t_2} \beta_{r,m} dt \quad [2]$$

Śluszność wzoru [1], a tym samym i [2], dla powietrza znajdującego się w stanie statycznym, została uzasadniona w cytowanej pracy.

Wpływ wiatru na wielkość parowania

Wzór [2] zachowuje swą postać również i w przypadku, gdy masa powietrza znajduje się w ruchu nad ośrodkiem parującym. W masie tej należy uwzględnić prędkość wiatru, która wywiera wpływ na parowanie wody z jeziora. Jak wiadomo, wiatr wytwarza na powierzchni wody jeziora fale, które z kolei wpływają na wymianę ciepła z otaczającym powietrzem oraz warstwę wody dennej. Jako wynik tej wymiany ustala się temperatura powierzchniowa wody jeziora, która zależy między innymi i od prędkości wiatru, jeśli woda jest bieżąca. Reasumując powiemy, że wpływ wiatru na ilość wyparowanej wody zarejestrowany jest przez pomiar powierzchniowej temperatury wody, co się uwidatnia w czynniku α .

Takie postawienie sprawy usunęło trudności w rozwiązaniu obliczenia wpływu wiatru na ilość wyparowanej wody. Ponieważ jednak wiatromierze stacyjne PIHM mierzą prędkość wiatru na wysokości 8 — 12 m, a nam chodzi o warstwę powietrza od 0 (powierzchnia wody w jeziorze) do 2 m (wysokość umieszczenia termometrów w klatce meteorologicznej), przeto wprowadzenie prędkości wiatru z wiatromierza stacyjnego do wzorów na obliczanie wartości wody wyparowanej stanowi pewną szluzność i wzorom tym odejmuje się prawo prawdopodobnego reprezentowania zjawiska. Ponadto należy zauważyć, że pomiar tego typu wiatromierzem daje jedynie prędkość wiatru w chwili obserwacji, natomiast nie daje notowania czasu wiania wiatru o danej prędkości.

Wzór [2] zachowuje więc tę samą formę i w masie powietrza znajdującej się w ruchu, zatem forma jego posiada charakter stały.

W celu podkreślenia, że wzór [2] oznacza średnią ilość wody wyparowanej w ciągu doby w miesiącu (średnią miesięczną wartość wyparowanej wody) w powietrzu niestatycznym, oznaczmy $P_{s,m}$ symbolem $P_{r,m}$, czyli mamy

$$P_{r,m} \approx 10 \cdot A \cdot \alpha \cdot \int_{t_1}^{t_2} \beta_{r,m} dt \quad [3]$$

Aby otrzymać wzór na ilość wyparowanej wody w mm w ciągu miesiąca P_m należy wzór [3] pomnożyć przez ilość dni w miesiącu, który to czynnik oznaczmy symbolem n_1 , mamy więc

$$P_m = \Sigma P_{r,m} \approx 10 \cdot n_1 \cdot A \cdot \alpha \cdot \int_{t_1}^{t_2} \beta_{r,m} dt \quad [4]$$

Ponieważ $\beta_{r,m}$ nie zależy od czasu, więc ze wzoru [4] mamy

$$P_m \approx 10 \cdot n_1 \cdot A \cdot \alpha \cdot \beta_{r,m} (t_2 - t_1) \quad [5]$$

Wprowadzając oznaczenie

$$B = 10 \cdot A \cdot n_1 \cdot (t_2 - t_1) \quad [6]$$

wzór [4] napiszemy w postaci

$$P_m \approx \alpha \cdot B \cdot \beta_{r,m} \quad [7]$$

Przy obliczaniu ilości wody wyparowanej w miesiącu za pomocą wzoru [7] $\beta_{r,m}$ powinno być obliczone na podstawie dobowych wartości niedosytu wilgotności powietrza, a które to wartości podawane są w rocznikach PIHM. Jeśli natomiast jest brak tych danych, gdyż nie wszystkie roczniki są opublikowane, to wówczas należy obliczać średnią miesięczną wartość niedosytu wilgotności powietrza, na podstawie średniej miesięcznej wartości temperatury powietrza, oraz średniej miesięcznej wartości wilgotności względnej, z uwzględnieniem poprawki Oldekopa.

Współczynnik B i sposób jego obliczania

W następnej kolejności obliczymy wartość współczynnika B dla każdego miesiąca w roku przy różnych temperaturach. W tym celu obliczamy czynnik

$$10A = \frac{6.22 D}{z \cdot P}$$

Wartość współczynnika D — dyfuzji molekularnej pary wodnej w powietrzu podana została w innej pracy³⁾. Obliczenie czynnika $10A$ podajemy w tabl. I.

TABLICA I

P mm Hg	-10°	0°	10°	20°
770	852.10 ⁻⁸	913.10 ⁻⁸	973.10 ⁻⁸	1038.10 ⁻⁸
760	863.	925.	986.	1052.
750	875.	937.	999.	1066.
740	887.	950.	1013.	1080.
730	899.	963.	1027.	1095.
720	911.	976.	1041.	1110.

Aby obliczyć współczynniki B na podstawie wzoru [4] należy obliczyć $n_1(t_2 - t_1)$ dla każdego miesiąca. Obliczenie to podajemy w tablicy II.

TABLICA II

Miesiące	Czas wpływu słońca na niedosyt wilgotności powietrza	
	godz. na dobę	sek. w miesiącu
I	10	1 116 000
II	12	1 209 600
III	14	1 562 400
IV	16	1 728 000
V	17	1 897 200
VI	18	1 944 000
VII	17	1 897 200
VIII	16	1 785 600
IX	15	1 620 000
X	13	1 450 800
XI	11	1 188 000
XII	10	1 116 000

Uwzględniając rozpiętość temperatur, jaka może zaistnieć w poszczególnych miesiącach w Polsce⁴⁾, obliczamy z pewną tolerancją współczynniki B dla wszystkich miesięcy roku. Sposób obliczenia jest prosty, np. dla stycznia rozpiętość temperatur jest od -10° do +10°, a więc z tablicy I wartości odpowiadające tym temperaturom mnożymy przez wartość sekund dla miesiąca stycznia, podaną w tablicy II.

Obliczenia współczynnika B są podane w tablicy III dla poszczególnych miesięcy.

Porównanie wyników obliczeń wielkości parowania z wartościami pomiarowymi

W celu ustalenia czy podana teoria parowania z powierzchni wody zgadza się z danymi pomiarowymi, obliczyliśmy ilość wody wyparowanej z jezior w miejscowościach, w których b. Insty-

³⁾ Demianczuk P. — Nota ośnośnie współczynnika dyfuzji pary wodnej w powietrzu i współczynnika lepkości dynamicznej powietrza. „Wiadomości Służby Hydrologicznej i Meteorologicznej”. Tom III, z. 2. Warszawa 1951.

⁴⁾ Gorczyński W. i Kosińska S. — O temperaturze powietrza w Polsce, Warszawa 1916.

T A B L I C A III

Lisopad				Grudzień, Styczeń			Luty			Marzec			Kwiecień			
P mm Hg	-10°	0°	10°	-10°	0°	10°	-10°	0°	10°	-10°	0°	10°	-10°	0°	10°	20°
770	10,12	10,85	11,56	9,51	10,19	10,86	10,31	11,04	11,77	13,31	14,26	15,10	14,72	15,78	16,81	17,94
760	10,25	10,99	11,71	9,63	10,32	11,00	10,44	11,19	11,93	13,48	14,45	15,40	14,91	15,98	17,04	18,18
750	10,40	11,13	11,87	9,76	10,46	11,15	10,59	11,33	12,08	13,67	14,64	15,61	15,12	16,19	17,28	18,42
740	10,54	11,29	12,03	9,90	10,60	11,30	10,73	11,49	12,25	13,86	14,84	15,83	15,33	16,42	17,50	18,66
730	10,68	11,44	12,20	10,03	10,75	11,46	10,87	11,65	12,42	14,05	15,05	16,05	15,53	16,64	17,75	18,92
720	10,82	11,59	12,37	10,17	10,89	11,62	11,02	11,80	12,59	14,23	15,25	16,26	15,74	16,87	17,99	19,18

Maj, Lipiec				Czerwiec			Sierpień		Wrzesień			Październik		
P mm Hg	0°	10°	20°	0°	10°	20°	10°	20°	0°	10°	20°	0°	10°	20°
770	17,32	18,46	19,69	17,75	18,92	20,18	17,37	18,53	14,79	15,76	16,82	13,25	14,12	15,06
760	17,55	18,71	19,96	17,98	19,17	20,45	17,61	18,78	14,99	15,97	17,04	13,42	14,30	15,26
750	17,78	18,95	20,22	18,21	19,42	20,72	17,84	19,03	15,18	16,18	17,27	13,59	14,49	15,47
740	18,02	19,22	20,49	18,47	19,69	20,99	18,09	19,28	15,39	16,41	17,50	13,78	14,70	15,67
730	18,27	19,47	20,77	18,72	19,96	21,29	18,34	19,55	15,60	16,64	17,74	13,97	14,90	15,87
720	18,52	19,75	21,06	18,97	20,24	21,58	18,59	19,82	15,81	16,85	17,98	14,16	15,10	16,10

tut Hydrograficzny przeprowadził w okresie międzywojennym pomiary parowania. Obliczenia dokonano również dla jeziora Czarne i Horodyszcze (Polesie), które obecnie leżą poza granicami kraju, a to z tego powodu, że rozporządzamy zbyt szczupłym materiałem posiadającym wartość naukową. Dało to rezultat pozytywny.

Jako przykład ilustrujący zgodność teorii parowania z danymi pomiarowymi, obliczymy wartości parowania dla poszczególnych miesięcy od V do X na Jeziorze Czarnym (Polesie). Na Jeziorze Czarnym pomiar parowania był przeprowadzany w okresie lat 1929 — 1934 za pomocą ewaporometrów typu Kadel, oraz Bindemann lądowy i pływający. Z materiałów publikowanych mamy średnie miesięczne wartości temperatury wody w zbiorniku ewaporometru pływającego Bindemanna, średnie miesięczne wartości temperatury powietrza i wilgotności względnej oraz średnie miesięczne wartości ciśnienia atmosferycznego. Na podstawie tych danych możemy obliczyć wartość α oraz B . Zaznaczamy, że współczynnik α jest obliczony na podstawie temperatury wody w zbiorniku ewaporometru pływającego Bindemanna, a nie wody powierzchniowej jeziora. Obliczenia średnich miesięcznych wartości niedosytu wilgotności powietrza dokonano na podstawie średnich miesięcznych wartości (temperatury powietrza oraz średnich miesięcznych wartości) wilgotności względnej powietrza z uwzględnieniem poprawki Oldekopa. Zaznaczamy przy tym, że nie mając absolutnych maksimów temperatur w poszczególnych miesiącach dla stacji Piaski na Jeziorze Czarnym, bierzemy je ze stacji Pińsk (Jezioro Czarne oddalone jest od Pińska w linii powietrznej około 80 km). Obliczenia wielkości parowania w poszczególnych miesiącach od V do X podajemy w tabeli IV.

Z tabeli IV wynika, że zachodzi dobra zgodność między wartościami obliczanymi i pomierzonymi.

W tabeli tej i następnych symbole posiadają następujące znaczenie:

- t° — średnią miesięczną wartość temperatury powietrza,
 p_s — średnią miesięczną wartość ciśnienia atmosferycznego, w mm Hg,
 t_w° — średnią miesięczną wartość temperatury wody w zbiorniku ewaporometru Bindemanna pływającego,
 e_{max} — maksymalną prężność pary wodnej, w mm Hg przy temperaturze t° ,
 e_w — maksymalną prężność pary wodnej w mm Hg przy temperaturze t_w° ,
 e — średnią miesięczną wartość rzeczywistej prężności pary wodnej,
 α_s — współczynnik zamiany przyjęty do obliczeń wielkości parowania,
 P_m — ilość wyparowanej wody w miesiącu, w mm.

Przykłady obliczania wielkości parowania w poszczególnych miesiącach roku

W celu zapoznania inżynierów i techników z moją metodą obliczania wielkości parowania z wolnej powierzchni wodnej, podam dokładne wyliczenia dla Wrocławia i Gdyni w roku 1948. Wyliczenia te podaję w tabeli V.

Podajemy obecnie, jak duże różnice mogą zachodzić w poszczególnych miesiącach kolejnych lat. Dla ilustracji porównamy wielkość parowania we Wrocławiu i Gdyni w latach 1947 i 1948. Zestawienie podajemy w tabeli VI.

W n i o s k i

Z przeprowadzonych rozważań wynika, że wyznaczenie wielkości parowania z jezior lub rzek w poszczególnych miesiącach

TABLICA IV Jezioro Czarne - stacja Piaski, okres 1929-1934

Miesiące	Obliczenie współczynnika B			Obliczenie współczynnika zamiany α									Obliczenie parowania w mm			Wartości zmienne
	t_s °C	P_s mm Hg	B	t_s °C	e_{max} mm Hg	r %	e mm Hg	e_{max-e} mm Hg	t_w mm Hg	e_w mm Hg	e_w-e mm Hg	α	α_s	β_r, m mm Hg	$P_m = \alpha_s \cdot B \cdot \beta_r, m$	Bindemann wpływający
V	14,2	745,8	19,59	14,2	12,12	79	9,57	2,55	18,2	5,67	6,10	2,4	2,3	3,15	142,1	141,4
VI	15,7	745,3	20,30	15,7	13,38	79	10,57	2,81	19,1	6,58	6,01	2,1	2,3	3,49	163,0	170,2
VII	18,3	744,8	20,13	18,3	15,77	81	12,77	3,00	22,0	19,83	7,06	2,4	2,3	3,80	175,9	174,5
VIII	17,0	746,2	18,77	17,0	14,53	82	11,91	2,62	19,8	17,32	5,41	2,1	2,1	3,18	125,3	128,1
IX	12,5	746,6	16,52	12,5	10,87	85	9,24	1,63	15,0	12,79	3,55	2,2	2,1	2,25	78,1	70,1
X	8,9	747,0	14,45	8,9	8,55	90	7,69	0,86	8,3	8,21	0,52	1,7	1,7	1,25	30,8	33,1
													Suma (V-X)	715,2	717,4	

T A B L I C A V

Obliczenie wsp. B				Obliczenie współczynnika zamiany									Obliczenie parowania w mm		
M-ce	t_s °C	P_s mm Hg	B	t_s °C	e_{max} mm Hg	r %	e mm Hg	$e_{max}-e$ mm Hg	t_w °C	e_w mm Hg	e_w-e mm Hg	α	β_r, m mm Hg	$P_m = \alpha \cdot B$ β_r, m	
W r o c ł a w															
I	2,0	743,0	10,7	2,0	5,29	81	4,28	1,01	1,8	5,22	0,94	0,9	1,2	11,6	
II	-1,0	754,4	11,2	-1,0	4,22	79	3,33	0,89	2,1	5,33	2,00	2,2	1,0	24,6	
III	4,6	758,6	14,9	4,6	6,36	72	4,58	1,78	4,0	6,10	1,52	0,9	2,2	29,5	
IV	11,7	749,8	17,5	11,7	10,31	63	6,50	3,81	12,7	11,01	4,51	1,2	4,7	98,7	
V	14,7	749,9	19,6	14,7	12,54	72	9,03	3,51	17,4	14,90	5,87	1,7	4,5	149,9	
VI	16,8	749,2	20,3	16,8	14,35	70	10,04	4,31	19,1	16,58	6,54	1,5	5,2	158,3	
VII	17,9	750,2	20,0	17,9	15,38	72	11,07	4,31	19,9	17,43	6,36	1,5	5,3	159,0	
VIII	17,6	749,2	18,8	17,6	15,09	76	11,47	3,62	21,0	18,65	7,18	2,0	4,7	176,7	
IX	15,2	751,3	16,7	15,2	12,95	73	9,45	3,50	18,2	15,67	6,22	1,8	4,6	138,3	
X	8,6	753,0	14,3	8,6	8,38	77	6,45	1,93	11,6	10,24	3,79	2,0	2,4	68,6	
XI	4,1	757,1	11,3	4,1	6,14	85	5,22	0,92	5,6	6,82	1,60	1,7	1,1	21,1	
XII	0,0	758,9	10,3	0,0	4,58	83	3,80	0,78	0,8	4,86	1,06	1,4	0,9	13,0	
Suma (I – XII)														1049,3	

G d y n i a														
I	0,9	750,7	10,5	0,9	4,89	85	4,16	0,73	2,1	5,33	1,17	1,6	0,8	13,4
II	-1,0	764,6	11,0	-1,0	4,22	84	3,54	0,68	1,7	5,18	1,64	2,4	0,7	18,5
III	3,3	765,9	14,6	3,3	5,81	77	4,47	1,34	2,4	5,45	0,98	0,7	1,5	15,3
IV	8,8	759,7	16,9	8,8	8,49	73	6,20	2,29	7,5	7,78	1,58	0,7	2,6	30,8
V	12,0	760,3	19,0	12,0	10,52	77	8,10	2,42	10,7	9,65	1,55	0,6	2,7	30,8
VI	15,4	757,9	19,9	15,4	13,12	74	9,71	3,41	15,7	13,38	3,67	1,1	3,8	83,2
VII	17,9	759,6	19,7	17,9	15,38	74	11,38	4,00	18,8	16,27	4,89	1,2	4,4	104,0
VIII	17,9	757,1	18,6	17,9	15,38	74	11,38	4,00	18,8	16,27	4,89	1,2	4,7	104,9
IX	15,1	758,8	16,5	15,1	12,87	78	10,04	2,83	16,3	13,90	3,86	1,4	3,2	73,9
X	9,2	760,9	14,2	9,2	8,73	76	6,63	2,10	11,6	10,24	3,61	1,7	2,3	55,5
XI	4,9	763,7	11,3	4,9	6,50	82	5,33	1,17	7,0	7,51	2,18	1,8	1,2	24,4
XII	2,3	767,0	10,4	2,3	5,41	84	4,54	0,87	4,3	6,23	1,69	1,9	1,0	19,8

T A B L I C A VI

		I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
Wrocław	47	25,5	32,9	16,2	63,8	130,5	170,0	179,9	147,9	82,1	—	—	11,0
	48	11,6	24,6	29,5	98,7	149,9	158,3	159,0	176,7	138,3	68,6	21,1	13,0
Gdynia	47	20,2	—	—	9,0	64,6	75,6	76,6	109,5	61,4	47,9	21,5	14,8
	48	13,4	18,5	15,3	30,8	30,8	83,2	104,0	104,9	73,9	55,5	24,4	19,8

może być przeprowadzone bez użycia ewaporometrów. Wystarczy w interesujących nas miejscach założyć stacje obserwacyjne notujące podstawowe elementy meteorologiczne, łącznie z

temperaturą wody, a wówczas wielkości parowania z wolnej powierzchni wodnej w poszczególnych miesiącach roku będzie można wyliczać za pomocą podanych wzorów.

INŻ. WŁODZIMIERZ BOJKO

„Hydroprojekt” Oddział we Wrocławku

Kilka uwag w sprawie robót regulacyjnych na odcinku rz. Wisły od Modlina do Silna

(Artykuł dyskusyjny)

W latach 1952 — 1953 zostały przeprowadzone przez „Hydroprojekt” Oddział we Wrocławku studia na odcinku rz. Wisły od Modlina do Silna w zakresie działania i zachowania się budowli regulacyjnych, wykonanych w okresie 1946 — 1952 r. Wyniki przeprowadzonych studiów są na ogół szczupłe; jednak umożliwiają one już obecnie przeprowadzenie pewnej analizy celowości i skuteczności działania wykonanych dotychczas niektórych robót regulacyjnych.

Poniżej zostaną omówione tylko takie zagadnienia i w takim zakresie, w odniesieniu do których uzyskano w czasie studiów materiały, umożliwiające krytyczne podejście do nich.

W opracowanych w latach ubiegłych projektach regulacji badanego odcinka rz. Wisły usytuowanie poszczególnych ostróg projektowano dla takich warunków w korycie rzeki, jakie dopiero będą istnieć w dalekiej przyszłości, tzn. dla projektowanej trasy na wodę średnią roczną i wielką wodę brzegową. Nie uwzględniono natomiast zupełnie istniejącego w okresie projek-

owania stanu koryta rzeki, a więc nie uwzględniono przez to warunków pracy projektowanych budowli do czasu zrealizowania projektowanej trasy. Innymi słowy, utrwalano trasę regulacyjną, a pomijano proces skoncetrowania koryta rzeki, a właśnie ten proces wywołuje bardzo często konieczność wykonywania pojedynczych ostróg, nie pracujących w systemie, wkraczających bardzo często gwałtownie w rozległe koryto rzeki, a przez to narażonych na spotęgowane działanie przepływu wód i lodów.

Ostrogi, zaprojektowane jedynie pod kątem widzenia utrwalenia trasy i o profilu, odpowiednim na wypadek działania budowli w systemie, są skazane z góry na poważne uszkodzenie lub nawet zniszczenie; w konsekwencji wywołuje to niekończące się kapitalne remonty tych budowli lub konieczność wykonywania budowli osłaniających. Wydaje się konieczne w takich przypadkach stosowanie znacznych odchyłń osi budowli, szczególnie w ich przybrzeżnych częściach, które to części po zrealizowaniu koncentracji koryta rzeki znajdą się w obrębie załadowań.

W odniesieniu do rozstawu ostróg w sytuacji należy stwierdzić brak naukowego uzasadnienia stosowanych odległości między poszczególnymi budowlami. Stan taki przyczynia się do schematyzowania tego zagadnienia, w wyniku którego na odcinkach rzeki o różnej sytuacji koryta stosuje się jednakowy schemat rozstawu budowli.

Nadmienić ponadto należy, że dotychczas nie zostało rozwiązane zagadnienie minimalnej długości ostróg oraz zakres stosowania opasek.

Wydaje się, że właściwe rozwiązanie problemu układu budowli regulacyjnych spowoduje poważne zmniejszenie nakładów inwestycyjnych i eksploatacyjnych.

Na omawianym odcinku rzeki projektuje się i wykonuje korony budowli poprzecznych w poziomie, przy czym poziom ten powinien odpowiadać poziomowi średniej rocznej wody w przekroju zabudowanym. Rozwiązanie takie nie wydaje się słuszne ze względów następujących:

- niekorzystne warunki kształtowania się głębokości w przekroju zabudowanym w okresie opadania poziomu wody w granicach od stanu wielkiej wody brzegowej do średniej rocznej (niewłaściwe kierunki strug wody powierzchniowych i dennych);
- nadmierne obciążenie pracą połączenia budowli z brzegiem;
- sprzyjające warunki dla niszczenia przyległych do budowli brzegów.

Stosowanie koron budowli opadających od brzegu ku trasie częściowo zmniejszy ujemne skutki wymienione wyżej. Określenie tego spadku jest pilnym zadaniem, a to ze względu na obniżenie nakładów eksploatacyjnych.

Wykonawcy budowli poprzecznych mają dużo trudności przy ustalaniu poziomu koron wznoszonych budowli, a to z braku urzędowej publikacji, określającej rzędne poziomu średniej rocznej wody w poszczególnych kilometrach rzeki, oraz rzędne najbliższych punktów stałych państwowej sieci pomiarowej.

Opracowanie takiej publikacji i jej stałe uaktualnianie wydaje się konieczne, gdyż usprawni się oddziaływanie pobudowanego na dłuższym odcinku rzeki systemu ostróg na kształtowanie się głębokości w trasie żeglownej oraz uniknie się sytuowania koron budowli sąsiednich w „schody“.

Stosowane w okresie powojennym połączenia budowli regulacyjnych z brzegiem były następujące:

- wrzynki,
 - wrzynki wzmocnione skrzydełkami,
 - materace brzegowe,
 - ostatnie obecnie są stosowane powszechnie.
- W czasie wykonywania studiów stwierdzono następujące ujemne cechy materaców brzegowych:
- częste wypadki niszczenia połączeń budowli regulacyjnych z brzegiem,
 - zbutwienie materaców, znajdujących się powyżej poziomu średniej normalnej wody,
 - sterzące zbutwiałe części materaców brzegowych nie wywołują estetycznego wrażenia.

W związku z powyższym bardziej celowe wydaje się stosowanie wrzynek, wzmocnionych skrzydełkami lub materacami podwodnymi; nadwodna skarpa brzegu w sąsiedztwie wrzynki zupełnie dobrze zachowuje się, będąc porośniętym brzegosłoniem.

Od 1950 r. zaczęto stosować przy budowie ostróg i zamknięć na rz. Wiśle typ profilu poprzecznego, polegający na „schodkowym” układzie materaców taśmowych, o szerokości 4 — 6 m, sięgających od dna do poziomu średniej normalnej wody, z wykonaną, na uzyskanym w ten sposób podłożu, faszynadową częścią nadwodną korpusu budowli. W latach następnych zalecono powszechne stosowanie tego typu.

Proces formowania korpusu budowli regulacyjnych o podanym wyżej typie oparto na koncepcji, że po ułożeniu jednej warstwy materaca, dna rzeki na skutek kolmatacji w polach zabudowy podniesie się do poziomu górnej płaszczyzny materaca, płaszczyzny określonej szczytami płotków materacowych.

Po podniesieniu się dna układana jest następna warstwa materaca, przesunięta o 1,5 m w górę w stosunku do dolnej warstwy, a to celem uzyskania spadku formowanej w ten sposób dolnej skarpy budowli 1:1,5. Po ponownym podniesieniu się

dna rzeki w zabudowanej części przekroju kładzie się dalszą warstwę materaca, przesuniętą o 1,5 m w stosunku do poprzedniej; w ten sposób, budując podwodną część korpusu budowli, osiąga się poziom średniej normalnej wody. Po podniesieniu się dna do poziomu szczytów płotków górnej warstwy materaców, przewidywano potem wykonanie nadwodnej części korpusu budowli z faszynady.

Opisana wyżej koncepcja byłaby słuszną, gdyby procesy kolmatacji przebiegały we wszystkich przekrojach zabudowanych zgodnie z podstawowym założeniem. Wiadome jest, że w rzeczywistości procesy kolmatacji nie przebiegają zgodnie z podstawowym założeniem koncepcji i układanie poszczególnych warstw materaców odbywa się często bez czekania na zakończenie się procesu kolmatacji w poszczególnych fazach budowy. Wynika stąd, że skoro rzeczywisty przebieg procesu technicznego powstawania budowli regulacyjnych nie pokrywa się z przyjętym w projekcie, to przyjęcia te są niesłuszne, a szczególnie w przypadku istnienia nakazu powszechnego stosowania omawianego typu budowli regulacyjnych.

Niewątpliwie, na rz. Wiśle istnieją takie odcinki, gdzie omawiany typ może być stosowany, np. na większości łuków wypukłych, jednak fakt ten nie usprawiedliwia zasady powszechności, w wyniku której wykonuje się budowle, nie nadające się do wykonania zadań im przeznaczonych.

Formowanie dolnej skarpy o zaprojektowanym spadku 1:1,5 w podwodnej części korpusu budowli omawianego typu jest możliwe do wykonania w przypadku istnienia poziomego dna rzeki; przy istnieniu dna rzeki o spadku zmiennym, formowanie spadku dolnej skarpy staje się czynnością bardzo trudną dla wykonawcy, szczególnie przy konieczności utrzymania prostoliniowej osi podłużnej korony budowli.

Stwierdzone zostało, że w przypadku ułożenia górnej warstwy materaca taśmowego o szerokości 4 m nieco poniżej zw. średniej normalnej wody, oraz braku warunków do podniesienia się dna rzeki wzdłuż górnej skarpy budowli, wykonawcy w celu uzyskania podłoża dla nadwodnej części budowli nadbudowali nie istniejące skarpy budowli materacami lub faszynadą.

W rzeczywistości pomiary spadków skarp na badanych w 1953 r. budowlach regulacyjnych, ujawniły b. dużą ich rozpiętość; średnio dla poszczególnych budowli wahały się one od 1:1 do 1:5,3, a w poszczególnych przekrojach badanych budowli wahały się od 1:0,4 do 1:10. Niewłaściwe spadki dolnych skarp powodują zmniejszenie stateczności budowli na skutek stworzenia dogodnych warunków do powstawania wybojów z dolnej strony budowli, albo też zbędną rozrzutność materiału i pracy.

Na podstawie przeprowadzonych studiów, przyczyny istnienia zbyt dużej rozpiętości wykonywanych spadków skarp są następujące:

- przy projektowaniu korpusów budowli z materaców o szerokości 4 — 6 m, projektanci zbyt schematycznie i niezbyt wnikliwie potraktowali sprawę spadku skarp, nie podając żadnych szczegółów ich formowania przy układaniu materaców na różnych głębokościach tej samej osi budowli oraz nie uwzględniając stanu ruchu rumowiska wleczonego w okresie budowy;
- bezpośredni wykonawcy budowli, nie mając opracowanej i narzuconej metody formowania skarp, rozwiązywali te zagadnienia po linii najmniejszego oporu, kładąc poszczególne warstwy materaców w jednej osi podłużnej, uzyskując przez to skarpy o spadkach innych, aniżeli zostało to określone w projekcie;
- niedostateczna kontrola wykonawstwa w okresie budowy stwarzała warunki sprzyjające powstawaniu i kontynuowaniu przez wykonawców błędów i niedociągnięć.

Opisane wyżej niedomagania w zakresie spadku skarp poprzecznych budowli regulacyjnych potwierdzają niesłuszność powszechnego stosowania profilu poprzecznego tych budowli z materaców w „schody”, a to ze względu na wzrost kosztów wykonania budowli.

W 1953 r. zbadano m. in. dwie budowle:

- a) ostroga materacowa (13/672) o długości 240 m, budowana w okresie od 22.VI.53 do 3.VII.53 r., a obmierzona 12.IX. 1953 r.; budowla ta na długości od 0 do 40 m stanowi materac jednowarstwowy, na długości od 40 do 240 m — materac dwuwarstwowy; na długości od 0 do 220 m — obie warstwy materaca o szerokości 4 m; na długości od 220 do 240 m — dolna warstwa materaca o szerokości 6 m, górna — 4 m;

b) ostroga materacowa (1/673) o długości 300 m, budowana w okresie od 25.VI.53 r. do 29.VI.53 r., a obmierzona 18.IX.1953 r.; budowla jednowarstwowa z materaca o szerokości na długości od 0 do 280 m — 4 m, 280 do 300 m — 6 m.

Na podstawie wyników obmiarów oraz przeprowadzonych badań stwierdzono, że na obu badanych budowlach występuje bardzo szkodliwe i niekorzystne zjawisko wcinania się budowli w dno rzeki. Największa głębokość wcinania się w dno rzeki ostrogi 13/672 występowała w przekrojach oddalonych od brzegu o 130 m, 230 m i 240 m i wynosiła 141 — 147 cm; najmniejsza głębokość wcinania się tej budowli w dno rzeki stwierdzona została w odległości 25 m od brzegu i wynosiła 45 cm. Średnia wartość głębokości wcinania się tej budowli w dno rzeki wynosiła zatem 126 cm. Największą głębokość wcinania się w dno rzeki ostrogi 1/673 stwierdzono w przekroju, położonym w odległości 150 m od brzegu; wynosiła ona 108 cm; najmniejszą głębokość wcinania stwierdzono na głowicy budowli — 16 cm; średnia wartość głębokości wcinania się w dno tej budowli wynosiła 42 cm. Różnice poziomu zwierciadła wody z górnej i dolnej strony wynosiły średnio przy budowli 13/672 — 6,8 cm, przy budowli 1/673 — 13,4 cm.

Opisane wyżej zjawisko wcinania się materacowych budowli w dno rzeki jest wykonawcom robót regulacyjnych na omawianym odcinku rz. Wisły znane, lecz nie poruszane ani na naradach roboczych ani też przy innych okazjach.

Brak dostatecznie pewnych danych odnośnie zużycia materiałów na budowę wspomnianych wyżej 2 ostróg nie pozwala na dokładne ustalenie przyczyn zjawiska wcinania się ich w dno rzeki; jednak w dostatecznym przybliżeniu przyczyny wywołujące to zjawisko można sformułować następująco:

- istnienie silnej filtracji, potem przepływu wody pod materacem,
- istnienie wzdłuż górnej krawędzi budowli silnych dennych prądów, wywołujących wypłukiwanie piasku spod materaca, a potem jako skutek dalszy, wcinanie się jego w dno.

Występowanie obu tych przyczyn prawdopodobnie jest skutkiem przede wszystkim niedostatecznej szerokości materaca oraz niewystarczającej ilości zużytego obciążnika i jednokierunkowego układania pręcia wiklinowego w materacach.

Szkodliwość opisanego zjawiska nie wymaga uzasadnienia; usunięcia jego z praktyki robót regulacyjnych powinno nastąpić jak najprędzej.

Przy wstępnej koncentracji koryta rzeki, szczególnie w przypadku gdy projektowana trasa przebiega środkiem rozległego koryta rzeki lub też przebiega po leżących w korycie rzeki kępach i odsypiskach, wskazane jest stosowanie silnych i dostatecznie wypróbowanych typów budowli regulacyjnych, do których trudno jest zaliczyć stosowany obecnie powszechnie typ.

Projektowana szerokość korony ostróg i zamknięć wynosi obecnie 1,5 m; podstawę korony budowli stanowi górna płaszczyzna materaca taśmowego o szerokości 4 m, a nawet ostatnio 3 m, którą to płaszczyznę ustala się w poziomie średniej normalnej wody. Przy uwzględnieniu zmiennych stanów wody w okresie budowy, a szczególnie stanów niższych od średniej normalnej wody oraz przyjętych spadków skarp, dolna warstwa wyściółki z górnej strony budowli nie będzie oparta na trwałym podłożu materacowym, lecz, jak to przyjmuje się w projektach, na podniesionym dnie rzeki z górnej strony budowli. Podnoszenie się jednak dna rzeki z górnej strony budowli nie następuje niestety zgodnie z projektem i dlatego wykonawcy przy wykończeniu budowli do pełnego profilu, jak już wspomniano poprzednio, często nadbudowują górną skarpę ostrogi bądź faszynadą, bądź materacami. W przypadku istnienia w okresie wykończenia budowli stanu wody średniej normalnej lub nieco wyższego od niego, konieczność nadbudowy górnej skarpy budowli nie występuje, lecz wówczas przy wykonaniu obrukowania korony nie istnieją warunki, zapewniające mocne i trwałe posadowienie pali brukowych.

Materace o szerokości 4 m nie dają możliwości stworzenia mocnego ustabilizowanego podłoża pod bruk, ze względu na zbyt dużą filtrację wody, niestabilizowane zaś podłoże powoduje deformację powierzchni bruku, co w dalszej konsekwencji wywołuje uszkodzenie lub zniszczenie bruku.

Zbyt wąską górną warstwę wyściółki faszynadowej łącznie z koronką faszynową nie jest odporna na nacisk lodów ze względu na zbyt szczupłą masę.

Z powyższych uwag wynika, że stosowana obecnie powsze-

chnie szerokość górnej warstwy materaca 4 m jest niewystarczająca i powinna ona wynosić 6 m.

W czasie studiów w 1953 r. na odcinku rz. Wisły Modlin — Silno stwierdzono na ogół niezadowalający stan narzutów kamiennych na górnych skarpach ostróg i zamknięć. Ogołocone z narzutu kamiennego części górnej skarpy budowli są mało odporne na działanie lodów i wody, w konsekwencji czego powstają w budowlach wyrwy, niekiedy bardzo szerokie i głębokie, istnienie których w dłuższym okresie czasu przyczynia się do całkowitego zniszczenia budowli lub też w najlepszym wypadku wywołują kosztowne remonty budowli.

Podstawowe przyczyny wywołujące niewłaściwy stan narzutów kamiennych na górnych skarpach budowli są następujące:

- stosowanie kamienia o niewłaściwych wymiarach (drobny kamień),
- stosowanie niewłaściwego materiału (gruz ceglany),
- brak oparcia dla kamienia na zbyt stromych skarpach (opadanie do wody),
- brak oparcia na górnej krawędzi budowli (przesuwanie kamienia przez lody na dolną skarpę).

Stosowanie na narzuty kamienne właściwego materiału i zapewnienie ustabilizowanego podłoża dla nich usunęłyby wymienione wyżej niedomagania oraz przyczyniłoby się do obniżenia nakładów inwestycyjnych i eksploatacyjnych.

Co do bruków stwierdzić należy ich dużą różnorodność w odniesieniu do materiału. W czasie badań w 1953 r. stwierdzono występujące często uszkodzenia bruków niezależnie od materiału, z którego zostały wykonane. Najlepiej zachowują się bruki z kamienia sztucznego, z betonu, o najrozmaitszych formach i kształtach, bruki z kamienia naturalnego (otoczaki lub łamany) zachowują się znacznie gorzej, a to dlatego, że stosuje się kamień niewłaściwych wymiarów (zbyt drobne otoczaki o ciężarze 5 — 10 kg).

Przyczyny wywołujące uszkodzenia bruków w świetle przeprowadzonych studiów są następujące:

- niewłaściwa podsypka, tak pod względem stosowanego materiału, jak i grubości zastosowanej warstwy,
- ułożenie bruku na budowli przed zakończeniem procesu jej osiadanania,
- słabe posadowienie palisady z pali brukowych,
- niestaranne ułożenie kamieni w bruku.

Usunięcie niedomagań w zakresie bruków leży w możliwościach projektantów i wykonawców; pierwszych w odniesieniu do posadowienia palisad i podsypki, drugich — do pozostałych usterek.

Stosowany obecnie sposób ułożenia koronek wyściółkowych lub krytych nie wydaje się zadowalający ze względu na zupełny brak osłony warstwy koronki od górnej strony budowli. Pojedyncza lub nawet podwójna kieszka faszynowa nie stanowi dostatecznego ubezpieczenia ze względu na zbyt szybkie zbudowanie.

Wydaje się korzystniejsze dla budowli zagięcie narzutu na koronę o szerokość ok. 0,5 m opartego o palisadę; ułożona na pozostałej części korony budowli koronka wyściółkowa, a jeszcze lepiej kryta, pracują w warunkach zupełnie dobrych.

W okresie wykonywania w 1953 r. studiów nad działaniem i zachowaniem się budowli regulacyjnych na omawianym odcinku rz. Wisły natrafiono na poważne trudności przy rozpatrywaniu uzyskanych wyników obmiarów, wynikające z braku dostatecznie pewnych danych odnośnie:

- kształtu dna pierwotnego w miejscu wykonania budowli,
- zachodzących późniejszych zmian w pionowym usytuowaniu się wzniesionej części budowli,
- zużytych na wykonanie budowli materiałów tak pod względem ilościowym, jak i jakościowym.

Orientacyjne odtwarzanie wspomnianych danych pozwala jedynie na wysuwanie orientacyjnych wniosków. Dla ułatwienia przyszłych w tym kierunku prac badawczych, a tym samym dla zwiększenia dokładności wyprowadzonych wniosków, wydaje się konieczne wymagać od wykonawców robót regulacyjnych dokonywania szczegółowego sondowania dna rzeki w profilu budowli przed, w czasie i bezpośrednio po wykonaniu budowli oraz szczegółowego opracowania wykazu zużytych materiałów budowlanych.

Podane w artykule niniejszym uwagi stanowią materiał do dyskusji, celem której powinno być usunięcie w możliwie krótkim czasie tych niedomagań i usterek w budownictwie wodnym, które w toku dyskusji okażą się całkowicie uzasadnione.

INŻ. ROMUALD JASIEWICZ

Ochrona betonu hydrotechnicznego przed korozją

Beton hydrotechniczny — stosowany w budowlach hydrotechnicznych, którego zadaniem jest pracować pod stałym lub okresowym działaniem wód powierzchniowych, gruntowych lub wglebnych — powinien posiadać właściwości zapewniające jego trwałość mimo oddziaływań otaczającego środowiska. Powinien więc być odporny na oddziaływania następujących czynników zewnętrznych, występujących w środowisku otaczającym:

- oddziaływanie mechaniczne wywoływane: uderzeniem fal i lodu, parciem lodu, ścierającym działaniem rumowiska i lodu;
- oddziaływanie fizyczne wywoływane: zwietrzeniem, okresowym zwilżaniem i wysychaniem oraz cyklicznym zamrażaniem i odmrażaniem;
- oddziaływanie chemiczne wywoływane: agresywnym działaniem czynników zawartych w wodzie, w gruncie podłoża oraz organizmów roślinnych i zwierzęcych środowiska wodnego.

Stopień działania tych czynników na beton hydrotechniczny jest różny, w zależności od tego, w jakiej strefie budowli beton się znajduje. Rozróżnić bowiem można następujące strefy:

Strefa nadwodna — nie podlegająca oddziaływaniu środowiska wodnego, ulegająca sporadycznemu zwilżaniu przy rozbijaniu się fal. Zasadniczy wpływ na beton tej strefy mają wahania temperatur oraz działanie wiatrów. Ustalenie dolnej granicy tej strefy w budowli hydrotechnicznej nie jest łatwe, można przyjąć, że przebiega ona powyżej linii falowania powierzchni wodnej, podniesionej, pod wpływem częstotliwie występujących wiatrów.

Strefa wahań lustra wody — podlegająca stałemu cyklicznemu zwilżaniu w miarę wahań poziomu wody. W strefie tej beton podlega wpływowi częstotliwego zwilżania i wysychania, chemicznemu oddziaływaniu wody, częstym kolejnym zamrażaniem i odmrażaniem, wietrzeniu, mechanicznemu działaniu fal, ścierającemu działaniu lodu i rumowiska oraz oddziaływaniu organizmów żywych. Chcąc ustalić dolną granicę tej strefy, należałoby przyjąć, jak poprzednio, że leży ona w granicach zmienności zwierciadła wody obniżonego o wysokość fali działającej pod wpływem częstotliwie występujących wiatrów.

Strefa podwodna — podlegająca stałemu oddziaływaniu środowiska wodnego. W strefie tej beton podlega chemicznemu działaniu wody, ścierającemu działaniu rumowiska oraz oddziaływaniu organizmów żywych.

Strefa wewnętrzna — chroniona przez warstwę zewnętrzną w budowlach masywnych, nie podlegająca parciu i leżąca w odległości co najmniej 2 m od powierzchni zewnętrznych budowli. Beton tej strefy nie podlega wpływom żadnego z agresywnych oddziaływań i można go nie traktować jako betonu hydrotechnicznego.

Strefa fundowania — obejmująca część budowli posadowioną w gruncie. W strefie tej beton podlega oddziaływaniu wód gruntowych i ewentualnie kwasów humusowych.

Taki podział budowli na strefy ułatwia ustalenie wymagań ogólnych w stosunku do betonu hydrotechnicznego. Wprawdzie pożądanym jest, aby beton hydrotechniczny posiadał wszystkie cechy techniczne zapewniające mu trwałość, a więc: wytrzymałość, szczelność, wodonięprzepuszczalność, odporność na agresywne działanie wód, odporność na działanie mrozu i obniżoną kaloryczność wiązania, jednak w zależności od strefy wymagania te są większe lub mniejsze. W dalszej konsekwencji tego niezbędne jest rozróżnienie rodzajów betonów hydrotechnicznych w zależności od posiadanych przez niego cech. Normy radzieckie (GOST 4795-49) szeregują betony hydrotechniczne na: normalne, niskotermiczne, wodoszczelne, wodoszczelne-niskotermiczne, mrozo odporne, mrozo odporne-niskotermiczne (skrótowe oznaczenia: NT, W, W-NT, W-M-NT), podając (niżej przytoczoną) tablicę, w której wymienia się te rodzaje betonów hydrotechnicznych, stawiane im wymagania i zalecane zakresy stosowania.

Beton o żądanych cechach otrzymuje się przez odpowiedni dobór gatunku cementu, kruszywa, ewent. dodatków hydrulicznych i wypełniających (których celem jest zwiększenie urabialności betonu i poprawienie odporności cementów), a ponadto przez właściwy dobór mieszanki betonowej, tak pod względem ilościowego jej składu, jak i przygotowania.

Najważniejszym czynnikiem zewnętrznym oddziałującym na beton w budowlach hydrotechnicznych jest woda, która nigdy w przyrodzie nie jest chemicznie czysta i dla ustalenia racjo-

T A B L I C A I. Betony hydrotechniczne wg norm GOST 4795 — 49

Nazwa, rodzaj betonów hydrotechnicznych			Normalny	Nisko-termiczny	Wodo-szczelny	Wodoszczelny niskotermiczny	Mrozo-odporny	Mrozoodporny niskotermiczny
Skrót oznaczenia			N	NT	W	W - NT	W - M	WM-NT
stawiane wymagania	ogólne	odporność na działanie wód	wymagana od wszystkich rodzajów betonów hydrotechnicznych					
		wytrzymałość						
	specjalne	wodoszczelność	nie wymagana		wymagana			
		mrozo-odporność	nie wymagana				wymagana	
		termiczność	nie wymagana	wymagana	nie wymagana	wymagana	nie wymagana	wymagana
Polecane			podwodny beton niemasywnych konstrukcji nie podlegających ciśnieniu	podwodny beton masywnych konstrukcji nie podlegających ciśnieniu	podwodny beton niemasywnych konstrukcji, podlegających ciśnieniu	podwodny beton masywnych konstrukcji, podlegających ciśnieniu	beton podlegający i nie podlegający ciśnieniu w masywnych konstrukcjach, podlegający jednoczesnemu działaniu wody i mrozu	
zakresy								
stosowania			nadwodny niemasywny beton, podlegający sporadycznemu zwilżaniu wodą	nadwodny masywny beton, podlegający sporadycznemu zwilżaniu wodą				

nalnych metod ograniczających jej szkodliwy wpływ i zabezpieczających długowieczność betonu konieczne jest dokładne zbadanie wpływu środowiska wodnego (wód gruntowych, rzecznych, morskich, a także ściekowych i przemysłowych) oraz zanalizowanie procesów korozji przez to środowisko wywołanych. Woda jest doskonałym rozpuszczalnikiem i „stojąc” na otwartym powietrzu rozpuszcza w sobie pewne ilości gazów zawartych w powietrzu. Przede wszystkim pochłania dwutlenek węgla CO_2 z powietrza w ilości około $0,4 \text{ cm}^3$ na 1 litr; taka sama ilość CO_2 — około $0,3 \text{ cm}^3$ — znajduje się w 1 litrze powietrza, czyli współczynnik absorpcji dwutlenku węgla dla wody równa się jedności. W istocie woda pochłania o wiele więcej dwutlenku węgla z tego powodu, że absorbowany przez wodę CO_2 tworzy w niej obojętne i kwaśne węglany CaCO_3 i $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$. Woda morska posiada oprócz tego zawartości soli takich, jak chlorek sodu (NaCl), chlorki i siarczany magnezu (MgCl_2 i MgSO_4) siarczany wapnia, sodu i potasu (CaSO_4 , Na_2SO_4 i K_2SO_4) i inne. W pobliżu fabryk chemicznych zanieczyszczenia wód powierzchniowych są bardzo duże i mogą dochodzić: kwasem siarkowym do 2000 mg/litr (licząc wg jonów SO_4), kwasem azotowym (licząc wg N_2O_5) do 3000 mg/litr , chlorem do 2000 mg/litr itp. Tak zanieczyszczona woda, oddziaływając długotrwale na budowlę hydrotechniczną, szybko powodują korozję i niszczenie betonu. Wapno, będące jednym ze składników cementu, łatwo łączy się z solami rozpuszczonymi w wodzie (zwłaszcza chlorkami magnezu), tworzy solę łatwo rozpuszczalną, która na skutek mechanicznego działania wody zostają z betonu wypłukiwane. Siarczany natomiast tworzą z wapnem gips oraz sól Candlota, którego kryształki niszczą wewnętrzną strukturę betonu i rozsadzają go. Żelbet ulega jeszcze łatwiej zniszczeniu, gdyż wskutek korozji i rdzewienia pęka beton (rdza zajmuje 2,2 razy większą objętość).

Oczywiście na szybkość postępowania korozji i niszczenia betonu wpływ ma stopień i jakość zanieczyszczeń wód powierzchniowych.

Dla oceny stopnia agresywności występujących w przyrodzie wód, dla ustalenia metod zabezpieczenia betonu przez wybór odpowiedniego gatunku cementu czy konieczności zastosowania środków, jak np. zastosowania hydroizolacji w wypadkach, gdy agresywność wody — środowiska przekracza określone wartości, normy radzieckie (GOST 4796-49) ustalają wskaźniki agresywności wody — środowiska, oceniając je wg następujących cech: — przemijającej twardości — agresywność ługująca, — zawartość jonów wodoru (ocenione wg wartości pH) — agresywność ogólna, — zawartość wolnego dwutlenku węgla — agresywność kwasowęgłowa, — zawartość sulfatów (jonów SO_4) — agresywność siarczkowa, — zawartość jonów magnezu — agresywność magnezowa. Chemiczna analiza wody wg tych cech, zestawiona i porównana z tabelką podającą objawy i wskaźniki agresywności wody — środowiska w stosunku do betonu hydrotechnicznego, wykazuje czy woda jest agresywną i pozwala wnioskować, jakimi środkami należy zabezpieczyć budowlę.

Jak się przedstawia stopień zanieczyszczenia naszych wód płynących podaje częściowo artykuł prof. Skawiny i mgr Janiczka¹⁾. Autorzy dochodzą do zasadniczych wniosków, że wiele naszych rzek posiada wody, stałe lub okresowo agresywne, np. wody Wisły w górnym biegu mogą powodować nawet silną korozję węglanową betonu. W okolicy Krakowa skład wody własnej ulega bardzo dużym wahaniom, okresowo przekraczając nawet znacznie wielkości, określone jako nieszkodliwe dla betonu. Stąd wniosek, że walka z korozją i przedwczesnym niszczeniem obiektów hydrotechnicznych posiada szczególnie znaczenie w obliczu planowanych u nas wielkich robót wodnych.

Celem ustalenia zasad wyboru środków zabezpieczających trwałość betonu należy wyróżnić rodzaje korozji powstających w betonie na skutek działania omówionych oddziaływań mechanicznych, fizycznych i chemicznych. Wg obszernych studiów Moskwin²⁾ i wzorując się na jego podziale można rodzaje korozji fizyko-chemicznych sprowadzić do 3 podstawowych grup, a mianowicie:

I. grupa obejmuje wszystkie te procesy korozji, kiedy z betonu zostaje wypłukane swobodne wapno, łatwo rozpuszczalne w wodzie. Zachodzą one wtedy, gdy beton poddany jest działaniu wód o małej przemijającej twardości, kiedy składniki betonu rozpuszczają się i są unoszone przez filtrującą wodę, zwa-

szcza gdy filtracja następuje przez całą grubość warstwy betonowej. Obecność w wodzie soli, nie reagujących bezpośrednio na składniki betonu, zwiększa jonową siłę rozwaru i jego zdolność rozpuszczającą, a przez to przyspiesza niszczenie betonu. II. grupa obejmuje takie procesy korozji, które powstają w betonie na skutek działania wód, zawierających chemiczne substancje wchodzące w związki ze składnikami betonu. Powstałe w wyniku tego produkty reakcji, albo są łatwo rozpuszczalne i unoszone wodą, albo wydzielają się w formie bezpostaciowej masy. Do tej grupy mogą być zaliczone np. procesy zachodzące w betonie przy działaniu kwasów, soli magnezowych itp. Jest to korozja kwasowęgłowa.

III. grupa — do niej zaliczyć należy wszystkie te procesy korozji, które wywołują powstawanie w porach i kapilarach związków mało rozpuszczalnych soli; krystalizacja ich wywołuje powstawanie znacznych naprężeń i narusza strukturę elementów betonu. Do tej grupy zaliczyć należy np. procesy korozji przy obecności siarczynów, kiedy rozpad betonu następuje na skutek wzrostu krystalicznego gipsu i glinosiarczanu wapnia.

Jest to korozja siarczkowa i magnezowa.

Korozja fizyko-mechaniczna, poza ścieraniem przez płynące osady, rumowisko czy lód zachodzi głównie w wyniku zamarzania wody w porach i kapilarach oraz tworzenia w nich kryształków lodu. Podobnie więc jak przy procesach korozji chemicznych III grupy powstają wtedy znaczne naprężenia, którym beton nie może się oprzeć i ulega szybkiemu niszczeniu. Siły działające od zamarzającej w porach betonu wody, przy stałym nią nasyceniu, są bardzo znaczne i dochodzą do 2000 Atm (wg Jęremowa).

Najbardziej narażone na agresję środowiska są powierzchnie zewnętrzne betonu i one mają zabezpieczyć strefy wewnętrzne od posuwania się niszczącego działania w głąb. Powinny więc być one szczególnie odporne na działanie wpływów szkodliwych. Aby to uzyskać trzeba dążyć do tego, aby beton w strefach zewnętrznych osiągnął maksymalną szczelność, a więc zapewnić racjonalny dobór składników oraz prawidłowe układanie w budowlę. I warunek najważniejszy — ograniczyć ilość wody zarobowej do minimum, jak wiadomo bowiem, właśnie zbyt duża ilość wody, nie mogąc związać się chemicznie z betonem, wyporowuje — zwiększa porowatość betonu. Tymczasem zewnętrzne warstwy betonu, przylegające do deskowania, zwłaszcza przy betonach wibrowanych, mogą stać się mniej odpornymi na skutek zbierania się wody przy deskowaniu i przez swoją porowatość stają się jakościowo gorsze.

W budownictwie lądowym, gdzie konstrukcje betonowe nie mają styczności z wodą, względnie zdarza się to bardzo rzadko, wystarczą stosunkowo prymitywne środki ulepszenia powierzchni zewnętrznych betonu, jak zatarcie, czy rozmaite wyprawy, nie są one jednak wystarczające dla betonów hydrotechnicznych ze względu na zbyt ciekłą warstwę ochronną i słabe połączenie z betonem masowym. Znacznie lepszy jest torkret, ale i on do budowli hydrotechnicznych ma raczej małe zastosowanie.

Zwiększenie wodoszczelności i gęstości warstwy zewnętrznej betonu, co zapewnia jego dużą wytrzymałość na wpływy fizyko-mechaniczne, a częściowo i na chemiczne, utrudniając filtrację wody w głąb, zostało rozwiązane przez technikę radziecką przez zastosowanie wakuowania oraz deskowań absorbujących.

Metody te, opublikowane w technicznej literaturze radzieckiej i spopularyzowane w szeregu artykułów polskich, są już dobrze znane i niecelowe byłoby ich powtarzanie, zwłaszcza że ich powszechne zastosowanie na naszych budowlach nieprędko prawdopodobnie znajdzie miejsce, choćby z powodu braku odpowiedniego sprzętu, potrzebnych materiałów i trudności wykonania.

Wydaje się natomiast, że stosowanie okładzinowych płyt żelbetowych (opisanych na podstawie budów Wołgostroju w artykule inż. Zbikowskiego, Stalkowskiego i Gorzkowskiego³⁾), w doskonałym stopniu zabezpieczających budowle hydrotechniczne od przedwczesnego niszczenia, powinno u nas znaleźć szerokie zrozumienie, a jest wciąż za mało doceniane przez polskich techników i za mało poświadczą się im uwagi. A przecież uzyskuje się dzięki nim szereg korzyści.

Przed wszystkim — jak wspomniano — zabezpiecza się długowieczność budowli hydrotechnicznych, pracujących w strefie wahań lustra wody, zmiennych temperatur, cyklicznych zwilżeń i wysychań oraz częstych kolejnych zamrożeń i odmrożeń;

¹⁾ Ocena wód rzecznych na tle zjawiska korozji betonu. Gospodarka Wodna nr 2/54.

²⁾ K. M. Moskwin — Korozja betonu, 1952.

³⁾ Żelbetowe łupiny ochronne. Gospodarka Wodna nr 12/52.

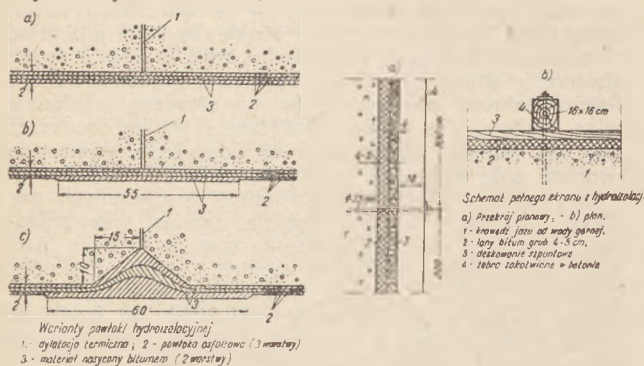
jeśli stosuje się roztwory i emulsje. W pierwszym przypadku bitum lub smołę podgrzewa się do temperatury 150 — 200°C i powleka powierzchnię betonu. Mimo że ten sposób jest najczęściej spotykany, nie jest on godny zalecenia, gdyż roztopiony bitum, o wysokiej temperaturze, nakładany na chłodną i często nienależycie wysuszoną powierzchnię betonu, szybko ostygając i nie przenika w głąb. Pozostaje tylko cienka warstewka słabo powiązana ze ścianą, która szybko odpada od zewnętrznej powierzchni i traci na swojej wartości.

Bardziej celowe jest stosowanie roztworów bitumicznych chłodnych lub emulsji. Roztwory bitumiczne chłodne są to rozpuszczone w benzynie, benzolu lub naftie bitumy względnie smoły i to w różnych proporcjach, zależnie od potrzeby uzyskania gęstości roztworu. Rozpuszczalniki ułatwiają powlekanie powierzchni betonowych i przenikanie bitumu w głąb betonu i to tym bardziej, im roztwór jest rzadszy. Dlatego, aby izolacja przenikała głębiej i zewnętrzna jej warstewka była jak najbardziej nieprzepuszczalna dla wody, zaleca się kilkakrotnie powlekanie roztworem o różnej koncentracji i to początkowo powlekanie roztworem rzadkim (np. 25% bitumu i 75% rozpuszczalnika), a następnie gęstym (np. 65% bitumu i 35% rozpuszczalnika). Rozpuszczalniki szybko ulatniają się na powietrze i izolacja taka ma w końcu podobną twardość, jak bitumów nakładanych na gorąco.

Dla uzyskania emulsji należy materiał bitumiczny rozdrobnić w wodzie przy dodaniu emulgatorów (glinki, kaolinu, kałafonii i innych) na delikatne, mikroskopijne ziarenka. Bitumiczne emulsje zawierają zwykle 45 — 60% bitumu, 0,1 — 1% emulgatora oraz resztę wody. Działanie emulsji jest podobne jak roztworów bitumicznych, gdyż woda wyparowuje i pozostaje jako izolacja-warstwa bitumu. Ma ona jednak tę zaletę, że może być nakładana na wilgotną powierzchnię betonu. W handlu spotyka się bardzo wiele takich roztworów i emulsji o różnych nazwach i różnej koncentracji, jak „Conco“, „Hermes“, „Tricosal“ itp.

Wadami tych izolacyjnych powłok są: duża wrażliwość na działanie mechaniczne, np. na ścieranie spowodowane lodem oraz nieodporność na działanie olejów mineralnych, w których się łatwo rozpuszczają.

Dla wypełnienia fug dylatacyjnych, uszczelnień w rurach kołnierzych oraz w przypadkach konieczności stosowania grubych warstw izolacyjnych używa się past bitumicznych, tj. bitumów z dodatkiem do 1/3 swego ciężaru produktów mineralnych, jak np. włókien azbestowych i mączki kamiennej. Takie bitumiczne pasty mają większą plastyczność aniżeli bitum normalny, są bardzo wytrzymałe i dlatego chętnie stosowane w częściach fundamentowych budowli, jako lite hydroizolacje nawet na powierzchniach pionowych (ze ścianką drewnianą). Grubość takiej izolacji dochodzi do 5 cm.



Rys. 2.

Przy wykonaniu hydroizolacji klejonych, składających się z przeważnie z kilku warstw papy, klejonych przy pomocy lepiku bitumicznego, należy dochować następujących zasad, aby hydroizolacja taka była prawidłowa i wytrzymała oraz mogła spełniać swoje zadanie:

- Izolację należy wznosić między stałe części budowli (nie zostawiając przestrzeni próżnych), aby uniemożliwić spływanie jej na skutek wyższych temperatur.
- Izolacja może przenosić tylko siły prostopadłe do swej płaszczyzny, w przeciwnym przypadku będzie miała poślizg w kierunku działania siły stycznej.
- Siły działające na izolację powinny być albo równomiernie rozłożone, albo zmieniające się w sposób ciągły. Przy zmianie obciążenia skokami, zachodzi zawsze niebezpieczeństwo

wypływania lepika czy masy klejącej poszczególne warstwy z partii silniej obciążonej do sąsiedniej, obciążonej słabiej.

- Wytrzymałość i skuteczność izolacji można zabezpieczyć tylko, jeśli będzie docięnięta stałe między 2 części budowli. Wyręczający ale też i konieczny jest nacisk na płaszczyznę izolacji wielkości 0,1 kg/cm². Reguła ta jest oparta na doświadczeniu, że dopiero od tej cyfry (nacisku) nastąpić może wodą warstw papy znacznie się zmniejsza i otrzymuje prawie najmniejszą wartość. Zastosowanie do tej reguły zwiększa kilkakrotnie wytrzymałość i odporność hydroizolacji i należy jej bezwzględnie przestrzegać.

- Izolacja klejona nie powinna pracować w temperaturach wyższych niż 30°.

Materiałami składowymi hydroizolacji klejonej są lepiki i powłoki bitumiczne względnie smołowcowe oraz warstwy papy albo „juty“. Odwrotnie aniżeli przy powłokach, nie należy używać tutaj chłodnych roztworów czy emulsji do klejenia poszczególnych warstw papy. Wynika to z faktu, że rozpuszczalniki w roztworach i woda w emulsjach nie mają możliwości ulotnienia się czy wyparowania pomiędzy warstw papy i dlatego nie następuje szybkie stwardnienie lepiku, co jest w hydroizolacji konieczne. Jako pierwsze przygotowanie powierzchni betonowej można jednak nałożyć powłokę roztworu bitumicznego o słabej koncentracji, a dopiero następnie przyklejać papę normalnym lepikiem bitumicznym lub smołowcowym na gorąco i to papę bitumiczną lepikiem bitumicznym, a smołowcową lepikiem smołowcowym.

Papą do hydroizolacji klejonej może być smołowcowa lub bitumiczna, lecz konieczna jest gładka, dobrego gatunku i nie powinna być używana, jeśli się nie odleżała. Powodem niższej wartości świeżej papy jest duża jeszcze zawartość w masie nasycającej papę olejów, które mogą rozpuszczać lepik. Ten moment jest zwłaszcza groźny jeśli się używa papy smołowcowej, a klei lepikiem bitumicznym i na odwrót, co właśnie z tego powodu jest niedopuszczalne. Wybór między papą smołowcową a bitumiczną jest w zasadzie obojętny, gdyż przede wszystkim decyduje wartość i plastyczność lepiku.

Połączenie w jedną całość warstw klejonych papy z lepikiem przy dobrym i fachowym wykonaniu następuje w ciągu bardzo krótkiego czasu (kilku minut). Przy próbie odrywania, nie powinny się oddzielać poszczególne warstwy, lecz powinna zdziierać się sama papa. Oczywiście przy działaniu siły stycznej (na którą izolacja nie powinna pracować) następuje poślizg warstw po sobie, gdyż wytrzymałość papy jest większa niż wytrzymałość na ścinanie lepiku.

Na prawidłowe wykonanie hydroizolacji klejonych — zwłaszcza przy większym ciśnieniu wody — należy zwrócić specjalną uwagę. Konieczna jest duża staranność w robocie, bezwzględne unikanie pęcherzy powietrza oraz dopilnowanie, aby każdy arkusz papy przy styku z sąsiednim był nakryty 10-centymetrowym pasem. O ile nie ma specjalnego zabezpieczenia przy robotach w ziemi, nie powinno się wykonywać izolacji przy temperaturach poniżej +50°C. Przykrywanie gotowej hydroizolacji ochronnym betonem lub murem powinno następować w krótkim okresie czasu i należy raczej przerwać roboty izolacyjne, jeśli by ten warunek nie mógł być dotrzymany np. z powodu mrozu. Tworzą się bowiem wtedy na skutek działania zimna niedostrzeżalne włoskowate rysy w izolacji, którymi woda może przesączać, co obniża wartość powłoki ochronnej.

Gdy hydroizolacja okaże się niewystarczającym środkiem zabezpieczenia powierzchni betonu od wpływów agresji środowiska, konieczne jest zastosowanie okładziny wykonanej z materiałów odpornych na takie działanie. Okładziny mogą być kamienne z gatunku skał magmowych i to w formie płyt czy ciosów kamiennych, z klinkieru i tym podobnych odpornych materiałów. Szwy między poszczególnymi elementami okładziny powinny być jak najcieńsze, aby uniemożliwić wylugowanie zaprawy.

Wybór odpowiedniej metody oraz środka ochronnego, zapobiegającego korozji powierzchni zewnętrznych betonu, zależy od stopnia działania czynników agresywnych i powinien być każdorazowo zbadany i sprawdzony laboratoryjnie.

LITERATURA

- Woronow P. A. — Morskie solniska z betonu i żelazobetonu 1950.
Moskwin K. M. — Korozja betonu 1952.
Rienk W. P. — Remonty hydrotechnicznych сооруżeń GES.
Sprawocznik architekta 1950.
Gidrotechničeskije Stroitel'stwa 1953.
Lufsky K. — Bitumenöse Bauwerksabdichtung 1951.

INŻ. PIOTR MICHAŁEWICZ

W sprawie dokumentacji geologiczno-technicznej

(współpraca biur projektów z przedsiębiorstwami geologicznymi)

Dokumentacja geologiczna, czyli opis gruntów dla celów projektowania inwestycji budowlanych, komunikacyjnych, wodociągowo-kanalizacyjnych, budownictwa wodnego, przemysłowych, górniczych i innych, wymagających określenia warunków geologicznych i hydrogeologicznych rejonu budowy, stanowi integralną część dokumentacji technicznej, której sporządzanie i zatwierdzanie normuje instrukcja PKPG Nr 98/53.

Obowiązek uzyskiwania dokumentacji geologicznej przez biura projektów lub przez inwestorów dla poszczególnych zadań projektowych, jak również zakres badań geotechnicznych dla poszczególnych rodzajów budowli inżynierskich nie są uregulowane jednolitymi przepisami. Trudności nie ograniczają się do spraw dotyczących obowiązków zlecenia i ustalania zakresu badań; domaga się uregulowania zagadnienie ujednolicenia formy dokumentacji geologiczno-technicznej, zagadnienie podniesienia jakości tej dokumentacji oraz kompetencji biur projektów i przedsiębiorstw opracowujących dokumentację geologiczną, w zakresie ustalania dopuszczalnych jednostkowych obciążeń na grunt. Pomimo regulowania tego zagadnienia przez zarządzenie Ministerstwa Budownictwa z dnia 7 sierpnia 1950 r. (Dz. Urz. Min. Bud. Nr 11/1950), jest ono przedmiotem dość częstych sporów projektantów z dostawcami dokumentacji geologiczno-technicznej.

Cel dokumentacji geologicznej i zakres badań

Dokumentacja geologiczna dla celów projektu wstępnego uzasadnia należyty wybór placu budowy lub trasy. Dokumentacja geologiczna dla celów projektu technicznego kwalifikuje pod względem geotechnicznym teren wytypowany na plac budowy lub trasę przyszłej budowy, to znaczy daje projektantowi wskaźniki i wnioski, niezbędne do zaprojektowania fundamentów lub innych urządzeń podziemnych, oraz urządzeń zabezpieczających.

Dokumentację geologiczną opracowują resortowe przedsiębiorstwa geologiczne na zlecenie właściwych biur projektowych lub na zlecenie inwestora. Badania dla celów projektu wstępnego w zasadzie powinien zlecać inwestor, zaś badania dla celów projektu technicznego — biuro projektów, ponieważ tylko ono może ustalić z geologicznym wykonawcą właściwy program badań geologicznych, odpowiadający technicznemu potrzebom projektu. Rozstaw wierceń (tzw. siatki wierceń) oraz ich głębokość ustala i dostarcza przedsiębiorstwu geologicznemu prowadzące biuro projektów. Nawet w przypadku bezpośredniego zlecenia przez inwestora, siatki wierceń obowiązane jest dostarczyć biuro projektów opracowujące dokumentację projektową. W przypadkach poważniejszych, biuro projektów powinno żądać od przedsiębiorstwa geologicznego wyznaczenia geologa, który zaprojektuje siatkę wierceń wspólnie z projektantem, na podstawie wspólnego rozpoznania terenu lub trasy przyszłej budowy.

Zakres badań geologicznych powinien być uzgadniany przez biuro projektów lub inwestora z przedsiębiorstwem geologicznym. Zakres ten zależy od rodzaju i znaczenia gospodarczego projektowanej inwestycji, od wymogów technicznych projektu oraz od warunków geologicznych terenu budowy. Zakres i metody badań zależą przy tym od stadium projektowania, które ma być obsługiwane przez dokumentację geologiczną. Zakres badań laboratoryjnych powinien być uzgadniany w oparciu o wydane zarządzenia Ministerstwa Budownictwa z dnia 7 sierpnia 1950 r. Ze względu na stosunkowo duże koszty dokumentacji geologicznej, powinna być przestrzegana zasada ograniczania badań geologicznych do zakresu, wymaganego przez potrzebę techniczną projektu w danym stadium projektowania. Decydowanie o siatce wierceń przez projektanta, bez porozumienia z geologiem, może w wielu przypadkach powodować zbędne dodatkowe wiercenia lub zmiany tras. Pozostawienie tej sprawy wyłącznie geologowi może niekiedy narazić zleceniodawcę na zbędne koszty w wyniku nieuzasadnionego poszerzenia zakresu badań. Nakłada to obowiązek tak na biura projektów, jak i na inwestora, nie mówiąc już o wykonawcy, znajomości przepisów regulujących zakres badań, a przede wszystkim obowiązek wzajemnego uzgadniania tego zakresu.

Dokumentacja geologiczno-techniczna, jako wynik studiów i badań geotechnicznych, przeprowadzonych w ścisłym związku

z konkretnym zadaniem projektowym, powinna na tle ogólnej, opisowej geomorfologicznej, geologicznej i hydrogeologicznej charakterystyki terenu (w odniesieniu do większych rejonów lub tras zabudowy) lub geologicznej, geotechnicznej i hydrogeologicznej charakterystyki terenu (w odniesieniu do konkretnego placu budowy) dostarczyć projektantowi następujących elementów:

- możliwie pełne (w zakresie wymaganym przez zadanie projektowe oraz obiektywne naświetlenie warunków geologicznych i hydrogeologicznych badanego rejonu lub trasy);
- wyodrębnienie typów i rodzajów gruntów, występujących w rejonie placu budowy lub trasy z podaniem ściślej klasyfikacji technicznej tych gruntów w obowiązującej nomenklaturze geologiczno-technicznej;
- charakterystykę ewentualnych współczesnych procesów geologicznych na badanym terenie, które mogą mieć wpływ na stateczność projektowanej budowli (osuwiska itp.);
- wskazanie przewidywanych zjawisk geologicznych, które mogą powstać w czasie budowy, np. naruszenie równowagi mas ziemnych przy wykonywaniu wykopów, ewentualność upłynięcia kurzu, zatopienia dołów fundamentowych itp. przewidywanie tych wypadków w warunkach możliwości ich powstania umożliwią wykonawcom projektu i inwestycji zaplanowanie i wykonanie odpowiednich zabezpieczeń podczas robót;
- podstawowe wskaźniki cech fizycznych i mechanicznych właściwości gruntów, podstawowe wskaźniki obliczeniowe, niezbędne projektantowi do obliczenia warunków wytrzymałości i stateczności projektowanej budowli;
- przewidywane zmiany fizyko-mechanicznych właściwości gruntów przy możliwej zmianie warunków nawodnienia w rejonie budowy;
- ocenę chemicznej agresywności wód gruntowych na beton;
- ocenę warunków użycia (tj. przydatności) znajdującej się na miejscu budowy lub w pobliżu masy gruntowej, jako materiału budowlanego (wały ziemne, zapory itp.).

Dokumentacja geologiczno-techniczna powstaje w wyniku kameralnego przeanalizowania, uzgodnienia, skontrolowania i uściślenia sformułowanego opracowania materiałów zebranych w procesie przeprowadzonych badań geologicznych terenu, robót wiertniczych, oraz laboratoryjnych badań gruntu. Jak było zaznaczone wyżej, program badań geologicznych (rozpoznanie geologiczne terenu, zdjęcie geologiczne, wiercenia badawcze i inne wyroby) oraz program badań laboratoryjnych ustala zleceniodawca w ścisłym uzgodnieniu z przedsiębiorstwem geologicznym. Uzgodniony program badań powinien być akceptowany pisemnie przez prowadzącego biuro projektów.

Po otrzymaniu zlecenia i uzgodnieniu programu badań, przedsiębiorstwo geologiczne powinno wyznaczyć geologa, prowadzącego dane zlecenie, który dopilnowuje wyznaczenia nadzoru geotechnicznego nad wierceniami, prawidłowego i terminowego dopływu próbek. Bierze on udział w badaniach makroskopowych próbek gruntu, nadsyłanych do laboratorium, kieruje pracami kameralnymi w ramach danego zlecenia. Utrzymuje kontakt z biurem projektów w sprawach uzgadniania, oraz przekazywania częściowych wyników dla dokumentacji pilnych. Powoduje zwolnienie przez przedsiębiorstwo narad technicznych z udziałem rzeczoznawców celem rozstrzygnięcia trudniejszych problemów. Opracowuje część opisową orzeczenia geologiczno-technicznego. Referuje opracowaną dokumentację na radach technicznych i podczas weryfikacji. Geolog prowadzący zlecenie powinien orientować się w założeniach technicznych projektu, co ułatwi opracowanie celowego i oszczędnego programu badań, a następnie realizację.

Treść dokumentacji geologiczno-technicznej

Skład, treść i zakres orzeczenia geologiczno-technicznego powinny być uzgadniane z prowadzącym biurem projektów. Zależą one od stadium projektowania, które ma być obsługiwane przez daną dokumentację geologiczną i od rozpoznania warunków geologicznych badanego terenu, tj. od ilości i rodzaju wykonanych badań i robót. Odróżniać należy następujące rodzaje geologiczno-techniczne:

- orzeczenie geologiczno-techniczne wstępne, tj. dla celów projektu wstępnego;
- orzeczenie geologiczno-techniczne szczegółowe, tj. dla celów projektu technicznego;

Każde z tych orzeczeń powinno składać się z części opisowej oraz z załączników graficznych i tabelarycznych.

Badania geologiczno-techniczne wstępne przeprowadza się w przypadku, kiedy zleceniodawca nie narzuca z góry położenia placu budowy, lub kierunku tras projektowanych urządzeń, lecz zaleca przedsiębiorstwu wytypowanie, na zadanym do zbadania obszarze, najkorzystniejsze położenie placu budowy lub przebiegu trasy. Zatem celem badań geologicznych wstępnych jest:

- wytypowanie położenia placu budowy lub kierunku trasy w zadanym rejonie,
- ustalenie programu dalszych, szczegółowych badań na terenie wytypowanego placu budowy lub kierunku trasy.

Na etapie badań geologiczno-technicznych wstępnych przeprowadza się wiercenia w ograniczonej ilości. Wykonuje się wiercenia głębsze celem sprawdzenia profilu stratygraficznego i litologicznego oraz wiercenia płytsze celem detalizacji litologicznego składu gruntów i ustalenia poziomu wód gruntowych. Wiercenia projektuje się z uwzględnieniem geomorfologicznych elementów i przypuszczalnej budowy geologicznej terenu, pokrywając teren w miarę możliwości i celowości regularną siecią otworów. Badania fizyko-mechaniczne własności gruntów w tym stadium przeprowadza się na podstawie najprostszych badań laboratoryjnych próbek, pobieranych z otworów wiertniczych lub innych wyrobisk.

W wyniku przeprowadzonych badań geologiczno-technicznych wstępnych opracowuje się wstępne orzeczenie geologiczno-techniczne.

Badania geologiczno-techniczne szczegółowe przeprowadza się jako drugą fazę badań geologiczno-technicznych. W przypadku jednak, gdy lokalizacja projektowanej budowli jest z góry określona, to badania wstępne odpadają i od razu przeprowadzane są badania szczegółowe, w wyniku których opracowuje się szczegółowe orzeczenie geologiczno-techniczne. Badania geologiczno-techniczne szczegółowe przeprowadza się prawie całkowicie na bazie wierceń i laboratoryjnych badań próbek gruntu, pobranych podczas wierceń. W orzeczeniu szczegółowym należy szeroko stosować graficzne przedstawienie wyników badań, dążąc do tego, aby część opisowa orzeczenia była tekstem wyjaśniającym dla materiałów graficznych. Wszystkie dołączone do orzeczenia materiały graficzne powinny być omówione w części opisowej.

Prace kameralne przy opracowywaniu dokumentacji geologicznej polegają na:

- zbieraniu i opracowywaniu materiałów z literatury fachowej oraz materiałów archiwalnych, dotyczących geologii danego terenu,
- opracowywaniu materiałów bieżących, otrzymywanych w wyniku badań i robót polowych (materiały zdjęć geologicznych, wierceń oraz wyników badań laboratoryjnych),
- opracowaniu orzeczenia geologiczno-technicznego wraz z wnioskami i zleceniami.

Kameralne opracowanie materiałów archiwalnych i bibliograficznych polega na krytycznej ocenie ich przydatności, wyborze tych materiałów w zakresie dotyczącym projektowanych badań, skopiowaniu i, jeżeli zachodzi potrzeba, ujęciu graficznym materiałów w takiej formie i skali, w jakiej przewiduje się ujęcie materiałów badań polowych. W wyniku opracowania materiałów archiwalnych daje się wstępną charakterystykę techniczno-geologicznych warunków terenu i stopień jego dotychczasowego zbadania. Stopień ten bierze się pod uwagę przy opracowaniu programu dalszych badań.

Bieżące kameralne opracowanie wyników badań rozpoczyna się już w okresie przeprowadzania robót polowych i pogłębia się w miarę postępu robót, a następnie badań laboratoryjnych. Wyniki bieżące kameralnego opracowania materiałów powinny być wykorzystane dla zorganizowania we właściwym czasie powtórnych badań kontrolnych w razie stwierdzenia błędów lub niekompletności badań w stosunku do potrzeby, oraz zmiany, jeśli zajdzie potrzeba metodyki i zakresu robót w kierunku powiększenia lub zmniejszenia zakresu prac badawczych.

Opracowanie orzeczenia geologiczno-technicznego przeprowadza się w zasadzie po zakończeniu robót polowych i otrzymaniu przez Dział Geologii przedsiębiorstwa wykonawczego wyników wszystkich badań. Jednak celem przyspieszenia opracowania orzeczenia końcowego należy przy dużych pracach przeprowadzać końcowe kameralne opracowania poszczególnych ze-

społów badań w miarę ich wykańczania (np. część geomorfologiczną, część geotechniczną lub hydrogeologiczną). Wyniki kameralnego końcowego opracowania poszczególnych zakończonej fazy badań powinny być opracowane w takiej postaci, aby mogły być włączone do orzeczeń jako składowe, samodzielne rozdziały lub części całości.

Układ części opisowej orzeczenia geologiczno-technicznego tak wstępnego, jak i szczegółowego powinien być następujący:

Wstęp. Warunki techniczne podane przez zleceniodawcę (krótki opis obiektu, dla którego przeprowadzono badania, lokalizacja lub rejon itp.). Wyszczególnić cel przeprowadzanych badań. Podać krótko opis (program) przeprowadzonych badań.

Część I. Opis geomorfologiczny terenu (rzeźba terenu, hydrografia terenu z ewentualnym wykazaniem stref zalewowych, stref ulegających erozji lub procesowi akumulacji). Projektowanie tematu pod względem szczegółowości zależy wyłącznie od tego, w jakim stopniu warunki geomorfologiczne mogą mieć wpływ na warunki projektowania, warunki budowy i warunki eksploatacji.

Część II. Opis geologiczny terenu. Podać wiek względny utworów. Sposób ich występowania, np. warstwy, żyły, soczewki, prefaldowania, uskoki, osuwiska itp., miąższość warstw, stan zachowania naturalnego utworów (zwietrzliny, spękania itp.) litologiczna charakterystyka gruntów.

Część III. Charakterystyka hydrogeologiczna terenu. Podać głębokość zalegania wód gruntowych, ilość poziomów wód, izolację lub łączność pomiędzy poszczególnymi poziomami, kierunek spływu wód gruntowych typ wód (zwykle, artezyjskie) poziomy dynamiczne i piezometryczne wód naporowych, szybkości filtracji gruntów, agresywność wód gruntowych na beton. Uwaga: Wchodząca w skład orzeczenia ogólna charakterystyka hydrogeologiczna rejonu powinna być ustalana w trakcie przeprowadzania zdjęć geologicznych podczas badań wstępnych. W czasie badań szczegółowych charakterystykę wstępną detalizuje się na podstawie wyników wierceń. Wyszczególnioną powyżej tematykę badań hydrogeologicznych należy traktować tylko w tym zakresie, jaki wynika z charakteru budowli i technicznych wymogów projektu.

Część IV. Opis geotechniczny gruntów oraz wskaźniki właściwości mechanicznych. Podać dokładną techniczno-geologiczną klasyfikację gruntów, mających stanowić podłoże projektowanej budowli, to znaczy gruntów, wykazanych w przekrojach geotechnicznych. Na podstawie przeprowadzonych badań laboratoryjnych podać wskaźniki fizycznych właściwości gruntów oraz wskaźniki właściwości mechanicznych, tj. bezpośrednio wskaźniki obliczeniowe, niezbędne projektantowi do ustalenia dopuszczalnych obciążeń jednostkowych na grunty oraz warunków stateczności budowli.

Część V. Wnioski. We wnioskach wstępnego orzeczenia geologiczno-technicznego należy dać porównawczą charakterystykę możliwych wariantów położenia placu budowy lub przebiegu trasy, podając zalety i wady poszczególnych wariantów. Niezależnie od tego, jaki wariant ostatecznie będzie przyjęty przez biuro projektów, we wnioskach należy zaznaczyć, który wariant wykonawca dokumentacji geologicznej proponuje jako najbardziej odpowiedni, ze względu na przewagę zalet pod względem geologicznym.

We wnioskach szczegółowego orzeczenia techniczno-geologicznego należy podać zwięzłą wynikową geotechniczną ocenę gruntów placu budowy, zaznaczyć czy nie wykazują ujemnych warunków do budowy, szczegóły struktury geologicznej lub litologicznej i fizyko-mechanicznej charakterystykę gruntów. Wymienić we wnioskach te ujemne warunki (np. możliwość nierównomiernego osiadania budowli w przypadku różnorodnych pod względem litologicznym warstw gruntu w podłożu projektowanych fundamentów, możliwość zbyt silnego osiadania wskutek znacznej plastyczności gruntu, możliwość przemieszczenia mas gruntowych przy budowie na pochyłościach lub w pobliżu brzegów rzek itp.).

Wyżej omówiony układ części opisowej orzeczenia należy stosować tak dla orzeczeń wstępnych, jak i szczegółowych. Różnicę stanowi jedynie stopień detalizacji, wynikający z różnicy programu badań na każdym z tych studiów.

Załączniki do części opisowej wstępnego orzeczenia powinny być następujące:

- podkład topograficzny, na który nanosić należy dane materiałów archiwalnych, a następnie wyniki polowego rozpoznania geologicznego jak: odslonięcia, wychodnie, zjawiska

fizyko-geologiczne, wykonywane otwory wiertnicze itp., przekroje geologiczne terenu badanego, wykonane w najbardziej charakterystycznych kierunkach,

- dzienniki wierceń,
- wykonane profile analityczne otworów wiertniczych,
- wyniki przeprowadzanych badań laboratoryjnych.

W przypadku przeprowadzania badań wstępnych dla zabudowy większych terenów może zaistnieć również potrzeba opracowania specjalnych map, jak mapa geologiczna, geomorfologiczna, hydrogeologiczna.

Załączniki do orzeczenia szczegółowego stanowią:

- podkład topograficzny lub plan sytuacyjny z naniesioną siatką wierceń, z zaznaczeniem obrysu projektowanych budowli lub kierunków tras projektowanych urządzeń z pomiarową lokalizacją otworów wiertniczych, dołów próbnych itp. wyrobisk,
- przekroje geotechniczne,
- profile analityczne otworów wiertniczych oraz rozwinięcia ścian dołów próbnych na płaszczyźnie,
- dzienniki wierceń, dzienniki wykonanych dołów próbnych,
- wykazy i zestawienia wyników przeprowadzonych badań laboratoryjnych,
- wyniki badań wód gruntowych na agresywność,
- wykresy przeprowadzonych próbnych pompowań.

Wykonane orzeczenie geologiczno-techniczne powinno być podpisane przez geologa kierującego całością opracowania danej dokumentacji geologicznej, przez inżyniera geotechnika, opracowującego część dotyczącą właściwości mechanicznych gruntów, oraz przez kierownika komórki organizacyjnej, opracowującej daną dokumentację (w przedsiębiorstwach geologicznych resortowych — kierownik pracowni, kierownik działu), który ponosi odpowiedzialność za organizowanie bieżącej kontroli opracowań i rzetelność opracowania dokumentacji.

Ukończona dokumentacja powinna być zweryfikowana przez radę techniczną przedsiębiorstwa opracowującego, z tym, że w przypadkach dotyczących poważniejszych obiektów, przedsiębiorstwo powinno uzyskać dodatkowo opinie rzeczoznawców specjalistów.

Uwagi końcowe

Dość częste są przypadki, że biura projektów, już po ustaleniu z inwestorem terminu opracowania dokumentacji projektowo-kosztorysowej i po podpisaniu umowy, zwracają się do inwestora z żądaniem dostarczenia niezbędnej dokumentacji geologicznej. Inwestor poszukuje wykonawcy dokumentacji geologicznej i wówczas dowiaduje się, że na opracowanie tej dokumentacji potrzeba kilku tygodni lub kilku miesięcy czasu.

Należy stwierdzić, że zgodnie z praktyką i obowiązującymi wymogami (zarządzenie Min. Budownictwa z dnia 7 sierpnia 1950 r.) na wykonanie badań laboratoryjnych należy przewidywać przeciętnie 2 miesiące czasu. Wiercenia, zależnie od programu mogą trwać parę tygodni lub kilka miesięcy. Praktycznie biorąc termin rozpoczęcia wierceń w wielu przypadkach znacznie odbiega od terminu żądanego przez biuro projektów lub inwestora, a to dlatego, że często dopiero w momencie zlecenia zleciodawca przystępuje do opracowania siatki wierceń, a następnie pokonuje trudności osobnego zlecenia, wykonanie niwelacji zaprojektowanych otworów wiertniczych. Dość często brak niwelacji opóźnia opracowanie przekrojów geotechnicznych.

W celu uniknięcia zwłoki przy opracowaniu dokumentacji projektowo-kosztorysowej oraz w celu ułatwienia ustalenia strony odpowiedzialnej w przypadku przeterminowania prac projektowych wskazane jest przestrzeganie następujących zasad:

- biuro projektów przy uzgadnianiu zlecenia na wykonanie dokumentacji projektowo-kosztorysowej powinno stwierdzić, czy dany projekt wymaga uzyskania dokumentacji geologicznej; jeżeli tak, to powiadamia o tym inwestora, jak również o konieczności zlecenia związanych z robotami geologicznymi pomiarów;
- w zasadzie dokumentację geologiczną dla celów projektu wstępnego powinien zlecać inwestor; dokumentację geologiczną dla celów projektu technicznego lub dla inwestycji priorytetowych w zasadzie zleca przedsiębiorstwu geologicznemu biuro projektów; w tym przypadku inwestor powinien włączyć opracowanie dokumentacji geologicznej, jak również wykonanie pomiarów do ogólnego zlecenia dla biura projektów; w razie potrzeby inwestor powinien przeprowadzić powiększenie limitu na koszty opracowania dokumentacji;
- kłopoty biura projektów, przyjmującego zlecenia na uzyskanie dokumentacji geologicznej dla inwestycji priorytetowych i podzlecającego wykonanie tej dokumentacji przedsiębiorstwu geologicznemu, zmniejszyłyby biurom projektów inne kłopoty związane z trudnościami koordynacji zakresu badań i terminów wykonania z dwiema stronami równocześnie, tj. z inwestorem i wykonawcą geologicznym.

Wydać się, że przyjęcie powyższych zasad, uzgadnianie terminów wykonania dokumentacji projektowo-kosztorysowej z uwzględnieniem czasu niezbędnego na zlecenie i wykonanie dokumentacji geologicznej oraz robocze uzgadnianie zakresu badań i terminów z przedsiębiorstwami geologicznymi ułatwi biurom projektów terminowe wykonywanie dokumentacji projektowej i zapewni inwestorowi prawidłowe wykorzystanie przeznaczonych na ten cel oraz na budowę kredytów inwestycyjnych.

INŻ. WŁADYSŁAW JANKOWSKI

Wpływ obciążenia powierzchni torfowiska na zwiększenie stateczności budowli

Ciężar objętościowy torfów — γ t/m³, będących często podłożem budowli wodno-melioracyjnych, zależy głównie od stopnia nasycenia wodą. Torfy, odwodnione z reguły są lżejsze od wody, a nasycone do pełnej chłonności mogą być od wody cięższe lub lżejsze.

Budowle piętzące obliczamy przede wszystkim na pokonanie poziomego parcia wody. Przy należytej wykorzystaniu spiętrzenia dla nawodnienia torf przy budowlu piętzącej będzie w stanie całkowitego nasycenia wodą, tworząc wraz z nią masę gruntową, a co za tym idzie będzie podlegał wyporowi wody. W przypadku, gdy ciężar objętościowy torfu mokrego, nasyconego do pełnej pojemności wodnej, będzie mniejszy od wody, budowla lekka, nie zakotwiona należyście, wypłynie razem z otaczającą ją masą torfu.

Jak wiadomo przy obliczeniach statycznych dla gruntów posługujemy się teorią parcia i oporu ziemi, a podstawowe wzory są następujące:

$$\text{dla parcia ziemi} \quad P_z = \frac{1}{2} h^2 \gamma \lambda$$

$$\text{dla oporu ziemi} \quad R_z = \frac{1}{2} h^2 \gamma \mu$$

gdzie h — wysokość słupa ziemi wzdłuż ściany w m.
 γ — ciężar objętościowy gruntu w t/m³

λ i μ — współczynniki zależne od kąta tarcia wewnętrznego, obrysu i kształtu nawierzchni.

Stosowanie powyższych wzorów jest możliwe; właściwe tylko wtedy, gdy wszystkie ich składniki mają wartość dodatnią. Przy działaniu wyporu wody na grunt lżejszy od wody, tj. przy $\gamma < 1$ otrzymujemy dla $\gamma - 1 < 0$ wartość ujemną, a więc zarówno parcie jak i opór ziemi obliczone na podstawie tych wzorów będą miały wartość ujemną. Wartość parcia ziemi ujemna lub równa zero w danym przypadku dla stateczności budowli nie ma większego znaczenia, natomiast opór ziemi jest siłą podtrzymującą budowlę i przy braku tej siły budowla związana z ziemią nie będzie stateczna.

Dla zapewnienia stateczności budowliom piętzącym, wznoszonym na torfach w stanie mokrym również lżejszych od wody, można albo:

1) wykorzystać opór, jaki mogłyby przeciwstawić poziome mu parciu wody warstwy gruntu mineralnego, zalegającego pod warstwą torfową (zakotwienie wgłębne)

2) utworzyć przy wierzchu budowli warstwę z gruntu cięższego od wody, która stawiałaby opór zarówno parciu poziomemu, jak i wyporowi wody.

Obliczenia statyczne dla tych przypadków możemy przeprowadzić na podstawie:

dla przypadku 1) metod i wzorów stosowanych dla obliczania pali i ścian wbitych w grunt jednorodny (mineralny) i obciążonych

żonych siłami poziomymi; warstwy torfowej lżejszej od wody a będącej pod działaniem wyporu wody w obliczeniach nie uwzględniamy.

dla przypadku 2) metody obliczania pali, palisad i ścianek szczelnych, wbitych w grunt o różnorodnym uwarstwieniu.¹⁾

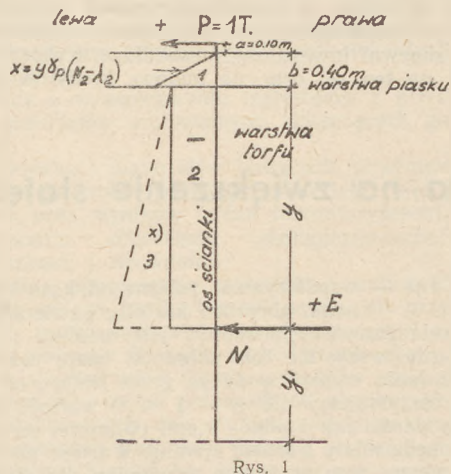
Zajmiemy się przypadkiem wymienionym jak pkt 2.

Torfy o obciążonej nawierzchni osiadają, zagęszczają się, przy czym wzrasta ich ciężar objętościowy. Ciężar warstwy obciążającej musi być dostosowany do wytrzymałości warstwy torfowej, gdyż przy nadmiernym obciążeniu torf może ulec silnemu sprasowaniu a nawet rozsunać się na boki i zatopić w sobie warstwę obciążającą. Dlatego też badanie wytrzymałości torfu na obciążenie pionowe należałoby przeprowadzać dla każdego torfowiska, na którym budowlę piętrzącą miałyby być w ten sposób wzmacniane, przy czym wskazane byłoby, aby torfowisko zostało przedtem odwodnione.

Torf lżejszy od wody pod wpływem obciążenia pionowego może dojść do takiego stopnia zagęszczenia, że jego ciężar objętościowy przy całkowitym nasyceniu wodą przewyższy ciężar wody. Wtedy warstwę torfową uwzględniamy w obliczeniach statycznych równorzędnie z warstwą obciążającą. W przypadku gdy mimo obciążenia i zagęszczenia torfu jego ciężar objętościowy w stanie mokrym γ_t t/m³ nadal będzie lżejszy od wody, tj. $\gamma_t - 1 \leq 0$, obliczenia statyczne przeprowadzamy nieco odmiennie niż dla dwóch warstw o ciężarze objętościowym cięższym od wody. Szczegóły dotyczące obliczania pali, palisad i ścianek szczelnych wbitych w grunty różnorodnie uwarstwione podane zostały w zeszytach Gospodarki Wodnej Nr 9, 11 i 12/53.

Sposób tego obliczenia rozpatrzmy na przykładzie:

I. Należy obliczyć potrzebną głębokość wbicia w grunt torfowy ścianki szczelnej obciążonej na 1 mb siłą poziomą $P = 1$ T ramie przypołożenia siły, mierzone od wierzchu ścianki $a = 0,10$ m; ciężar objętościowy torfu w stanie mokrym $\gamma_t = 0,900$ t/m³ (po zagęszczeniu), kąt tarcia wewnętrznego $\psi = 20^\circ$; torf jest obciążony warstwą piasku grubości 0,40 m o ciężarze objętościowym w stanie wilgotnym $\gamma_D = 1,800$ t/m³, w stanie mokrym $\gamma_D = 1,950$ t/m³ i kącie tarcia wewnętrznego $\psi = 25^\circ$; poziom wody równo z powierzchnią obciążającą warstwy piasku, tj. na torf i na piasek działa wypór wody. Dla ułatwienia obliczeń zestawiamy schemat obciążenia ścianki i wykres różnicy odporu i parcia ziemi (rys. 1).



Rys. 1

Po uwzględnieniu wyporu wody dla:

a) torfu $\gamma_t = (-0,100 \text{ t/m}^3)$ przy $\psi = 20^\circ$ $\mu_1 = 2,0396$ $\lambda_1 = 0,4903$

b) piasku $\gamma_D = 0,950 \text{ t/m}^3$ przy $\psi = 25^\circ$ $\mu_2 = 2,4639$ $\lambda_2 = 0,4059$

Współczynniki parcia dla wzorów na parcie ziemi λ i odpór ziemi obliczono wg wzoru Müller — Breslau (Gospodarka Wodna Nr 9 z 1953 r. lub Podręcznik Inżynierii Tom II str. 263) dla wartości kątów:

$$\delta = 0 \quad \beta = 0 \quad \alpha = 0$$

Dla wartości $\gamma_t - 1 \leq 0$ wykres różnicy odporu i parcia ziemi składa się z trójkąta (1) i prostokąta (2); gdyby wartość dla $\gamma_t - 1 > 0$ wykres w warstwie torfowej ograniczony byłby linią prostą $x = y \gamma_t (\mu_1 - \lambda_1)$ i obejmowałby jeszcze trójkąt

(3). W warstwie torfowej wykres ograniczony jest prostą pionową co oznacza, że torf przenosi na ściankę szczelną ciężar obciążający warstwy piasku, sam zaś — lżejszy od wody nie wywołuje parcia i odporu. Rozpatrujemy równowagę 1 mb ścianki (kierunek prostopadły do płaszczyzny rysunku), szukamy potrzebnej głębokości wbicia ścianki:

$$h = b + y + y_1 \text{ (niewiadome } y \text{ i } y_1).$$

Równanie pomocnicze $E = y_1 p_{c \max}$,

gdzie $p_{c \max}$ = odpór jednostkowy ziemi z prawej strony ścianki — parcie jednostkowe ziemi z lewej strony ścianki.

Zwrot sił P i E oznaczamy jako dodatni, zwrot wypadkowej (różnicy) odporu i parcia ziemi równej powierzchni trójkąta (1) i prostokąta (2) jako ujemny. Zestawiamy równania równowagi

$$1) \Sigma \text{ sił poziomych} = P + E \text{ pow. trójkąta (1) — pow. prostokąta (2)} = 1 + E - \frac{0,40 \cdot 0,40}{2} \cdot 1,9551 - y \cdot 0,5887$$

$$2) \Sigma \text{ momentów sił poziomych względem pkt } N = P(a + b + y) - (1/3 b + y) \cdot \text{pow. trójkąta (1)} - 1/2 y \text{ pow. prostokąta (2)} = 1(0,1 + 0,40 + y) - \left(\frac{0,40}{3} + y \right) \frac{0,40 \cdot 0,40}{2} \cdot 1,9551 - \frac{E}{2} y \cdot y \cdot 0,5887$$

Po przekształceniu otrzymujemy równania:

$$1) E = y \cdot 0,5887 - 0,8436$$

$$2) y^2 \cdot 0,2944 - y \cdot 0,8436 - 0,4792 = 0$$

$$\text{Z równania 2) określamy } y \approx 3,35 \text{ m}$$

$$" " 1) " E = 1,1285 \text{ t.}$$

$$\text{Z równania pomocniczego } y_1 = \frac{E}{p_{c \max}}$$

$$p_{c \max} = (0,40 \cdot 0,95 + 3,35 \cdot 0,95) \cdot 2,0396 - 0,40 \cdot 0,95 + 3,35 \cdot 0,4903 = 0,5887$$

$$y_1 = 1,1285 : 0,5887 \approx 1,92 \text{ m}$$

Stąd potrzebna głębokość wbicia ścianki:

$$h = 0,40 + 3,35 + 1,92 = 5,67 \text{ m}$$

Dla porównania takie same przeliczenia przeprowadzono dla torfów o ciężarze objętościowym $\gamma_t - 1 \leq 0$ przy kątach tarcia wewnętrznego $5^\circ - 10^\circ - 15^\circ - 20^\circ - 25^\circ$ i warstwie obciążającej piasku grubości 0,40 m o ciężarze objętościowym; w stanie mokrym — 1,950 t/m³ z uwzględnieniem wyporu wody (1,950 — 1,000) t/m³ i w stanie wilgotnym — 1,800 t/m³ bez działania wyporu wody. Wyniki obliczeń, tj. głębokości wbicia ścianki potrzebne dla jej stateczności zestawiono w tabl. I. Da-

TABLICA I

Ciężar objętościowy piasku t/m ³	Kąt tarcia wewnętrznego				
	5°	10°	15°	20°	25°
głębokość wbicia ścianki w m					
0,950 t/m ³ po uwzględnieniu wyporu wody	20,42	10,72	7,40	5,67	4,56
1,800 t/m ³ bez wyporu wody	9,92	5,58	4,06	3,25	2,74

ne zawarte w tabl. I wykazują nam, w jakim stopniu kąt tarcia wewnętrznego torfu wpływa na stateczność budowli przy obciążeniu poziomym i jak ważne jest przeto właściwe określenie jego wartości oraz w jakim stopniu działanie wyporu wody na warstwę obciążającą obniża jej wpływ na stateczność budowli. Aby torf lżejszy od wody pod wpływem wyporu wody nie podnosił warstwy obciążającej i nie wypływał z nią, ciężar warstwy obciążającej powinien przekraczać różnicę $\gamma_t - 1 = 0$ w całej warstwie torfowej. W rozpatrywanym przez nas przypadku przy warstwie torfowej grubości 4 m, ciężar warstwy obciążającej powinien być $> 4(\gamma_t - 1) = 0,400 \text{ T}$ a grubość warstwy obciążającej wynosi

1) Ciężar objętościowy torfu przyjmujemy $\gamma_t - 1 = 0$.

1) Artykuł Autora w zeszytach 12/53 Gospodarki Wodnej.

- a) przy $\gamma_D = 0,950 \text{ t/m}^3$, tj. przy uwzględnieniu działania wyporu wody na warstwę obciążającą $0,400 : 0,950 \cong 0,42 \text{ m}$
 b) przy $\gamma = 1,800 \text{ t/m}^3$, tj. bez wpływu wyporu wody $0,400 : 1,800 \cong 0,22 \text{ m}$.

Z kolei rozpatrzymy również wpływ warstwy obciążającej na wytrzymałość i ew. osiadanie torfów o ciężarze objętościowym w stanie mokrym cięższym od wody, tj. przy $(\gamma_t - 1) > 1$.

II. Przykładowe rozwiązanie przeprowadzamy dla następujących warunków: torf o miąższości $H = 6 \text{ m}$, ciężarze objętościowym $\gamma_t \text{ T/m}^3$ w stanie wilgotnym $0,650 \text{ T/m}^3$, w stanie mokrym $= 1,300 \text{ T/m}^3$; zawartość wody B w 1 m^3 w stanie mokrym $= 0,900 \text{ T}$, kąt tarcia wewnętrznego $\psi = 20^\circ$; pokład odwodniony do głębokości $1,50 \text{ m}$ i obciążony warstwą piasku grubości $0,40 \text{ m}$ o ciężarze objętościowym w stanie wilgotnym $\gamma_D = 1,800 \text{ t/m}^3$ i w stanie mokrym $\gamma_D = 1,950 \text{ t/m}^3$; kąt tarcia wewnętrznego dla piasku $\psi = 25^\circ$. Uwzględniamy osiadanie torfu na skutek odwodnienia i obciążenia warstwą piasku oraz obliczamy potrzebną głębokość wbicia ścianki szczelnej, obciążonej na 1 mb siłą $P = 1 \cdot T$, ramię przyłożenia siły $a = 0,10 \text{ m}$.

Osiadanie torfu po odwodnieniu obliczamy ze wzoru Panadia-di'ego dla torfów niskich:

$$h = 0,16 \cdot kH \cdot 0,35 \cdot t \cdot 0,64$$

Przyjmujemy: wartość współczynnika $K = 2,74$
 głębokość odwodnienia $t = 1,50 \text{ m}$

Przy braku danych z obserwacji osiadania torfów pod wpływem obciążenia ich grubszymi a więc i cięższymi warstwami gruntu mineralnego, przyjmujemy, że osiadanie to będzie przebiegać podobnie, jak po odwodnieniu. Wprowadzamy zastępczą głębokość, tj. zastępujemy ciężar warstwy obciążającej ciężarem warstwy torfowej. Ciężar $0,40 \text{ m}$ warstwy piasku wilgotnego $= 0,40 \cdot 1,800 = 0,720 \text{ T}$, ciężar objętościowy torfu $= 0,650 \text{ T/m}^3$, głębokość zastępcza $0,720 : 0,650 = 1,11 \text{ m}$. Osiadanie torfu na skutek odwodnienia i obciążenia warstwą piasku obliczamy tak jak przy odwodnieniu głębszym, zwiększonym o głębokość zastępczą, w naszym przypadku $t = 1,50 + 1,11 = 2,61 \text{ m}$, a głębokość osiadania torfu wyniesie

$$h = 0,18 \cdot 2,74 \cdot 6 \cdot 0,35 \cdot 2,61 \cdot 0,64 = 1,71 \text{ m}$$

Przy odwodnieniu do głębokości $1,50 \text{ m}$, głębokość osiadania torfu wyniosłaby $1,20 \text{ m}$, wielkość osiadania na skutek obciążenia $0,40 \text{ m}$ warstwą piasku wyniesie dodatkowo $1,71 - 1,20 = 0,51 \text{ m}$.

Ponieważ przy budowlu warstwa piasku podwyższy teren o $0,40 \text{ m}$, różnica w osiadaniu pomiędzy terenem przyległym do budowlu a budowlą wyniesie $0,11 \text{ m}$ (teren wyżej). Przytoczony rachunek jest przybliżony i aby to przybliżenie nie odbiegało daleko od rzeczywistości należy odpowiednio określić ciężar objętościowy gruntu, dobrać właściwe współczynniki oraz zachować dodatkowe warunki dla wywołania równomiernego osiadania torfu.

Na skutek osiadania i zagęszczenia się torfu zwiększy się jego ciężar objętościowy. Ponieważ w obliczeniach będziemy uwzględniać ciężar objętościowy torfu w stanie mokrym określiliśmy go ze wzoru:

$$\gamma_t = \frac{(T + B)H - (h - h_0)B}{H - h + h_0}$$

gdzie: $(T + B)$ ciężar objętościowy torfu przed odwodnieniem $= 1,300 \text{ T/m}^3$.

H — miąższość torfu $= 6 \text{ m}$.

h — głębokość osiadania torfu po odwodnieniu i obciążeniu warstwą piasku $= 1,71 \text{ m}$

h_0 — wysokość spękania torfu po nawodnieniu — przyjmujemy 10% osiadania $0,17 \text{ m}$

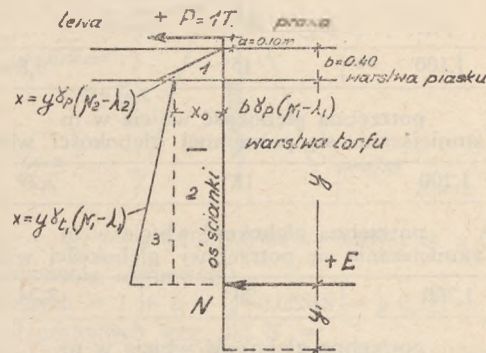
B — ilość wód, która oddziałuje z 1 m^3 warstwy torfowej przyjmujemy $0,900 \text{ T}$

po podstawieniu danych otrzymujemy $\gamma_{t1} = 1,438 \text{ t/m}^3$.

Dla ułatwienia obliczeń potrzebnej głębokości wbicia ścianki zestawiamy schemat obciążenia i wykres różnic odporu i parcia (rys. 2). Poziom wody przyjmujemy równo z powierzchnią warstwy obciążającej, tym samym przyjmujemy, że torf i piasek znajdują się pod działaniem wyporu wody.

Po uwzględnieniu wyporu wody:

- a) dla torfu $\gamma_{t1} = 0,438 \text{ T/m}^3$ przy $\psi = 20^\circ \mu_1 = 2,0396 \lambda_1 = 0,4903$
 b) dla piasku $\gamma_D = 0,950 \text{ T/m}^3$ przy $\psi = 25^\circ \mu_2 = 2,4639 \lambda_2 = 0,4059$.



Rys. 2

Inne oznaczenia i tok rozwiązania jak pod. I rys. 1.

Dla ułatwienia i przejrzystości rachunku powierzchnię wykresu dzielimy na trzy części oznaczone 1, 2, 3, a dane potrzebne do ułożenia równań zestawiamy w tabl. II.

TABLICA II

Nr	Powierzchnia = siła	Ramię momentu wzgl. pkt N	Momenty wzgl. pkt. N
1	$\frac{0,40 \cdot 0,40}{2} \cdot 1,955 = 0,1564$	$\frac{0,40}{3} + y$	$0,0208 + 0,1564y$
2	$0,40 \cdot 0,95 \cdot 1,549 \cdot y = y \cdot 0,5887$	$y/2$	$y^2 \cdot 0,2944$
3	$y^2 \frac{0,6786}{2} = y^2 \cdot 0,3393$	$y/3$	$y^3 \cdot 0,1131$

Zstawiamy równania równowagi:

$$1) \Sigma \text{ sił } T \text{ poziomych} = 1 + E - y^2 \cdot 0,3393 - y \cdot 0,5887 - 0,1564$$

$$2) \Sigma \text{ mom. sił poziomych wzgl. pkt } N = 1(0,1 + 0,40 + y) - y^3 \cdot 0,1131 - y^2 \cdot 0,2944 - y \cdot 0,1564 - 0,0208$$

po przekształceniach otrzymujemy równania

$$1) E = y^2 \cdot 0,3393 + y \cdot 0,5887 - 0,8436$$

$$2) y^3 \cdot 0,1131 + y^2 \cdot 0,2944 - y \cdot 0,8436 - 0,4792 = 0$$

z równania 2) określamy $y = 2,05 \text{ m}$

$$E = 1,789 \text{ T}$$

$$p_{cmax} = (0,40 \cdot 0,95 + 2,05 \cdot 0,438) 2,396 - (0,40 \cdot 0,95 + 2,05 \cdot 0,438) \cdot 0,4903 = 1,9798$$

$$y_1 = 1,789 : 1,9798 \cong 0,90 \text{ m}$$

Potrzebną głębokość wbicia ścianki:

$$h = 0,40 + 2,05 + 0,90 = 3,35 \text{ m}$$

Dla orientacji, jaki wpływ na zwiększenie wytrzymałości torfów i stateczności budowli mogłoby wywierać obciążenie warstwą gruntu mineralnego torfów i gruntów pochodzenia torfowego o różnej konsystencji, znajdujących się w stanie mokrym i cięższych od wody, przeprowadzono obliczenia tak, jak w przykładzie II również dla torfów wg klasyfikacji podanej w tabl. V (Gospodarka Wodna Nr 2 z 1954 r. str. 64).

Obliczenia przeprowadzono dla gruntu odwodnionego do głębokości $1,50 \text{ m}$, obciążonego warstwami piasku grubości: $0,00$, $0,20$, $0,40 \text{ m}$; dla zawartości (ciężaru wody) w 1 m^3 gruntu torfowego B : $1,000 \text{ T}$, $0,900 \text{ T}$, $0,800 \text{ T}$.

Dla szybszego porównania potrzebnych głębokości wbicia ścianki podano je również jako $\%$ potrzebnej głębokości wbicia w torf nieodwodniony.

Wyniki obliczeń zestawione w tabl. III wskazują na możliwość wzmacniania stateczności budowli, przez obciążenie gruntami mineralnymi również na torfach i na gruntach pochodzenia torfowego w stanie mokrym cięższych od wody, a zwłaszcza na tych, których ciężar objętościowy niewiele przewyższa ciężar wody. Należy zaznaczyć, że kąt tarcia wewnętrznego przy gruntach cięższych nie wywiera takiego wpływu na stateczność budowli jak na torfach lżejszych od wody.

TABLICA III

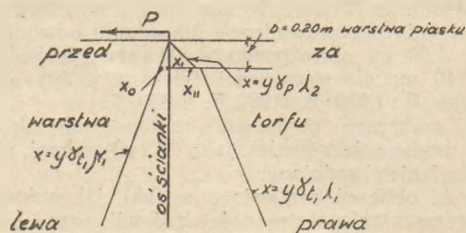
Ciężar objętościowy γ^t/m^3 kąt tarcia wewnętrzne- go Ψ° współczynnik K			Bez od- wodnie- nia	Zawartość wody w T								
γ^t/m^3	Ψ°	K		1,000			0,900			0,800		
				Grubość warstwy piasku w m								
				0,00	0,20	0,40	0,00	0,20	0,40	0,00	0,20	0,40
1,100	15°	3,84										
potrzebna głębokość wbicia w m			9,88	8,55	6,35	4,70	7,67	5,89	4,56	7,38	5,25	4,25
% zmniejszania się potrzebnej głębokości wbicia			100	86,5	64,3	47,6	77,6	59,6	46,2	74,7	53,1	43,0
1,200	18°	3,29										
potrzebna głębokość wbicia w m			6,33	5,62	4,59	3,92	5,34	4,41	3,80	5,08	4,23	3,64
% zmniejszania się potrzebnej głębokości wbicia			100	88,8	72,5	61,9	84,3	69,7	60,0	80,2	66,8	57,5
1,300	20°	2,74										
potrzebna głębokość wbicia w m			4,87	4,40	3,83	3,41	4,29	3,70	3,35	4,17	3,65	3,30
% zmniejszania się potrzebnej głębokości wbicia			100	90,3	78,6	70,0	88,1	76,0	68,8	85,6	74,9	67,8
1,400	20°	1,96										
potrzebna głębokość wbicia w m			4,25	3,94	3,57	3,26	3,90	3,51	3,23	3,83	3,47	3,20
% zmniejszania się potrzebnej głębokości wbicia			100	92,7	84,0	76,7	91,8	82,6	76,0	90,0	81,6	75,3
1,500	18°	1,70										
potrzebna głębokość wbicia w m			4,03	3,79	3,55	3,30	3,76	3,50	3,28	3,72	3,46	3,25
% zmniejszania się potrzebnej głębokości wbicia			100	94,0	88,1	81,9	93,3	86,8	81,4	92,3	85,8	80,6
1,600	15°	1,40										
potrzebna głębokość wbicia w m			4,08	3,90	3,69	3,51	3,87	3,68	3,49	3,84	3,66	3,47
% zmniejszania się potrzebnej głębokości wbicia			100	95,6	90,4	86,0	94,8	90,2	85,5	94,1	89,7	85,0
1,700	10°	1,20										
potrzebna głębokość wbicia w m			4,70	4,51	4,36	4,13	4,48	4,31	4,11	4,45	4,30	4,09
% zmniejszania się potrzebnej głębokości wbicia			100	95,9	92,8	87,9	95,3	91,7	87,4	94,7	91,5	87,0
1,800	5°	1,00										
potrzebna głębokość wbicia w m			6,26	6,03	5,83	5,60	5,99	5,78	5,58	5,96	5,69	5,54
% zmniejszania się potrzebnej głębokości wbicia			100	96,3	93,1	89,4	95,7	92,3	89,1	95,2	90,9	88,5

Dodatni wpływ piaszczenia powierzchni torfu na stateczność budowli piętrzących znany jest od dość dawna i wykorzystywany w praktyce.

Pożądane byłoby aby wzmacnianie stateczności budowli przez obciążenie torfu ziemią mineralną można było oprzeć na obliczeniach i obliczenia te kontrolować w praktyce.

W przykładach I i II podany został sposób obliczenia potrzebnej głębokości wbicia ścianki w torf przy przyjętej grubości warstwy obciążającej.

Przejdziemy do próby obliczenia położenia i wymiarów powierzchni, którą należałoby przy budowie obciążyć. Rozpatrzymy na przykładzie, jaki wpływ na stateczność ścianki szczelnej będzie miało obciążenie powierzchni torfu przed lub za ścianką i z obu stron ścianki:



Rys. 3

Założenie:

- a) torf za ścianką został przed jej wbiciem obciążony warstwą piasku grubości 0,20 m — $\gamma_p = 1,950 \text{ t/m}^3$, o kącie tarcia wewnętrznego $\psi = 25^\circ$. Torf i piasek znajdują się pod działaniem wyporu wody. Dla ułatwienia obliczeń sporządzamy schemat obciążenia i wykres parcia i oporu (rys. 3).

Po uwzględnieniu wyporu wody:

- a) dla torfu $\gamma_{t1} = 0,100 \text{ t/m}^3$
przy $\psi = 15^\circ$ $\mu_1 = 1,6984$ $\lambda_1 = 0,5888$
b) dla piasku — $\gamma_p = 0,950 \text{ t/m}^3$
przy $\psi = 25^\circ$ $\mu_1 = 2,4639$ $\lambda_2 = 0,4059$

Po podstawieniu do równania $y = 0,20 \text{ m}$ i odpowiednich wartości dla γ_{t1} , γ_p , λ_1 , λ_2 i μ_1

znajdujemy:

$$\begin{aligned} x_0 &= 0,20 \cdot 0,1 \cdot 1,6984 = 0,034 \\ x_I &= 0,20 \cdot 0,950 \cdot 0,4059 = 0,077 \\ x_{II} &= 0,20 \cdot 0,950 \cdot 0,588 = 0,112 \end{aligned}$$

Na podstawie powyższego sporządzamy wykres różnicy oporu i parcia ziem i schemat obciążenia rys. 4

$$\begin{aligned} x_I - x_0 &= 0,077 - 0,034 = 0,043 \\ x_{II} - x_0 &= 0,112 - 0,034 = 0,078 \end{aligned}$$

przy $x = 0,078$

$$y = d = \frac{x}{0,16984} = \frac{0,078}{0,16984} = 0,459$$

III. Obliczyć potrzebną głębokość wbicia ścianki szczelnej, obciążonej na 1 mb. siłą poziomą $P = 1 \text{ T}$; ramię przyłożenia siły $a = 0,10 \text{ m}$; w torf o ciężarze objętościowym w stanie mokrym $\gamma_t = 1,100 \text{ t/m}^3$, kąt tarcia wewnętrznego $\Psi = 15^\circ$.

Powierzchnię wykresu dzielimy na trzy części oznaczone 1, 2, 3 a dane potrzebne do ułożenia równań równowagi zestawiamy w tab. V.

$P = 11$

warstwa piasku $b = 0.20$

$x = y \delta_p \sqrt{2}$ x_0 $x = y \delta_c \lambda$

przed za

$x = y \delta_{t, N_1} /$

١٠٠

lewa $\frac{1}{2}$ prawa

$$x = y \gamma_{t1}(\mu_1 - \lambda_1) = y 0,100(1,6984 - 0,5888) = y 0,11096$$

Zestawiamy równania równowagi:

2) Σ ujem. sił poziomych wzg. pkt. N =

$$= 1(0,10 + 0,20 + y) - y^3 \quad 0,01849 \quad - \quad y^2 \quad 0,1550 \quad - \quad y \quad 0,0456 \quad -$$

$$-0,00304 = 0$$



Rys. 4

Po przekształceniach otrzymujemy równania:

$$1) E = y^2 0,05548 + y 0,311 - 0,9544$$

$$2) \ y^3 \ 0,01849 + y^2 \ 0,1550 - y \ 0,9544 - 0,29696 = 0$$

Z równania 2 określamy $y = 4,34 \text{ m}$

$$,, \quad ,, \quad 1 \quad ,, \quad = 1,4403$$

$$p_{cmax} = 0,100 \cdot 4,54^4) \cdot 1,6984 = (0,20 \cdot 0,950 + 4,34 \cdot 0,100) 0,5888 = 0,4037$$

$$y = 1,4403 : 0,4037 = 3,57 \text{ III}$$



$x_i(t)$ y

$$x = y \delta c(N_i - \lambda_i) \rightarrow$$

Potrzebna głębokość wbicia ścianki:

$$h = 0,20 + 4,34 + 3,57 = 8,11$$

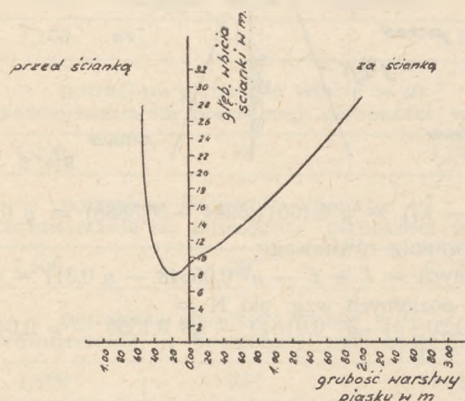
Na podstawie przeliczeń dla kilku warstw różnej grubości ułożonych przed i za ścianką zestawiono wykres rys. 7. Z przeliczeń i wykresu wynika, że w naszym przypadku obciążenie powierzchni torfu tylko z jednej strony ścianki nie daje pożądanego rezultatu zwiększenia wytrzymałości torfu i stateczności budowli.

Obliczona głębokość wbicia ścianki w torf mokry nieodwodniony bez warstwy obciążającej wynosi — 9,88 m, warstwa obciążająca piasku ułożona tylko za ścianką obniża stateczność

$$4) \quad 4.54 \approx 0.20 + 4.34$$

budowli na działanie sił poziomych, gdyż wymaga zwiększenia głębokości wbicia ścianki w sposób następujący:

Grubość warstwy obciążającej w m	Potrzebna głębokość wbicia w m	Zwiększenie głębokości wbicia w m
0,20	10,36	0,48
0,40	11,96	2,08
itd.		

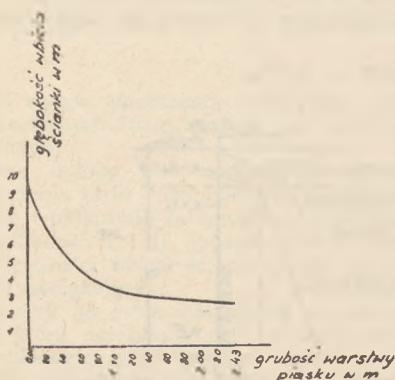


Rys. 7

Warstwa obciążająca ułożona przed ścianką szczelną przy nieznacznej grubości do około 0,20 m zwiększa stateczność, tj. zmniejsza potrzebną głębokość wbicia ścianki, lecz przy dalszym zwiększaniu grubości warstwy obciążającej stateczność ścianki gwałtownie maleje i przy grubości przewyższającej $b > y$ 0,285 tj. 0,56 m ścianka szczelna nie może być stateczna gdyż p_{max} staje się < 0 .

Grubość warstwy obciążającej w m	Potrzebna głębokość wbicia w m	Zwiększenie lub zmniejszenie głębokości wbicia ścianki w m
0,10	8,50	- 0,38
0,20	8,11	- 1,87
0,40	11,93	+ 2,05
0,56	∞	∞

Przy ułożeniu warstwy obciążającej po obu stronach ścianki szczelnej obliczenia wykazują wzrost stateczności budowli w miarę zwiększania grubości warstwy obciążającej. Wyniki przeliczeń dla kilku warstw różnej grubości zestawiono w tab. VI i w wykresie rys. 8. Obliczenia przeprowadzono bez uwzględnienia osiadania torfu.



Rys. 8

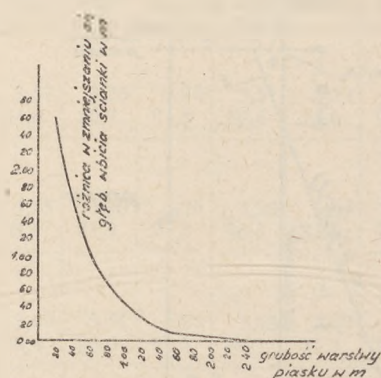
Z danych zamieszczonych w tab. VI i z wykresu rys. 8 widać, że wpływ warstwy obciążającej na wzrost wytrzymałości warstwy torfowej ew. na stateczność budowli nie rośnie proporcjonalnie do zwiększania się grubości warstwy obciążającej. Warstwa piasku grubości 0,20 m daje zmniejszenie potrzebnej głębokości wbicia o 2,58 m, dalsze 0,20 m (do 0,40 m) zmniejszenie potrzebnej głębokości wbicia o dodatkowe 1,69 m; zwiększenie warstwy grubości 1,20 m o dalsze 0,20 m (do 1,40 m) spowoduje zmniejszenie potrzebnej głębokości wbicia ścianki już tylko o 0,14 m. Zależność tę przedstawiono w formie wykresu (rys. 9); na osi poziomej odczytujemy grubość warstwy obciążającej, na osi pionowej przyrost malejący (różnicę pomiędzy zmniejszeniem się potrzebnej głębokości wbicia). Np. zwiększenie grubości warstwy obciążającej z 0,80 m na 1,00 m daje nam zmniejszenie potrzebnej głębokości wbicia ścianki o dalsze 0,44 m, z 0,40 m na 0,50 m o około 1,40 m itp.

TABLICA VI

Grubość warstwy obciążającej w m	Potrzebna głębokość wbicia w m	Zmniejszenie*) głębokości wbicia w m
0,20	7,30	2,58
0,40	5,61	4,27
0,60	4,49	5,39
0,80	3,77	6,11
1,00	3,33	6,55
1,20	3,07	6,81
1,40	2,93	6,95
1,60	2,89	6,99
2,43 sam piasek	2,43	7,45

*) Zmniejszenie głębokości wbicia w m liczone od potrzebnej głębokości wbicia w torfi nieodwodnionym 9,88 m.

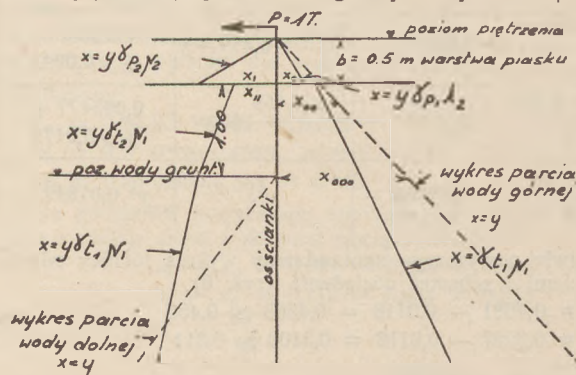
Z wykresu tego widzimy, że zwiększenie grubości warstwy obciążającej ponad 1,20 m nie ma już praktycznego znaczenia dla stateczności ścianki.



Rys. 9

Przykład IV. Rozpatrzmy wpływ obciążenia warstwą piasku powierzchni torfu na stateczność skrzydła bocznego (ścianki szczelnej wpuszczonej w brzeg) drewnianej zastawki piętrzącej do wysokości 1,50 m. Na ściankę szczelną działa: obciążenie konstrukcyjne = siła $(P - 1)$ ton na 1 mb.; przy czym ramię przyłożenia siły $a = 0,10$ m nad wierzchem ścianki, następnie parcie wody piętrzonej od strony górnej wody $H = 1,50$ m, parcie wody gruntowej oraz parcie i odpór ziemi. Zastawka zbudowana ma być w torfii o ciężarze objętościowym: w stanie mokrym $\gamma_{H1} = 1,100$ t/m³ (po stronie górnej wody i poniżej poziomu wody gruntowej po stronie dolnej wody) i w stanie wilgotnym $\gamma_{H2} = 0,350$ t/m³ (powyżej poziomu wody gruntowej po stronie dolnej wody); kąt tarcia wewnętrznego torfu $\psi = 15^\circ$. Grunt torfowy nie zapewnia stateczności ściance (praktycznie) gdyż należałoby wbić ściankę w torf na głębokość ok. 27 m (teoretycznie) jak to wykazały wstępne przeliczenia. Dla uzyskania stateczności budowli i zmniejszenia potrzebnej głębokości wbicia ścianki zaprojektowano obciążenie warstwy torfowej warstwą piasku grubości 0,50 m o ciężarze objętościowym w stanie mokrym $\gamma_{P1} 1,950$ t/m³ i w stanie wilgotnym $\gamma_{P2} = 1,800$ t/m³; kąt tarcia wewnętrznego $\psi = 25^\circ$.

Wypór wody działa do powierzchni warstwy obciążającej (poziomu piętrzenia) po stronie górnej wody i do poziomu



Rys. 10

wody gruntowej po stronie wody dolnej. Sporządzamy wykres parcia i odporu ziemi (rys. 10).

Po podstawieniu do równań prostych (odniesionych do płaszczyzny zetknięcia się dwóch warstw) odpowiednich wartości otrzymujemy:

$$x = y \gamma_{p2\mu_2} = y 1,800 \cdot 2,4639 = y 4,4350$$

$$x = y \gamma_{t2\mu_1} = y 0,350 \cdot 1,6984 = y 0,5944$$

$$x = y \gamma_{t1\mu_1} = y 0,100 \cdot 1,6984 = y 0,16984$$

$$x = y \gamma_{p1\lambda_2} = y 0,950 \cdot 0,4059 = y 0,3856$$

$$x = y \gamma_{t1\lambda_1} = y 0,100 \cdot 0,5888 = y 0,5888$$

Podstawiając do tych równań kolejno wartości dla $y = 0,50$ i $1,00$ oraz uwzględniając parcie wody i zmianę współczynników λ i μ na styku dwóch warstw, znajdujemy wartości dla odciętych wykresów parcia i odporu:

$$X_I = 0,50 \cdot 4,4350 = 2,2175$$

$$X_{II} = 0,50 \cdot 1,800 \cdot 1,6984 = 1,52856$$

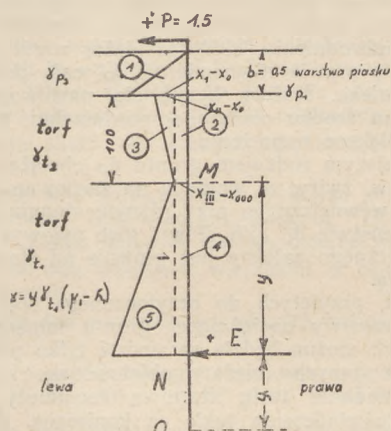
$$X_{III} = 1,52856 + 1 \cdot 0,5944 = 2,12296$$

$$X_0 = 0,50 \cdot 0,3856 + 0,50^5 = 0,6928$$

$$X_{00} = 0,50 \cdot 0,950 \cdot 0,5888 + 0,50 = 0,77868$$

$$X_{000} = 0,50 \cdot 0,950 \cdot 0,5888 + 1 \cdot 0,05888 + 1,50^5 = 1,83856$$

Na podstawie powyższego sporządzamy wykres różnicy odporu i parcia ziemi i schemat obciążenia (rys. 11).



Rys. 11

$$x_I - x_0 = 2,2175 - 0,6928 = 1,5247$$

$$x_{II} - x_{00} = 1,52856 - 0,77868 = 0,74088$$

$$x_{III} - x_{000} = 2,12296 - 1,83856 = 0,28440$$

Powierzchnię wykresu dzielimy na pięć części oznaczane 1, 2, 3, 4, 5, a dane potrzebne do zestawienia równań równowagi zestawiamy w tabl. VII.

TABLICA VII

Nr	Powierzchnia = siła	Ramię mom. wzgl. pkt N	Momenty wzgl. pkt N
1	$\frac{1,5247}{2} \cdot 0,50 = 0,3562$	$\frac{0,50}{3} + 1,00 + y$	$0,4157 + y 0,3562$
2	$0,28440 \cdot 1 = 0,28440$	$\frac{1,00}{2} + y$	$0,1422 + y 0,2844$
3	$\frac{0,45648 \cdot 1}{2} = 0,22874$	$\frac{1,00 \cdot 2}{3} + y$	$0,1522 + y 0,2287$
4	$0,2844 y$	$y/2$	$y^2 0,1422$
5	$y^2 \frac{0,11096}{2} = y^2 0,05548$	$y/3$	$y^3 0,01849$

$$x = y \gamma_{t1}(\mu_1 - \lambda_1) = y 0,100(1,6984 - 0,5888) = y 0,11096$$

Zestawiamy równania równowagi

$$1) \Sigma \text{ sił poziomych} = 1 + E - y^2 0,05548 - y 0,2844 - 0,22874 - 0,28440 = 0,35620$$

$$2) \Sigma \text{ mom. sił poziomych wzgl. pkt N} = 1(0,10 + 0,50 + 1,00 + y) - y^3 0,01849 - y^2 0,1422 - y 0,2287 - 0,1522 - y 0,2844 - 0,1422 - y 0,3562 = 0,4157$$

5) Jednostkowe parcie wody.

Po przekształceniu otrzymujemy równania:

$$1) E = y^2 0,05548 + y 0,2844 - 0,13066$$

$$2) y^3 0,01849 + y^2 0,1422 - y 0,13066 - 0,8899 = 0$$

$$Z \text{ równania 2 określamy } y \approx 2 \cdot 54 \text{ m}$$

$$E = 0,9496 T$$

$$p_{c\max} = (0,50 \cdot 0,950 + 3,54 \cdot 0,1) 1,6984 + 0,75^6 - (0,50 \cdot 1,80 + 1 \cdot 0,35 + 2,54 \cdot 0,1) 0,5888 = 1,2724$$

$$y_1 = 0,9496 : 1,2724 = 0,74$$

Potrzebna głębokość wbicia ścianki

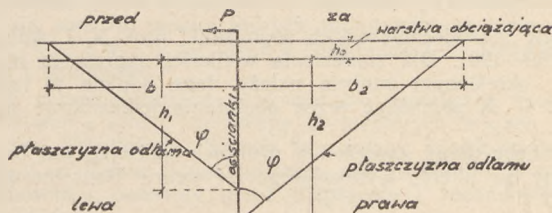
$$h = 0,50 + 1,00 + 2,54 + 0,75 = 4,78 \text{ m}$$

Nieuwzględnienie parcia filtracyjnego w obliczaniu $p_{c\max}$ byłoby z korzyścią dla stateczności ścianki, gdyż w tym przypadku $y_1 = 0,9496 : 0,5224 \approx 1,82 \text{ m}$, a potrzebna głębokość wbicia ścianki $h = 5,86 \text{ m}$. Inny schemat obciążenia budowli przy innych ciężarach objętościowych torfów i współczynnikach μ i λ niż to przyjęto w przykładach III i IV może doprowadzić do nieco odmiennych rezultatów co do sposobu wzmacniania budowli (obciążenie przed, za lub z obu stron). Wydaje się jednak, że dla większości przypadków stosowanych w praktyce najodpowiedniejsze byłoby obciążenie torfu z obu stron budowli. Na podstawie dokładnych wyliczeń można by zastosować pewne zróżniczkowanie grubości warstwy obciążającej przed lub za budowlą, zależnie od różnicy w ciężarze objętościowym torfu w stanie mokrym i wilgotnym oraz zależnie od wpływu wyporu wody na warstwę obciążającą.

Szerokość pasa warstwy obciążającej wzdłuż budowli zależna jest od potrzebnej głębokości wbicia ścianek lub pali (poniżej warstwy obciążającej) oraz od kąta tarcia wewnętrznego torfu.

Graniczny odpór ziemi, w myśl klasycznej teorii parcia i odporu ziemi, stawia ciężar klina ziemi, którego płaszczyzna odlamu odchylona jest od pionu o kąt $\varphi = 45 + \frac{\psi}{2}$. Ponieważ

równowagę budowli na działanie sił poziomych zapewnia odpór ziemi powstający z obu stron budowli dla zwiększenia stateczności budowli należy obciążyć powierzchnię obu klinów w sposób schematycznie pokazany na rys. 12.



Rys. 12

Płaszczyzną klina odlamu w warstwie obciążającej załamuje się i odchyła się od pionu również o kąt $45 + \frac{\psi}{2}$. Dla celów

praktycznych wydaje się wystarczające przyjmowanie szerokości pasów wg wzorów

$$b_1 = (b_1 + h_0) \operatorname{tg} \varphi$$

$$b_2 = (b_2 + h_0) \operatorname{tg} \varphi$$

Dla przykładu IV szerokości pasów wyniosą

$$b_1 = (0,50 + 1,00 + 2,54) \operatorname{tg} (45 + \frac{15}{2}) \approx 5,26 \text{ m}$$

$$b_2 = (0,50 + 1,00 + 2,54 + 0,74) \operatorname{tg} (45 + \frac{15}{2}) \approx 6,23 \text{ m}$$

Ciśnienia jednostkowe wywierane na torf przez warstwę obciążającą będą na ogół nieznaczne, np. warstwa piasku grubości 1,00 m daje obciążenie jednostkowe 0,18 kg/cm². Odkształcenie gruntu (osiadanie) wywołane obciążeniem równomiernym zależne jest nie tylko od wielkości obciążenia, lecz również od wielkości powierzchni obciążanej. Zwiększenie tej powierzchni, przy zachowaniu niezmiennego obciążenia jednostkowego, wywołuje wzrost osiadania gruntu. Na podstawie wzorów Boussinesq'a można analitycznie potwierdzić dane otrzymane doświadczalnie. Dla przedstawienia, w jakim stopniu zwiększenie powierzchni obciążonej równomiernie wywołuje wzrost naprężeń normalnych (kierunek pionowy) w gruncie i jak te naprężenia rozkładają się w półprzestrzeni (przestrzeń od płaszczyzny nawierzchni gruntu w dół) opracowano — tabl. VIII — IX — X. (Podstawa opracowania, tablice zamieszczone w podręczniku „Osnowania

6) Parcie jednostkowe wody = parciu filtracyjnemu w pkt. O. Droga filtracji MNOM, w pkt O pół drogi — parcie filtracyjne = $h : 2 = 1,50 : 2 = 0,75$.

TABLICA VIII. Naprężenia normalne od obciążenia równomiernego $q = 1 \text{ kg/cm}^2$ pod środkiem kwadratu o boku „a” na głębokości od 1 do 5 m.

Długość boku „a” w m	Na głębokości od powierzchni obciążonej w m				
	1	2	3	4	5
1	0,33612	0,10696	0,0502	0,02880	0,01880
2	0,70088	0,33612	0,17724	0,10696	0,07160
4	0,92988	0,70088	0,48220	0,33612	0,24096
8	0,98916	0,92988	0,82112	0,70088	0,57428
12	0,99664	0,97576	0,92988	0,86056	0,78336
16	0,99856	0,98916	0,96516	0,92988	0,88100
20	0,99924	0,99428	0,98008	0,96040	0,92988

TABLICA IX. Naprężenia normalne od obciążenia równomiernego $q = 1 \text{ kg/m}^2$ pod wierzchołkami kwadratu o boku „a” na głębokości od 1 do 5 m

Długość boku „a” w m	Na głębokości od powierzchni obciążonej w m				
	1	2	3	4	5
1	0,17522	0,08403	0,04431	0,02674	0,01790
2	0,23247	0,17522	0,12055	0,08403	0,06024
4	0,24729	0,23247	0,20528	0,17522	0,14607
8	0,24964	0,24729	0,24501	0,23247	0,22025
12	0,24978	0,24916	0,24729	0,24394	0,23893
16	0,24992	0,24964	0,24876	0,24729	0,24459
20	0,25004	0,24981	0,24931	0,24857	0,24729

i fundamenty gidrotechnicznych сооруżeń” prof. N. I. Anisimow str. 189—190). Dla znalezienia wielkości naprężenia normalnego w określonym punkcie należy dane podane w tabl. VIII — IX — X pomnożyć przez obciążenie jednostkowe na powierzchni.

Wg Fröhlicha układ naprężeń w gruntach spoistych jest bardzo zbliżony do układu wynikającego ze wzoru Boussinesq’a,

TABLICA X. Naprężenia normalne od obciążenia równomiernego $q = 1 \text{ kg/cm}^2$ pod osiami kwadratu $20 \times 20 \text{ m}$, przechodzącymi przez jego środek równolegle do boków, na głębokości od 2 do 5 m.

Głębokość pod powierzchnią obciążoną w m	Odległość od środka kwadratu w m					
	0	2	4	6	8	10
2	0,99428	0,99362	0,99008	0,97722	0,90700	0,49828
4	0,96040	0,95620	0,93844	0,89160	0,75992	0,48784
5	0,92988	0,92298	0,89900	0,83854	0,70404	0,47824

lecz w gruntach piaszczystych naprężenia normalne skupiają się bardziej przy środku powierzchni obciążonej. Jak naprężenia te ułożyć się będą w gruntach torfowych należałoby badać doświadczalnie.

Wielkość powierzchni, którą dla celów statycznych należałoby obciążać przy przeciętnej zastawce na torfach wynosiłaby ok. 100 m². Osiadanie torfu, obciążonego na stosunkowo niewielkiej powierzchni, będzie prawdopodobnie odmienne od osiadania na skutek odwodnienia, kiedy to ciężar warstwy odwodnionej rozkłada się prawie równomiernie na całą powierzchnię osuszonego torfowiska. Należy liczyć się z możliwością większego osiadania na środku obciążonej powierzchni, gdzie koncentrują się największe naprężenia.

Najodpowiedniejszym rodzajem gruntu do obciążania torfów są czyste piaski ew. żwiry, ze względu na zachowanie jednakowego kąta tarcia wewnętrznego przy różnym stopniu nasycenia wodą, w przeciwieństwie do glin, ilów i gleb pyłowych, których kąt tarcia wewnętrznego zależy głównie od stopnia nasycenia gruntu wodą.

Słuszność założeń, przyjętych do przytoczonego sposobu obliczania wpływu warstwy obciążającej gruntu mineralnego na stateczność budowli można będzie sprawdzić tylko przez stosowanie właściwych danych (ciężary objętościowe, kąty tarcia wewnętrznego, osiadanie torfu itp.), a te należy określać doświadczalnie. Doświadczenia takie są konieczne, gdyż torfy jako grunt budowlany są mało zbadane, brak jest danych, na których można by było opierać obliczenia statystyczne dla budowli na torfowiskach.

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

INŻ. JAN ZAKRZEWSKI

Zwalczanie erozji gleb przy pomocy rowów rozorywanych umieszczonych tarasowo

Artykuł porusza aktualne problemy związane z ochroną gleb przed erozją oraz podaje jeden ze sposobów walki z erozją. Sposób ten nie był dotychczas w Polsce zastosowany, jednak możliwe, że po pewnych modyfikacjach i przystosowaniach do warunków klimatycznych, morfologicznych i glebowych Polski okaże się praktyczny.

Sposób ten nie był dotychczas zastosowany z następujących powodów:

- Jest on używany na zboczach o niewielkim nachyleniu, np. w tabl. I podano odległości (rozstawy) między tarasami już przy spadku terenu 1%. Przy spadkach większych rozstawy te są niewielkie i wykonanie zabiegu byłoby kosztowne, w Polsce zaś przy spadkach terenów mniejszych od 6 do 10% zabiegi przeciwerozyjne nie są konieczne.
- W terenach o klimacie kontynentalnym, gdzie tarasy takiesą używane, ilość wód spływających wiosną jest znaczna. Np. Sus (Erozja gleb. PIWR i L 1951) określa ilość wody spływającej wiosną na 40 mm. W Polsce spływy są znacznie mniejsze, rzadko przekraczają 10 mm i dlatego znajdują miejsce zabiegi, których przeznaczeniem jest nie ułatwianie spływu i odprowadzanie wody, ale przeciwnie — utrudnianie spływu; zamagazynowanie wody w glebie.
- Sposób proponowany wymaga stałego nadzoru technicznego dla utrzymania ciągłych spadków kanałów. Na stromych zboczach ilość kanałów byłaby tak duża, że koszt nadzoru byłby ogromny, przy braku zaś nadzoru, kanały już po roku przestałyby działać.
- Kanały mogą być uprawiane rolniczo, ale tylko wzdłuż kierunku trasy. Przy zboczach sfalowanych trasy kanałów nie będą do siebie równoległe, stąd pola między kanałami otrzymują różną szerokość, co podraża koszt upraw. Sposób ten mógłby znaleźć zastosowanie jedynie na glebach o wystarczającej głębokości; przy glebach w terenach podgórskich, gdzie często blisko pod powierzchnią występuje skała, nie będzie mógł być prawdopodobnie stosowany.

W spisie literatury pominięto najnowsze pozycje, jak Susa „Erozja gleb” oraz Dobrzańskiego, Malickiego i Ziemińskiego „Erozja gleb w Polsce” 1953 r. W obu pracach opisano sposoby obliczania tarasów grzbietowych. Niższy artykuł omawia pewną modyfikację tarasów grzbietowych, która w podanych publikacjach nie była uwzględniona.

Dawna nasza literatura techniczna zajmowała się erozją jedynie w związku z regulacją i obudową potoków górskich. Metody tam opisywane i stosowane w praktyce dotyczą raczej wal-ki ze skutkami erozji, odbijającymi się już w sieci hydrograficznej.

W ostatnich latach ukazało się kilka publikacji podkreślających konieczność udziału melioratora w zapobieganiu erozji i w usuwaniu przyczyn erozji. Obok celowości stosowania właściwych metod i narzędzi uprawowych pozytywnie oceniono możliwość użycia do walki z erozją systemu melioracji Korzybskiego, to jest rowów rozorywanych, przegonów, bruzd, względnie systemu grobelkowego, służącego za podstawę do formowania naturalnych tarasów.

Zwalczanie erozji jest dla nas zagadnieniem wielkiej wagi. A. Reniger (8) podaje, że ok. 20% powierzchni Polski zajmują tereny potencjalnie podatne na erozję, a w województwach południowych procent ten dochodzi do kilkudziesięciu (krakowskie 86%, rzeszowskie 63%). W związku z tym walka z erozją gleb jest problemem ogólnopolskim, który powinien być uwzględniony w planowej gospodarce rolnej.

Dotychczas przeważnie nie przeciwdziałano się erozji (9). W poszczególnych przypadkach stosowano następujące zabiegi przeciwerozcyjne:

- Orkę wzdłuż warstwic piugiem odwracalnym. Na terenach podgórskich ze względu na trudności uprawowe stosują orkę mniej lub więcej zbliżoną do kierunku poziomnic, ale rolnicy na ogół nie posiadają plugów odwracalnych.
- Umacnianie skarp, utworzonych przy uprawie, faszyną i kołkami.
- Uchwycenie wód spływających, używając je na nawodnianie łąk systemem bruzdowo-grobelkowym (Rzerzuśnica pow. Miechów). Żywny materiał lessowy osadza się na łące.
- Obsadzanie dna wąwozów wierzbnymi w celu przeciwdziałania rozmywom.
- Przecinanie dna wąwozów i większych rozmywów grobelkami i tamami.

Te i tym podobne zabiegi, stosowane fragmentarycznie, nie mają możliwości w pełni ochronić gleby przed erozją.

W ramach indywidualnych gospodarstw, zwłaszcza drobnych, o przypadkowych granicach własności i kierunku produkcji, erozję gleb musiała być traktowana jako zło konieczne, przejaw przyrody, z którym wszelką walka w danych warunkach skazana być mogła tylko na niepowodzenie.

Jedynie gospodarka planowa, socjalistyczna, w której człowiek racjonalnie i na naukowych zasadach podporządkowuje sobie przyrodę i przekształca ją, nie przenosząc chwilowych korzyści nad wartości trwale, wyklucza możliwości powstawania zgubnych procesów erozyjnych, pozwala nie tylko na skuteczne zwalczanie już będących w toku, lecz przede wszystkim daje podstawy do uchronienia się przed nimi w ogóle i to nie w sensie biernym, lecz czynnym, z równoległym wzrostem produktywności rolnictwa i żyzności gleby. Z rozbudową nowych form gospodarki społecznej w rolnictwie i zwiększającą się motoryzacją, sprawy ochrony gleb przed erozją nabierają szczególnej ostrości i aktualności. S. Bac (3) podnosi doniosłą rolę upraw mechanicznych i projektowania granic pól w związku z przemieszczaniem gleb na pochyłościach terenu, jako szczególnie aktualnych dla tworzących się spółdzielni produkcyjnych oraz majątków PGR. Należy podkreślić, że w Związku Radzieckim zagadnieniom erozji poświęca się wiele uwagi, czego dowodem mogą być specjalne rozporządzenia, określające dopuszczalne kierunki orki zależnie od spadku terenu.

S. Bac domaga się w swych publikacjach, aby podczas przeprowadzania przebudowy ustroju rolnego na glebach podatnych do przemieszczania, a więc w rejonach falistych, podgórskich i górskich, zaistniał przymus sporządzania nie tylko zdjęć pomiarowych w sytuacji poziomej, lecz również konieczność wykonania planów warstwicowych i glebowych. Ze zdjęciami tymi powinno być logicznie związane rozplanowanie i układ nowych działek, umożliwiających walkę z przemieszczaniem gleb. Należy odrzucić względy wygody obliczenia, oraz tyczenia działek i pól o formach prostokątów i trapezów, a dostosować granice nowych upraw do ukształtowania terenu. Długość działek powinna być skierowana możliwie równolegle do biegu warstwic. Właściwy podział pól, odpowiednie zmianowanie i celowa mechaniczna uprawa roli uchronią grunt przed

TABLICA I. Odległości w poziomie i różnice w pionie między tarasami, w zależności od spadku

Spadek pola w %	Różnica poziomu między tarasami (rozstawa pionowa) w m	Odległość między tarasami (rozstawa pionowa) w m
1	0,77	56
2	0,85	43
3	0,93	30
4	1,01	24
5	1,09	21
6	1,17	19
7	1,25	17
8	1,33	16
9	1,41	15
10	1,49	14
12,5	1,69	13
15	1,90	12

przemieszczeniem. Poważną rolę powinny również odegrać ochronne zalesienia gleb, które według badań radzieckich, należy stosować już na zboczach o nachyleniu 20 — 40° w zależności od warunków miejscowych.

St. Ziemiński (11) domaga się takiego układu pól, aby koszt uprawy był najmniejszy, aby warunki glebowe danego pola były możliwe jednolite i wreszcie, aby jak najwięcej pól w okresie tajania śniegu było przykrytych roślinnością. W związku z tym podkreśla konieczność zerwania z dogmatem prostych granic pól.

Najradzykalniejszym jednak środkiem walki z erozją są wg Ostromęckiego (7) i innych uczonych zabiegi przekształcające elementy powierzchni, a więc spadek i długość stoku. Formowanie tych elementów w kierunku ich zmniejszenia odbywa się poprzez tarasy, których prototypem są wały i bruzdy. Czerniakow (5) rozróżnia 2 zasadnicze typy tarasów: grzbietowe i schodkowe.

W artykule niniejszym omawiamy praktyczny sposób przeciwdziałania erozji, stosowany w niektórych krajach z bardzo dobrymi rezultatami. Sposób ten zwany kanałowo-tarasowym, może i w Polsce oddać poważne usługi. Kanały o tarasowym usytuowaniu powstały przez ulepszenie i rozbudowę tarasów grzbietowych.

Część wody deszczowej paruje, część wsiąka, reszta spływa po pochyłości pola. Szybkość spływu zależy od stopnia pochyłości zbocza oraz od przeszkód na polu w postaci roślinności i barier ziemnych. W czasie deszczu ilość spływającej wody i szybkość spływu zwiększa się od wierzchołka wzgórza w kierunku doliny. Równocześnie wzrasta siła uderzenia wody i związane z tym zmywanie powierzchni. Poważne ilości gleby, nawet w postaci całych brył, spływają wraz z rwącą wodą.

Można tworzyć tarasy w poprzek biegu wody. Łamią one pochyłość wzgórza i zmieniają kierunek spływu. Każdy kanał tarasowy tworzy drogę, którą woda powolnie spływa z pola. Zabezpiecza to nas od gwałtownego spływu wielkich ilości wód zmywających poważne ilości urodzajnej gleby.

TABLICA II. Spadki wzdłuż tarasu w zależności od nachylenia zbocza i długości tarasu

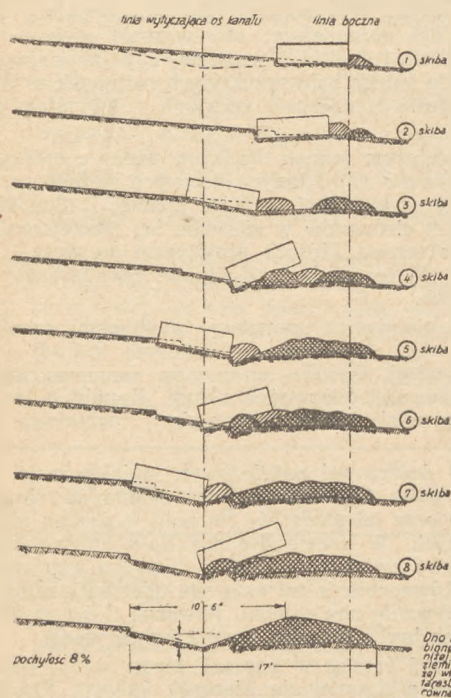
Długość tarasu w m	Podglebie gliniaste; maksymalny spadek tarasu w % na zboczu o pochyłości:			Podglebie piaszczyste; maksymalny spadek tarasu w % na zboczu o pochyłości:		
	5 %	10 %	15 %	5 %	10 %	15 %
0 — 30	0	0	0	0	0	0
30 — 120	0,08	0,1	0,12	0,02	0,04	0,06
120 — 210	0,16	0,2	0,22	0,06	0,1	0,12
210 — 300	0,24	0,28	0,32	0,1	0,14	0,2
300 — 400	0,32	0,38	0,40	0,12	0,2	0,26
400 — 500	0,40	—	—	0,16	0,24	0,32

Taras nie rozwiązuje całkowicie zagadnienia zmywania, które występuje w dalszym ciągu między tarasami, ale, przez zahamowanie szybkości spływu, powodują osadzanie części zmytej gleby na terenie pola. Najcięższe cząstki osiadają pierwsze. Zwalczanie erozji wyłącznie przy pomocy tarasów nie wystarczy, konieczne jest kompleksowe rozwiązywanie tego zagadnienia, obejmujące kierunek uprawy oraz płodozmian, uwzględniający obszernie uprawy trwałe i nawożenie organiczne, co razem spowoduje, że narastanie warstwy urodzajnej zbilansuje małe straty, których nie da się uniknąć nawet przy sposobie tarasowym.

Kanały tarasowe zbudowane i konserwowane przez systematyczne przeorywanie, powinny być obsiewane. Nie stanowią one żadnej poważnej przeszkody dla normalnych upraw polowych.

Dawniej dla przeciwdziałania erozji budowano specjalne wały, które zatrzymywały spływ wody powierzchniowej w czasie deszczów. Wały dają dość dobre rezultaty, ale budowa ich, zwłaszcza na glebach ciężkich, jest bardzo kosztowna. Przerwanie takich wałów w czasie ulew bywa katastrofalne.

Kanały tarasowe zostały ostatnio ulepszone. Nie są to tarasy w całym tego słowa znaczeniu, są to raczej drogi spływu wody, które powoli odprowadzają nadmiar wód z pól uprawnych. Taras jest (całkowicie) budowany przez przemieszczenie ziemi z wyższej części zbocza na niższą, jak widać na załączonym schemacie (rys. 1). Szeroki kanał rozprzestrzenia wodę i przez



Rys. 1. Kolejne stadia budowy kanałów typu tarasowego

to zmniejsza jej siłę wynoszenia cząstek gleby. Jeśli tylko pobudowano szeroki kanał o małym spadku, budowa wałów i innych przegród jest zbędna. Przy budowie tarasów nie dąży się do wytworzenia wyraźnych wygrzbieceń.

Przeciwnie, wygrzbiecenie kształtowane przez uprawy polowe tworzy jedną całość ze zboczem pola. Gdy patrzy się wzdłuż spadku wzgórza, tarasy dostrzega się z trudnością. Nie pozostawia się stromej skarpy na zboczu po całkowitym wybudowaniu tarasu.

W razie potrzeby, przez uzupełnienie tarasu małym wałem od niżej położonej strony pola, można uzyskać wyprostowanie tarasu. Każde przeoranie pogłębia i poszerza kanał. W ten sposób system tarasów dobrze pasuje do upraw polowych. Gwałtowna ulewa może spowodować przełanie się wody przez burtę kanału, ale nie spowoduje to poważniejszych szkód, ponieważ kanał mimo to działa w dalszym ciągu normalnie, natomiast częste przelewanie się wody jest niebezpieczne z powodu wymywania pomiędzy tarasami, oraz zamulania i przeciążania tarasów leżących poniżej. Kanał powinien mieć zdolność przejęcia całej wody spływającej do niego i odprowadzenia jej do ścieku.

Taras nie daje zadowalających rezultatów na zboczach przekraczających 15%, a na pewnych glebach tarasy nie są skuteczne przy spadkach powyżej 12%. Skuteczność zależy od gleby, rozłogu, dokładności wykonania i konserwacji kanału.

Aby zbudować tarasy trzeba po zniwelowaniu pola wytyczyć linię, po której mają biec kanały. Załączony schemat pokazuje poszczególne stadia budowy tarasu. Zaleca się używanie silnych traktorów do wyorywania tarasu dla poruszenia dostatecznej ilości gleby już w pierwszym oraniu i pozostawienia w takim stanie, aby rolnik mógł uprawiać taras w swym normalnym płodozmianie. Aby to osiągnąć, wystarcza często odwrócenie sześciu do ośmiu skib przy pomocy ciągnika o mocy 35 — 40 KM. Duże ciągniki są ekonomiczniejsze od małych.

Po ustaleniu pochylności wzgórza należy wybrać z tablicy I rozstaw tarasów. Najczęściej wybiera się odległości w poziomie. Przy użyciu tyczek i niwelatora umiejscawia się taras w poprzek spadku.

Kanały tarasowe nie muszą być budowane od razu do pełnej głębokości. Można je budować stopniowo, aż póki pojemność wodna kanału nie osiągnie wymaganych rozmiarów. Dla określenia wymaganej pojemności wodnej kanału tarasowego trzeba ustalić powierzchnię i wielkość spływu do tegoż kanału. Jeżeli wykończony kanał ma być dostatecznie pojemny, jego szerokość musi wynosić co najmniej 2 m. Kanał, nawet niedostatecznie rozbudowany, spełnia znaczną część swych zadań.

Kanał świeżo zbudowany robi wrażenie większego niż jest w rzeczywistości, do czasu, aż osiadzie ziemia wzruszona (wysztorcowana) na wałach. Prosta konserwacja kanału, polegająca na regularnym rozorywaniu, poszerza go, aż stanie się zdolny do powolnego odprowadzenia całej ilości wody, spływającej gwałtownie z pola.

Na glebach lekkich można doprowadzić do powstania kanałów tarasowych przez systematyczne wyorywanie zwykłym pługiem, ciągniętym przez konie, na glebach ciężkich natomiast użycie silnego ciągnika wydać się konieczne. Silne zadarnienie pola zmniejsza erozję, a więc i zamulanie kanału, oraz umożliwia szybkie doprowadzenie kanału do odpowiednich wymiarów.

Utrzymanie kanałów tarasowych wymaga niewiele więcej pracy od uprawy zwykłego pola. Kanały rozoruje się w ramach normalnej orki, stosowanej w danym polu. Dodatkowe rozorywanie w ciągu 2 — 3 lat od założenia kanału tarasowego (poza rozoraniem w czasie orki pola) szybko zmienia go na drogę wodną wymaganej wielkości.

Reasumując, trzeba podkreślić, że kanały tarasowe są szerokimi, płytkimi, przychwytyjącymi wodę drogami, którymi woda spływa powoli z pól uprawnych. Są one ważnym czynnikiem przeciwdziałającym erozji na polach pagórkowatych. Szerokie, płytkie kanały rozbudowuje się i utrzymuje w ramach normalnej gospodarki polowej. Są one przystosowane do użycia nowoczesnych maszyn rolniczych i prawie nie utrudniają upraw polowych w przeciwieństwie do innych typów tarasów, które najczęściej wymagają umocnień i śródpolnych, stałe zadarnionych odprowadzalników wody.

Na tle uchwał ostatniego Zjazdu PZPR, z których jedna mówi o rozszerzeniu zakresu prac wodno-melioracyjnych, wydaje się celowe jak najszybsze wypróbowanie systemu tarasowo-kanałowego w polskich warunkach. W przypadku, jeśli wyniki potwierdzają oczekiwania, kanały tarasowe mogą stać się normalnym składnikiem robót wodno-melioracyjnych, szeroko stosowanym przy przebudowie ustroju rolnego.

LITERATURA

1. Bac S. — Erozja gleb a melioracja rolna. Przegląd Melioracyjny 1939.
2. Bac S. Przyczynki do badań nad zmianą położenia powierzchni ornych gruntów lessowych. Roczniki Nauk Rolniczych i Leśnych 1928.
3. Bac S. — Wpływ pracy pługa na przemieszczanie gleb. Badania nad erozją gleb w Polsce. PWR i L 1950.
4. Bac S. i Ostromecki J. — Badania nad erozją gleb w Polsce. PWR i L 1950.
5. Czerkasow A. A. — Melioracja i sielskocchazastwiennoje wodonasabzenie. Moskwa 1939.
6. Erosion on roads and adjacent lands. U. S. Department of Agriculture.
7. Ostromecki J. — Erozja gleb jako zagadnienie melioracyjne. Gospodarka Wodna 1947.
8. Reniger A. — Próba oceny nasilenia i zasięgów potencjalnej erozji gleb w Polsce. Badania nad erozją gleb w Polsce. PWR i L 1950.
9. Reniger A. — Zalesienie i zadrzewienie śródpole jako czynnik ochrony gleb. Badania nad erozją gleb w Polsce PWR i L 1950.
10. The Nichols Terrace. U. S. Department of Agriculture.
11. Ziemiński St. — Zapobieganie i zwalczanie erozji gleb lessowych. Badania nad erozją gleb w Polsce. PWR i L 1950.

DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO

INŻ. WLADYSŁAW SAWICKI

Studnie wiercone i kopane w osiedlach wiejskich

(dokończenie)

Niektóre wiadomości dotyczące wykonawstwa studzien wierconych

Decydującym warunkiem powodzenia przy wykonywaniu budowy studzien wierconych jest posiadanie odpowiedniego sprzętu wiertniczego, materiałów i narzędzi, fachowego — o wysokich kwalifikacjach i o dużym doświadczeniu — personelu technicznego oraz należycie przyuczonego zespołu robotników wykwalifikowanych.

Znane są smutne przypadki w praktyce wiertniczej, kiedy to z powodu braku odpowiedniego sprzętu lub nienależytej obsady zespołu wiertniczego powstawały poważne straty, a zainteresowani nie otrzymali we właściwym czasie obiektu do użytku, gdyż niedociągnięcia organizacyjno-techniczne przyczyniły się do dłuższych przestojów w robocie, zbędnych prac dodatkowych, a nawet wykonywania studni od nowa.

Skład zespołu wiertniczego waha się w granicach od 5 do 8 ludzi, w zależności od głębokości i średnicy studni oraz od sposobu przeprowadzania robót. Prócz robotników, przy wykonywaniu robót obecny jest stale jeden brygadzysta (wiertacz), posiadający doświadczenie w robotach wiertniczych (VIII kat. zaszergowania).

Do zarurowania otworów używane są przeważnie rury stalowe walcowane — bez szwu, o średnicach zewnętrznych od 89 mm do 508 mm i o długości 4 do 6 m. Rury o większych długościach są mniej wygodne przy pracach wiertniczych. Połączenia rur wiertniczych uskutecznia się za pomocą gwintów jednokierunkowych wg połączeń systemu nr 1 (C.K.B.I. cz. II — 2 § 2 — Warunki techniczne wykonania robót).



Rys. 10. Schemat połączenia rur wiertniczych nr 1.

Przedstawiony na rys. 10 system nr 1 połączeń jest gładki wewnątrz, to znaczy, że przy tym systemie niezmienny jest wymiar wewnętrzny rur (światło), natomiast wymiary zewnętrzne kolumny są nieco rozszerzone w miejscach połączeń gwintowych. Bardzo ważne przy tym jest należyte oczyszczenie nagwintowania od piasku, brudu itp., ponieważ w przeciwnym przypadku łączenia rur okładzinowych będzie b. utrudnione lub wręcz niemożliwe.

Przy wierceniach maszynowych — rdzeniowych lub rotacyjnych stosowane są inne systemy połączeń (wg typów nr 2, 3, 4 i 5).

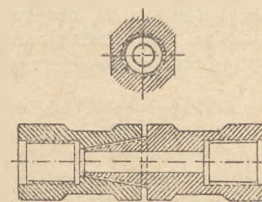
Jednym z najważniejszych narzędzi są żerdzie wiertnicze, wykonywane z grubych, pełnych pretów stalowych, o przekroju okrągłym lub kwadratowym, względnie z walcowanych rur stalowych grubościennych, o średnicy zewnętrznej od 33 do 48 mm i średnicy wewnętrznej od 23 do 36 mm. Żerdzie są łączone między sobą za pomocą gwintów i muf z wewnętrznym nagwintowaniem. Długość mufy równa się w przybliżeniu podwójnej średnicy żerdzi.

Nadmienić należy, że dostarczenie na plac budowy potrzebnej ilości i odpowiedniej wytrzymałości żerdzi jest problemem bardzo ważnym, związanym często z dużymi trudnościami, ponieważ odczuwa się na ogół poważny brak na rynku dostatecznej ilości dobrych żerdzi. Długości żerdzi (poszczególnych sztuk) mogą być różne i wahać się od 2 do 5 m. W toku robót wiertniczych celem przyspieszenia prac przy wyciąganiu i zapuszczaniu świderów są one łączone po kilka sztuk razem, tworząc tak zwane świece żerdziowe. Następnie operuje się już wydłużonymi w ten sposób odcinkami żerdzi.

Świece łączone są przy pomocy specjalnych zamków żerdziowych (złącz), pozwalających na szybsze i pewniejsze roz-

kręcanie i skręcanie poszczególnych świec. Stosowanie połączonego w sposób powyższy zespołów żerdzi umożliwia uniknięcie częstego rozkręcania ich i skręcania, co zabezpiecza nagwintowanie od szybkiego zużycia.

Stalowy zamek żerdziowy składa się ze stożka i mufy cylindrycznej. Każda z tych części posiada podwójne nagwintowanie — drobne cylindryczne z żerdziami i grubsze — stożkowe do połączenia części zamka między sobą (rys. 11). Spis narzędzi wiertniczych potrzebnych do budowy studni wierconej do głębokości 120 m podany jest w książce Kopczyńskiego¹⁾; opis narzędzi i sprzętu wiertniczego oraz sposobów wykonywania robót jest zawarty w podręczniku Czastka²⁾.



Rys. 11. Zamek do połączenia świec żerdziowych.

Po przeprowadzeniu niezbędnych prac przygotowawczych jak: dostarczenie na miejsce budowy narzędzi i materiałów, urządzenie placu budowy, ustawienie wieży wiertniczej (np. trójnogu), zainstalowanie windy budowlanej — wykonywany jest szybik dla założenia kotew. Czynność ta polega na wykopaniu dołu o wymiarach w planie 2 x 2 m i głębokości 1,5 do 1,80 m. Na dnie szybu zakładane są zwykle szyny kolejowe, na które z kolei układa się bale lub grube deski drewniane (na krzyż), po czym wszystko to zasypuje się ziemią. Przy mocowanie do zanurzonych w ziemię szyn kolejowych grube liny wypuszcza się ponad teren celem zakotwiczenia śrub ratunkowych, tzn. podnośników śrubowych, względnie innego rodzaju podnośników. Powyższe urządzenie jest niezbędne przy każdym głębszym wierceniu, ponieważ umożliwia uciskanie i wyciąganie rur wiertniczych ściśniętych w pokładzie.

Przy rozpoczęciu robót wiertniczych bardzo ważną okolicznością jest należyte zaopatrzenie dolnego końca pierwszej rury wiertniczej (okładzinowej) w odpowiedni but stalowy. Jak wiadomo, zadaniem tego stalowego pierścienia rurowego — „buta“ jest ochrona końca rur okładzinowych przed uszkodzeniem lub zgnieceniem oraz zapewnienie swobodnego przejścia kolumny rur w dół. Średnica zewnętrzna dolnej krawędzi buta powinna być o 1—2 mm większa od średnicy zewnętrznej rozszerzonej części kolumny rur wiertniczych w miejscach połączenia (wg systemu nr 1). Z dwóch typów znanych w praktyce pierścieni rurowych (butów) 1) z zębata krawędzią oraz 2) ze ściętą stożkowo gładką krawędzią zaleca się stosowanie drugiego typu, a mianowicie z gładką krawędzią na końcu, ponieważ zęby (1 typ) są bardziej narażone na zniekształcenie w przypadkach napotkania większych kamieni.

W praktyce często zamiast nasadzania specjalnego buta rozburtowywany jest dolny koniec pierwszej rury wiertniczej, z zachowaniem podanych wyżej zasad, co do wymiarów średnicy zewnętrznej rozburtowanego końca rury (o 1—2 mm większych od średnicy zewnętrznej rozszerzonej części kolumny rur wiertniczych). Należyte rozburtowanie dolnego końca pierwszej rury wiertniczej ma bardzo duże znaczenie. Przy budowie pewnego obiektu studniarskiego w 1953 r., po wywierceniu ok. 20 m odwiertu powstała konieczność wyciągnięcia wszystkich rur i rozpoczęcia robót wiertniczych na nowo, z powodu niedostatecznego rozburtowania dolnego końca pierwszej rury wiertniczej i

1) Jan Kopczyński — Studnie wiercone i kopane. 1935.

2) Jan Czastek — Wiertnictwo. 1951 oraz B. I. Wardziwowski i S. A. Wolkow — Burowoje Dielo. 1949.

niewspółmiernych trudności, powstałych wskutek powyższego przy wciskaniu rur w pokładzie.

W razie zastąpienia buta stalowego rozszerzoną stopą samej rury, z odpowiedniego końca pierwszej rury wiertniczej, posiadającego nagwintowanie zewnętrzne, odcina się krótki pierścień (z gwintowaną powierzchnią) i następnie gładki koniec rury rozburowuje się. Bardzo ważną czynnością przy rozpoczęciu robót wiertniczych jest ustawienie pierwszej rury okładzinowej ściśle pionowo.

Znane są w praktyce wypadki, w których wskutek niedokładnej pionowości odwiertu roboty były bardzo utrudnione, a niekiedy nawet wymagały zaniechania dokonanego już odwiertu i ponownego rozpoczęcia robót.

Przy budowie studzien wierconych do głębokości 120 m, a niekiedy i głębszych często jeszcze stosuje się ręczne wiercenie (obrotowe i uderowe). Często również wykonuje się roboty wiertnicze sposobem kombinowanym, tzn. przy ręcznym sposobie kruszenia skały i wciskania rur stosuje się wyciąg maszynowy (np. winda budowlana z napędem mechanicznym). Opis wiercenia mechanicznego nie należy do tematu niniejszego artykułu.

Najczęściej używanym świderem do wiercenia ręcznego w warstwach miękkich, jak gliny, ily, gliny piaszczyste lub piaski gliniaste jest świder łyżkowy. W praktyce wiertniczej używa się dużo różnych odmian tego rodzaju świderów. Średnica zewnętrzna powinna być odpowiednio dobrana do każdej dymensji rur wiertniczych.

Do wiercenia w warstwach miękkich, jak np. gliny plastyczne itp. stosuje się również świder spiralny, składający się ze spirali zakończonej u dołu dwoma wystającymi ostrzami. W czasie wiercenia świder ten zagłębia się w pokład podobnie jak korkociąg (wiercenie wykonuje się przez skręcanie świdra w prawo). Ażeby ułatwić jego wyciąganie po wypełnieniu gruntem należy w toku wiercenia co pewien czas podrywać go do góry, bowiem w przeciwnym przypadku świder może się wciąć.

Przy wierceniach w pokładach suchych często dolewa się pewne ilości wody do odwiertu, co znacznie ułatwia obracanie narzędzi wiertniczych w pokładzie oraz zwiększa siłę przyczepną okruchów przywierconych warstw do świdra.

Przy wierceniach w pokładach zwężliwych wykonawcy często nie wciskają rur wiertniczych bezpośrednio w ślad za pogłębieniem otworu, lecz stosując świdry o średnicach większych od średnic rur okładzinowych (wiercniczych) wiercą do głębokości kilkunastu, a niekiedy i więcej metrów bez rurowania, po czym dopiero wciskają rury.

W warstwach twardych, w których wiercenie obrotowe ręczne nie dałoby należytego efektu, stosuje się wiercenie uderowe przy pomocy różnego rodzaju dłu. W warstwach średniej twardości używane są np. dłuta ekscentryczne posiadające łopatę i ostrze zbudowane (umieszczone) niesymetrycznie względem osi, wskutek czego dłuta takie tworzą otwór o średnicy większej niż długość ostrza (wymiaru poprzecznego dłuta).

Do rozbijania większych głazów stosowane są często dłuta piramidalne. Celem zwiększenia siły uderu używane są stalowe obciążniki. Jako przykład można podać, że przy wierceniu studni dla pewnej spółdzielni produkcyjnej w 1953 r. napotkano w otworze na kamień (granit) o wielkości wiadra. Przez kilka dni zespół wiertniczy nie mógł usunąć tej przeszkody. Dopiero po zastosowaniu bardzo ciężkiego obciążnika udało się kamień rozłupać.

Wiercenie uderowe przy pomocy dłuta umożliwia kruszenie skały, lecz ujęcie okruchów skalnych (urobku) z dna otworu dokonuje się przy pomocy łyżki — czapadła z zaworem, popularnie zwanej „szlamówką”.

W warstwach luźnych, błotnistych i w kurzawkach stosowane są łyżki (szlamówki) z zaworem kłapowym lub kulowym u dołu.

Przy wierceniach za pomocą łyżki, tzn. napełnianiu łyżki gruntem na dnie otworu należy uważać aby nie nastąpiło jej przepełnienie i wyrzucenie gruntu przez górną krawędź, co może spowodować zaciśnięcie łyżki w rurach okładzinowych (wiercniczych).

Przy wierceniu odwiertów w kurzawkach używa się łyżki (szlamówki) o nieco mniejszej średnicy niż normalny wymiar dla danej dymensji rur okładzinowych, aby nie nastąpiło zjawisko zasysania gruntu do rur okładzinowych. W wielu przypad-

kach przy wierceniu w kurzawkach tworzą się tak zwane korki piaszczyste podnoszące się w rurach. Dla uniknięcia tworzenia takiego korka odwiert wypełnia się wodą lub płuczką iłową, utrzymując poziom wody blisko powierzchni terenu.

W niektórych przypadkach zapobiega się tworzeniu korków przez wrzucanie do odwiertu brył z gliny, co powoduje przemieszczenie tej gliny z piaskiem na dnie odwiertu.

Jako ilustracja poniżej podany jest wycinek ze sprawozdania dotyczącego wiercenia studni wykonanej w 1952 r. przy głębokości 45 m.

..... „Na głębokości 39 m pokazał się piasek biały, drobnoziarnisty obfity w wodę. Po dojściu do tego piasku (kurzawki) zaczął tworzyć tzw. korek, tzn. że piasek wraz z wodą wybijał się do góry o 5 m. Szlamowano dalej, lecz korek ten prawie się nie zmniejszał. W ten sposób przewiercono 5 m tej warstwy. Następnie „zasklepiono” studnię, tzn. że wiano do otworu wodę i dzięki temu korek udało się zlikwidować”.

W kurzawkach i gruntach sypkich jednocześnie z pogłębieniem odwiertu wykonywane jest zarurowanie otworu, przy czym śledzić należy, aby but rur wiertniczych zawsze wyprzedzał łyżkę wiertniczą (szlamówkę).

Przy wierceniu w suchych piaskach stosuje się podlewanie wody oraz dorzucanie gliny do odwiertu przed opuszczaniem narzędzi wiertniczych. W tym przypadku możliwe jest wywiercenie odwiertu nieco poniżej buta rur okładzinowych, czyli świder wiertniczy może wyprzedzać but rur wiertniczych.

W różnych pokładach gruntu wykonywane jest dość często wiercenie płuczkowe, co znacznie ułatwia i przyspiesza roboty wiertnicze. Przy wierceniach płuczkowych okruchoy skalne z dna otworu usuwa i wynosi na powierzchnię płuczka iłowa lub wtłaczana przy pomocy pompy do otworu wodą.

Niezbędnym warunkiem przy wierceniu płuczkowym jest stosowanie żerdzi rurowych i zamków (złącz) posiadających ciągły otwór, ponieważ płuczkę pompuje się do dna odwiertu przez te rury.

Jak powszechnie wiadomo, głębsze wiercenia nie mogą być wykonywane na całej głębokości jedną średnicą rur wiertniczych, ze względu na rosnący opór tarcia wzdłuż wciskanych w pokłady rur. Gdy opór tarcia wzrośnie tak, że dalsze zapuszczanie rur jest utrudnione, wprowadza się wewnątrz danej kolumny węższe rury, ustawione teleskopowo. Długość każdej kolumny rur o niezmienniej średnicy wynosi średnio od 20 do 35 m. Niekiedy mają miejsce odchylenia od tych granic.

Zmianie średnicy rur poszczególnych dymensji należy przeprowadzać w warstwach gliny, gdyż w warstwach piaszczystych — sypkich piasek przedostaje się od wnętrza pierwszego odcinka do przestrzeni międzyrurowej i tarcie zatrzymuje rurę wewnętrzną.

Jeżeli na głębokości odpowiadającej miejscu przejścia na mniejszą dymensję rur wiertniczych jest warstwa piaszczysta (nie ma pokładu zwężliwego — nierzepuszczalnego), to należy wprowadzać do otworu glinę z zewnątrz w postaci brył, tworząc w ten sposób w otworze warstwę gliny o grubości 2 — 3 m.

W celu izolacji (zamknięcia) górnych warstw wodonośnych od warstw wodonośnej, przewidzianej do wykorzystania, czyli celem zapobieżenia przesąkaniu wody grunтовой wzdłuż zewnętrznej powierzchni rur, stosuje się również zamknięcie wód przy pomocy glinowania lub cementowania. Użyta glina powinna być dostatecznie tłusta, a więc wolna od domieszek piasku. Z gliny tej, zwilżonej wodą, wyrabiane jest gęste ciasto (zaprawa), która w postaci brył wprowadza się do otworu. Wskazane jest stosowanie specjalnych łyżek (szlamówek) z odrzucaniem dnem. Po wprowadzeniu do odwiertu zawartości 3 — 4 łyżek, glinę ubija się, powtarzając tę czynność, aż do stworzenia w otworze nieprzepuszczalnej warstwy o odpowiedniej grubości.

Najprostszymi studniami rurowymi są studnie abiswńskie (świdrowe), inaczej zwane nortonowskimi. Studnie te stosowane są przy ujęciach wody z warstw wodonośnych, położonych stosunkowo płytko — do głębokości 10 — 15 m i nadają się do zaopatrzenia w wodę pojedynczych posesji lub grup domów. Przy tego rodzaju studni rur wznoszone są jednocześnie rurami wiertniczymi i studziennymi, a średnice ich są niewielkie od 1" do 2". Wydajność studzien abiswńskich nie przekracza 80 l/min. (na ogół wahają się od 15 do 80 l/min).

Warunkiem umożliwiającym pomyslną budowę studzien abiswńskich — sposobem unoszczonej — jest posiadanie dokładnego rozeznania geologii terenu i pewności, że na nieznacznej

głębokości (do 12 — 15 m) napotka się odpowiednią warstwę wodonośną. W przeciwnych przypadkach należy wiercić studnię przy pomocy rur wiertniczych o większych średnicach, a następnie zakładać rury o średnicy 1 i $1/2$ — 2" i ewentualnie wyciągać rury wiertnicze.

Po ukończeniu robót wiertniczych i po przeprowadzeniu próbnego pompowania wykonawca powinien dostarczyć inwestorowi:

- 3 odbitki konstrukcji i profilu geologicznego studni z oznaczeniem zarzucenia i z podaniem rzędnej wierzchu i spodu każdej kolumny rur i filtru, wraz z rurami nad. i podfiltrowymi oraz miejsca i rodzaju uszczelnienia, kolejności i grubości pokładów ze wskazaniem poziomu wody itp.;

- próbki przewierconych pokładów w dwóch kompletach;
- dziennik robót;
- wykres wydajności oparty na wynikach pompowania próbnego.

W końcu należy zaznaczyć, że przy robotach wiertniczych zagadnienie bezpieczeństwa i ochrony pracy jest ogromnie ważne i wykonawca robót powinien skrupulatnie przestrzegać obowiązujących w tym zakresie przepisów.

U w a g a: Sprawy budowy, zakładania i eksploatacji filtrów nie są poruszone, ponieważ temat ten był niejednokrotnie omawiany na łamach „Gospodarki Wodnej”.

MGR STANISŁAW RADZISZEWSKI

Rzecz o przekopaniu kanału osuszającego w Rydzynie w 1780 roku

Chodzi tu o przekopanie 2,5-kilometrowego kanału odpływowego w celu odwodnienia łąk w jednym z folwarków księcia Augusta Sułkowskiego w Rydzynie (woj. poznańskie). Współprojektantem i wykonawcą robót przy budowie tego kanału był młody jeszcze wówczas Michał Sokołnicki (1760 — 1816), późniejszy inżynier wojskowy, uczestnik Insurekcji Kościuszkowskiej i jeden z najzdolniejszych generałów wojsk Księstwa Warszawskiego. Sokołnicki był zapalonym technikiem; po ukończeniu w 1780 r. Szkoły Rycerskiej wyjechał na kilkuletnie studia inżynierskie za granicę, następnie, jako kapitan koronnego Korpusu Inżynierów, otrzymał od króla Stanisława Augusta misję założenia w Wilnie wraz z płk. Jakubem Jasińskim litewskiego Korpusu Inżynierów, gdzie został wykładowcą. Wkrótce potem (1791) wyjechał z rozkazu litewskiej Komisji Wojskowej do Saksonii w celu dokonania studiów w zakresie hydrografii. Po wróceniu po roku, przywoząc bardzo bogaty materiał opisowy i graficzny oraz wiele cennych projektów. Wojna 1792 r., Insurekcja, rozbiory Polski i wieloletnia tułaczka legionowa przekreśliły jego prace i zamierzenia techniczne i zgotowały mu karierę, wybitnego zresztą dowódcy.

Dziedziną najbardziej interesującą go było wszelkiego rodzaju budownictwo wodne, któremu poświęcał dużo uwagi nawet wtedy, kiedy jego obowiązki niewiele z techniką miały wspólnego. Był autorem kilkunastu różnych pomysłów technicznych, niekiedy na skutek amatorskiego podejrzenia i wysokich ambicji nieudanych, ale zawsze świadczących o żywej wyobraźni i niepospolitym talencie. Monografia poświęcona sylwetce tego inżyniera i całość jego działalności technicznej jest obecnie w opracowaniu. Niniejszy artykuł stanowi fragment tej monografii¹⁾.

Przekopanie kanału w Rydzynie było pierwszym sukcesem Sokołnickiego i ze względu na oryginalną technikę zasługuje na omówienie. A było to tak:

Sokołnicki, niedawno promowany dwudziestoletni porucznik, gościł u księcia po nagłej śmierci swoich rodziców. Ojciec jego, podkomorzy gnieźnieński, był jednocześnie dzierżawcą jednego z majątków księcia Sułkowskiego. W czasie obiadu książę zaczął się gościom zwierzać, że chciałby przeprowadzić kanał osuszający na jednym ze swych folwarków, ale powstrzymuje go wygórowana suma kilkudziesięciu tysięcy dukatów, które przedsiębiorcy za przekopanie żądali oraz nieuniknione, ich zdaniem, rozłożenie prac aż na cztery letnie sezony. Książę uważał, że te żądania były nieuzasadnione. Co zatem zrobić?

Goście wypowiadali się kolejno, ale nie umieli księciu nic doradzić. Wtedy dziesięcioletniemu Józefowi Sułkowskiemu, wychowankowi księcia (późniejszy generał napoleoński, który zginął w czasie wyprawy do Egiptu) nasunął się pewien pomysł. Przeczekał aż wszyscy skończą i zapytał, czy nie byłoby lepiej przeprowadzić tych prac w zimie, kiedy zamrażniętą ziemię będzie można wydobywać blokami jak łomy kamienia. Transport będzie przez to łatwiejszy i szybszy, a chłopci będą mieli: zdrowsze (!) warunki pracy niż w upalne lato. Wszystko będzie tańsze, bo ludzie w zimie i tak niewiele mają do roboty.

Propozycje Józefa spotkały się z niedowierzaniem zebranych.

1) Michał Sokołnicki — Notice historique sur un canal dessèchement exécuté en Pologne, en 1780. Lettre dans la séance de la Société d'Encouragement de l'industrie nationale l'an 24 prairial l'an XII. Paryż.

Chłopiec, tolerowany w towarzystwie z woli księcia, dziecko nieślubne, nie mógł być przecież mądrzejszy od wszystkich. Poparł go jedynie Sokołnicki. Od razu zorientował się, że pomysł jego małego przyjaciela jest słuszny i użył całej siły swych argumentów technicznych, aby księcia Sułkowskiego przekonać o słuszności pomysłu. Książę nieoczekiwanie zgodził się i powierzył dwu młodym głowom wykonanie roboty. Nie miał w zasadzie nic do stracenia, do uzyskania zaś wszystko.

Ponieważ było jeszcze lato, Sokołnicki przeszedł z Józefem kurs geometrii, zdjął z nim nawet mapę odpowiedniego terenu, zbadał dokładnie grunt, obmyślił plan robót i sposób ich wykonania, tak aby pochłonęły jak najmniej wysiłku.

Jesienią Sokołnicki wykonał prace przygotowawcze. Dobrał sobie dwudziestu chłopów i dokładnie pouczył ich, co mają robić. Kanał z górą 2700 m długości, 1,96 m szerokości i 1,30 m głębokości, miał przebiegać przez podmokłą łąkę i ściągać wodę do nieco niżej położonego stawu. Na gruncie wzdłuż trasy przyszłego kanału Sokołnicki kazał wyorać i pogłębić rydlami trzy równoległe rowki wyznaczające szerokość kanału. Głębokość rowków wynosiła około 44 cm, a ich szerokość mniej więcej 22 cm. Następnie kazał wykonać takie same rowki poprzeczne i w ten sposób otrzymał podwójny rząd kwadratów, każdy o boku 0,975 m, licząc od osi rowka.

Wykopaną ziemię ułożono na brzegach każdego kwadratu, tworząc coś w rodzaju płaskiego, czworokątnego leja, wszystkie zaś rowki wypełniono gnojem. Co 200 m porobiono po obu stronach kanału prostopadłe wykopy schodzące łagodnym spadkiem do jego przyszłego dna i również wyłożono gnojem. Przekrój wykopu miał w najgłębszym miejscu takie same wymiary, jak przekrój kanału.

Wszystkie te prace wykonano w ciągu 13 dni, przy oraniu i wożeniu gnoju z czterech zaprzęgów.

Gdy mróz ściał już ziemię dostatecznie, zabrano się do dzieła. Sokołnicki zwiększył swoją załogę do 48 ludzi, podzielił ich na 8 zespołów, przydzielił każdemu zespołowi dwa cztero-konne zaprzęgi (sanie), objaśnił kolejność pracy i przystąpił do roboty od razu w ośmiu miejscach na całej trasie kanału. Usunięto gnoj z rowków i odsłonięto boczne ściany pierwszych dwóch bloków oddzielonych od siebie tylko w jednej trzeciej swej wysokości. Jeden człowiek z każdej szóstki specjalną motyką podkopywał blok tuż przy „dnie” kanału, drugi wyrzucał tę ziemię do odgarniętego spod śniegu leja na powierzchni bloku. Dwóch następnych odrzucało gnoj z rowków dookoła bloku. Gdy podkop pod całym blokiem był gotów, wrzucano tam trochę śniegu, po czym jeden z wozaków wsuwał do podkopu niskie sanie. Wtedy ci dwaj na górze, do których dołączał się jeszcze któryś z dołu, uderzali w dno rowków okutymi dębowymi drągami, jak małym taranem i blok własnym ciężarem urywał się i osiadał na saniach. Czterokonny zaprzęg bez większego wysiłku wyjeżdżał wówczas z pochyłego wykopu, cała czwórka zabierała się do następnego podkopu, a drugi wozak ściągał sanie i przygotowywał zaprzęg.

Ziemię wozacy odwozili na odległość około 400 m i zwalali ją na rozległe nieużytki z lotnych piasków.

Ponieważ z każdej pary bloków tylko pierwszy wisiał, po podkopaniu, na trzech ścianach, drugi zaś tylko na dwóch i to sąsiadujących ze sobą, Sokołnicki zastosował dźwignię z belek,

co zapobiegało przedwczesnemu oderwaniu się bloku lub jego części, a równocześnie zapewniało jego właściwe pionowe osiadanie i hamowało pierwszy impet, który groził rozbiciem się bloku i wgnieceniem się do miękkiej ziemi. Dźwignie ułatwiały również wysunięcie bloków w kierunku poziomym.

Każdy zespół wykopywał i odwoził średnio 14 bloków dziennie: 8 do południa i 6 do wieczora. Roboty trwały od 15 listopada do 10 lutego, tj. 87 dni nie licząc dni odwilży i licznych w tym czasie świąt, na które Sokolnicki bardzo narzekał. Łącznie wydobyto około 5600 bloków. Sokolnicki nie zmarnował jednak nawet tych dni, w których pogoda nie dopisała. Wykorzystywał je do podkopywania, wyrzucania gnoju z rowków, tak że gdy mróz przychodził znowu, wykonywano znacznie więcej roboty niż zwykle.

Debiut młodego inżyniera był bardzo udany. Całkowity koszt wykopania kanału wyniósł (jak później wykazał) około 9000 franków, wliczając w to kupno odpowiednich narzędzi oraz większej ilości wódki, którą co dzień chłopom rozdawano na rozgrzewkę. Przedsiębiorcy natomiast żądali 150 tys. franków. Sokolnicki również uważał, że jest to suma wygórowana i obliczył później, że nawet przy rozłożeniu prac na cztery letnie sezony, jak chcieli przedsiębiorcy, koszt wszystkich robót wyniósłby tylko 85 tys. franków.

Roboty wykonane pod kierunkiem Sokolnickiego pochłonięły 2260 dni pracy ludzkiej i 3408 dni pracy koni w stosunku do zawrotnej ilości 32000 dni pracy ludzkiej i 2490 dni pracy koni, które analogicznie byłyby jego zdaniem potrzebne przedsiębiorcom. Żądanie przez nich 80 000 dni pracy ludzkiej (200 ludzi przez cały sezon) i 16 000 dni pracy koni było więc istniejąco nieuzasadnione.

Realna oszczędność pracy ludzkiej była więc czterdziestokrotna!

Skorzystał na tym oczywiście tylko książę. Poza zmniejszenie kosztów do jednej piętnastej poprzednio wymaganej sumy i nie zmniejszoną ilością chłopów pańszczyźnianych do robót w polu, uzyskał przeszło 8 ha gruntów ornych w miejscu, przysypanych nawozem i wywiezioną ziemią, piaszczystych nieużytków oraz odwodnienie ogromnej połaci podmokłych pól sąsiadujących z kanałem, leżących już od 30 lat odłogiem. Jaka była

ich powierzchnia, tego Sokolnicki nie podaje, wiedząc jednak z praktyki, z jakiej odległości tej wielkości kanał mógł ściągnąć wodę, można przypuścić, że odwodniony został pas szerokości 200 m, a więc około 50 ha. Samo proso, które obrodziło na tym ośmiohektarowym dawnym nieużytku pokryło większą część kosztów budowy kanału, nie mówiąc już o udanej pszenicy na odwodnionym odłogu. W sumie dodatkowe zbiory z nowych gruntów w jednym tylko następnym roku wielokrotnie zwróciły księciu poniesione koszty.

Zastosowanie tego pomysłu było niewątpliwie wielką rewelacją techniczną, ale szybko o niej zapomniano. Natomiast za granicą pomysł ten spotkał się z uznaniem. Gdy mianowicie w 10 lat później Sokolnicki, jako inżynier hydrograf, zwiedzał Saksonię, zetknął się tam z inżynierem Mende, który stawał wówczas na rzece Unstrut, na długości 21 mil niemieckich, 18 śluz podwójnych. Widząc, że inżynier prowadzi szereg robót ziemnych, Sokolnicki wspominał mu o swoim sukcesie rydzyńskim i radził mu nadchodzące mrozy wykorzystać.

Jakoż Mende zapalił się do nowej metody, i w kilka miesięcy przysłał Sokolnickiemu obszerny list z opisem robót zimowych i wyrazami uznania. Dostosowując się do odmiennych warunków, Mende zmienił nieco metodę pracy: a) przy bardziej zbitym gruncie musiał bloki oddzielać starannie, a pierwsze z nich przygotowywał do zamarznięcia nawet od spodu, b) znaczna szerokość i niewielka długość wykopów na śluzę zmusiła go do stworzenia dostępu z różnych stron, aby móc za trudnić od razu kilka zespołów, c) przy głębokości wykopu wynoszącej 1,95 m i znacznie cięższej ziemi zdecydował się nadawać blokom powierzchnię górną nie większą niż ćwierć metra kwadratowego, wreszcie d) z braku odpowiedniej sanny, zastosował małe platformy na żelaznych kółkach do przesuwania po drewnianym torze.

Mende przyznawał w liście, że metoda ta dała bardzo zadowalające wyniki. Metoda ta ma szczególne zastosowanie tam, gdzie grunt jest mokry lub syki.

Dla Sokolnickiego sukces rydzyński miał duże znaczenie. Przesądził ostatecznie o kierunku jego zainteresowań technicznych i wpoił wiarę we własne siły.

DZIAŁ V — EKSPLOATACJA

PROF. DR INŻ. JAN WIERZBICKI

Wykorzystanie rolnicze ścieków przemysłu spożywczego

Zagadnienie użytkowania ścieków przemysłowych do nawodnienia upraw rolnych, poruszone ogólnie w artykule pt. „Możliwości wykorzystania rolniczego przemysłowych wód ściekowych”¹⁾, zostaje omówione bardziej szczegółowo w odniesieniu do ścieków przemysłu spożywczego. Równocześnie autor przytacza przykłady użytkowania tego rodzaju ścieków.

Rolnicze użytkowanie ścieków przemysłu spożywczego ma duże znaczenie dla gospodarki narodowej, a to ze względu na znaczną zawartość cennych składników pokarmowych zawartych w tych ściekach. Np. ścieki z krochmalni przerabiającej ziemniaki, w porównaniu ze ściekami miejskimi, zawierają dwukrotnie więcej azotu ogólnego, trzykrotnie więcej związków fosforu i prawie czterokrotnie więcej potasu (tablica I). W wielu przypadkach zbyt skoncentrowane ścieki przemysłu spożywczego, m. in. ścieki z drożdżowni i rzeźni, należy rozcieńczać wodą.

W warunkach wiejskich, w jakich zazwyczaj znajdują się zakłady przemysłu spożywczego, rolnicze wykorzystanie wód ściekowych jest szczególnie ułatwione dzięki rozporządzaniu terenami o dostatecznej powierzchni, blisko położonymi, a często dzięki możliwości grawitacyjnego skierowania ścieków, pozwalający na uniknięcie konieczności kosztownego pompowania.

Ścieki z cukrowni, a również gorzelni, krochmalni i innych zakładów przerabiających ziemniaki, mogą być wykorzystane jedynie w okresie kampanii, trwającej zazwyczaj od października do grudnia względnie lutego włącznie, a więc w okresie, gdy zwilżanie gleby nie jest potrzebne. Jedynie wartość nawozowa omawianych ścieków może być wykorzystana.

Zawartość składników pokarmowych waha się w szerokich granicach i zależy od warunków technologicznych oraz od rozcieńczenia ścieków. Np. podczas przeprowadzanych badań nad wykorzystaniem rolniczych ścieków krochmalnianych za pomocą deszczowania w 1937 r. pod Gorzowem n. Wartą (Rheinwald H. (8)) zawartość składników wahała się w granicach podanych w tabl II.

Oprócz zawartości cennych dla rolnika składników pokarmowych: azotu, potasu i fosforu, wody ściekowe zawierają różne substancje organiczne, które wzbogacają glebę w próchnicę, co decyduje, jak wiadomo, o urodzajności gleby. W przeprowadzonych wielokrotnie doświadczeniach z nawodnianiem czystymi wodami i dodatkowym nawodnieniem sztucznym nawozami mineralnymi oraz wodami ściekowymi bez dodatku jakichkolwiek nawozów, uzyskiwano, nawodniając tymi wodami, wyższe plony, co tłumaczy się wartością stymulującą wód ściekowych oraz zawartością w nich mikroelementów potrzebnych do rozwoju roślin. Np. brudne wody Neru wybitnie dodatnio wpływają na rozwój traw nawodnianych, pomimo stosunkowo nieznacznej zawartości fosforu (ok. 3,5% P_2O_5 w 1 m³) w tych wodach. Tego rodzaju działanie tłumaczy się wzbogaceniem gleby w próchnicę i bodźcami fizjologicznymi, wpływającymi korzystnie na zwiększenie plonu traw.

¹⁾ Gospodarka Wodna Nr 9/53.

TABLICA I. Przeciętna, orientacyjna wartość (w g/m³ ścieków) składników pokarmowych w ściekach przemysłu spożywczego.

Zakład przemysłowy	N azot ogólny	K ₂ O	P ₂ O ₅	CaO
Cukrownie				
ścieki zmieszane	30	50	10	170
Browary i słodownie				
ścieki zmieszane	16	20	5	65
Krochmalnie				
przerób ziemniaków	140	213	57	50
ścieki zmieszane	250	600	170	90
Drożdżownie				
przerób męlasu	520	1520	200	nie oznaczono
ścieki zmieszane				
Mleczarnie				
ścieki zmieszane	70	20	24	zależnie od wody używanej w zakładzie
Gorzelnie				
ścieki zmieszane	32	nie oznaczono	21	nie oznaczono
Rzeźnie				
ścieki zmieszane	290	142	102	302
Ścieki miejskie (= sanitarne)	80	60	20	75

TABLICA II

Składnik	Zawartość w g/m ³	Przeciętna zawartość g/m ³
Azot ogólny	150 — 340	260
K ₂ O	80 — 440	400
P ₂ O ₅	50 — 75	70
CaO	110 — 230	150
Cl	19 — 61	5

Rozważając wykorzystanie rolnicze ścieków przemysłu spożywczego, na pierwszym miejscu należy wymienić ścieki cukrownicze. Ścieki te, w objętości ok. 70 mln. m³ rocznie z ok. 80 cukrowni, rozrzuconych po całym kraju, mogą być wykorzystane z dużym pożytkiem, jak podają przykłady poniżej przytoczone.

Objętość ścieków przy produkcji cukru buraczanego jest znaczna i odpowiada 1300 — 1800% wagi przerobionych buraków. Wg Pietrzykowskiego (6) wody ściekowe z cukrowni można podzielić na trzy kategorie:

- | | |
|---|-----------|
| | % |
| 1. wody nieznacznie albo wcale nie zanieczyszczone (skropliny, wody z chłodni itp.) . . . | 470 — 625 |
| 2. wody zanieczyszczone mechanicznie (ze splawiających i płuczek) . . . | 650 — 900 |
| 3. wody silnie zanieczyszczone chemicznie (z dyfuzorów, wyłmaczek, płuczki gazowej, pralni serwet itp.) . . . | 250 — 300 |

Razem 1370 — 1825

Pierwszy rodzaj wód ściekowych zazwyczaj jest zawracany i powtórnie użytkowany. Ścieki zmieszane obejmują przede wszystkim drugą kategorię, zmienia się w szerokich granicach zależnie od rodzaju gleby, z której zebrano buraki, a w pewnej mierze również od przebiegu pogody w okresie zbioru.

Ścieki z cukrowni muszą być użytkowane w stanie świeżym, bowiem dzięki dużej zawartości węglowodanów, ulegających łatwo fermentacji kwaśnym, wytwarzają się kwasy nie dopusz-

czające do rozwoju bakterii mineralizujących związki organiczne, zawarte w ściekach.

Tylko około 15% cukrowni położonych w Polsce użytkuje swoje ścieki do nawodniania upraw rolniczych. Najdawniej, bo od 1885 r., użytkowane są ścieki cukrowni Jawor na Dolnym Śląsku do nawodnienia 24 ha łąk nadrzecznych drenowanych. Nawodniania prowadzone są za pomocą rowów rozlewowych, biegnących wzdłuż wzniesień terenu i zaopatrzonych w zastawki. Glebę łąk nawodnianych stanowią ciężkie mady ilaste o zawartości cząstek spławialnych 50% i więcej. Pomimo ciężkiej gleby i sztucznego obciążenia (ok. 28 mm rocznie), wyniki plonowania traw są dobre, znacznie lepsze niż na obok położonych łąkach nie nawodnianych.

Cukrownia Kościan użytkuje swoje wody ściekowe od 1930 r. do nawodniania 107 ha łąk położonych nad rz. Odrą. Łąki są nawodniane zalewowo przy przeciętnym obciążeniu rocznym 580 mm. Ze względu na nierówności terenu, różną głębokość i czas trwania zalewu, rodzaj traw jest niejednorodny: w miejscach położonych niżej trawy giną, a miejsca wyższe w ogóle nie są zalewane. Na terenie o średniej wysokości zalewu trawy, dają dobre zbiory, zarówno ilościowo, jak i jakościowo.

Do najnowszych i największych urządzeń należy nawodnianie 150 ha łąk w dolinie rz. Bawoi ściekami z cukrowni Złotarska, koło Kamieńca. Przed nawodnianiem, tj. do 1951 r. nadrzeczne łąki, położone na ubogiej płaszczystej glebie, dawały niskie plony, siano: 10 — 20 q/ha rocznie. W okresie posuchy poziom zwierciadła wody obniżał się do 40 m, a nawodnienie nie było możliwe, ze względu na wysycenie rz. Bawoi, odwodniającej, w miejscu ujęcia wody, zwierzę o powierzchni ok. 150 km². Dzięki, niestety, a następnie dzięki realizacji projektu mgr inż. F. Stryjewskiego Kierownika Miejscowego Zarządu Wodno-Melioracyjnego, rozpoczęto od 1951 r. systematyczne jesienne nawodnianie ściekami 150 ha łąk, co stało się możliwe po wykonaniu 0,4 km długiego doprowadzalnika oraz po wybudowaniu 5 jazów piętrzących wody rz. Bawoi, na odcinku 0,8-kilometrowym.

Ze względu na stosunkowo nieznaczną objętość wód ściekowych (200 — 500 tysięcy m³ w okresie kampanii), wysokość normalnego nawodniającej jest niska i zawiera się w granicach 200 — 500 mm/ha, tj. 200 — 500 mm, zależnie od poziomu wody gruntowej na łące. Dzięki nawodnianiu wysokość zbioru siano wzrosła 3 — 4-krotnie, przy czym równocześnie nastąpiła wyraźna poprawa botanicznego składu runi i gatunki posrebrne oraz chwasty są stopniowo wypierane przez trawy o wysokiej wartości paszowej, m. in. przez wiechlankę łąkową, mianę i koniczynę białą.

Ścieki z browarów i słodowni stanowią ok. 20% ogólnej objętości ścieków cukrownianych, a objętość ich jest 20 — 60-krotnie większa od objętości wyprodukowanego piwa. Praca browaru i słodowni nie jest pracą ciągłą, wskutek czego nie tylko objętość, ale również skład ścieków zmienia się w znacznych granicach w ciągu doby oraz ciągu dłuższych okresów czasu. Ścieki piwowarskie zawierają drożdże a również więcej cukrów aniżeli ścieki miejskie, dzięki czemu skłonne są do fermentacji kwasnych. W związku ze znaczną zawartością węglowodanów, biologiczne zapotrzebowanie tleni ścieków przemysłu piwowarskiego jest wyższe niż normalnych ścieków miejskich. Podczas gdy BZT₅ ścieków miejskich zawiera się w granicach 100 — 400 mg O₂/l, to BZT₅ jednego z browarów w południowej Polsce wynosiło się wartością 300 — 400 mg O₂/l.

Ścieki z browarów i słodowni zawierają stosunkowo nieznacznie ilość składników pokarmowych (tablica I). Jednak przy zastosowaniu niewygórowanej normy nawodniającej 800 mm, można osiągnąć poważne zwiększenie plonu, jak to podaje obliczenie:

Wraz ze ściekami zostaje rocznie doprowadzone:

0,016 · 8000 = 128 kg/ha azotu ogólnego,

0,020 · 8000 = 160 kg/ha potasu, jako F₂O,

0,005 · 8000 = 40 kg/ha fosforu, jako F₂O₅.

Stosunek tych składników w ściekach N : K₂O : P₂O₅ = 3,2 : 4 : 1.

Stosunek ten dla siana jest bardzo zbliżony: 3,4 : 3,4 : 1.

Według Kreutza (Handbuch der Landwirtschaftlichen Abwasserwertung), w 100 q siana mieści się następująca ilość składników pokarmowych: N — 200 kg, K₂O — 200 kg, P₂O₅ — 60 kg. Ponieważ składniki te występują w ściekach pi-

wowarskich w znacznym rozcieńczeniu, a wysokość dawek nawodniających 800 mm nie jest wygórowana, przeto można przyjąć, zgodnie z wynikami doświadczeń Zunkera w Szewcach pod Wrocławiem w latach 1926 — 1934, że składniki te zostaną wykorzystane w 100%. W tym przypadku, przyjmując za podstawę składnik występujący w najmniejszej ilości, zwykła plon wyniesie:

$$100 \cdot 40 = 66,6 \text{ q, w zaokrągleniu: } 65 \text{ q siana w 1 ha.}$$

Gdy ścieki piwowarskie są wykorzystywane rolniczo, trzeba je doprowadzać na pola nawodniane w stanie świeżym, a same nawodniania należy przeprowadzać ostrożnie, aby gleba pól nie uległa zakwaszeniu. Aby nie dopuścić do rychłego wystąpienia procesów gnilnych oraz ze względu na dosyć obfitą zawartość zawiesziny, uciążliwej przy rolniczym wykorzystaniu wód ściekowych, ścieki piwowarskie, przed skierowaniem na pola nawodniane, powinny być wapnowane w takim stopniu, aby w ciągu 1 — 2 dni (zależnie od miejscowych warunków) nie uległy kwaśnej fermentacji. Następnie ścieki te należy poddać procesowi wstępnego oczyszczania w osadnikach świeżowodnych, przy prędkości przepływu ok. 8 mm/sek. Gdy nawodnianie odbywa się za pomocą deszczowania, oczyszczanie wstępne nie jest konieczne.

Krochmalnie odprowadzają znaczne objętości wód ściekowych: na każde 100 q przerobionych ziemniaków 40 — 60 m³ wody z płuczek, 70 — 120 m³ wody owocowej i 7 — 22 m³ wody z przemycania krochmalu.

Biochemiczne zapotrzebowanie tlenu jest duże i wynosi:

wody z płuczek i spławiaków: 120 — 180 mg O₂/l,

wody owocowe 1700 — 2700 mg O₂/l.

Wody ściekowe z krochmalni szkodliwie działają na odbiornik i nie powinny być bez pełnego oczyszczenia odprowadzane do wód powierzchniowych. Jednocześnie ścieki powstałe przy produkcji krochmalu ziemniaczanego zawierają w pokażnej ilości cenne składniki pokarmowe, jak to podaje tabl. I.

Wartość nawozowa ścieków z krochmalni jest doceniana od kilku dziesiątków lat i ścieki te są w licznych przypadkach użytkowane rolniczo. Na ogólną ilość 50 wytwórni krochmalu biorących udział w ankiecie 1929 r. — 30 wykorzystywało ścieki do nawodnień nawożących upraw rolnych (przede wszystkim łąk) i stawów rybnych w Polsce, nawodniając łącznie 810 ha (Myslakowski (5)). Sztuczne biologiczne oczyszczanie wód ściekowych z krochmalni jest kosztowne i niewspółmiernie obciąża koszty produkcji (Sznioł (10)). Rolnicze wykorzystanie tych wód, jak stwierdza wielokrotna praktyka, daje dobre wyniki i oczyszczanie ścieków krochmalniczych w połączeniu z rolniczym wykorzystaniem jest technicznie i gospodarczo całkowicie uzasadnione.

Nawodniania deszczownicami w 1937 r. koło Gorzowa n. Wartą na powierzchni 600 ha przy przeciętnej normie nawodniającej 75 mm¹) wykazały, że jedynie na polach, na których stosowano wyższe normy, uzyskano znacznie większą zwykłą plonu (Langguth (4)):

przy normie 100 mm żyto ozime 29% w ziarnie i 44% w słomie

przy normie 200 mm zboża jare 25% w ziarnie i 85% w słomie

przy normie 200 mm ziemniaki 31% w kłębach.

Zwykła plonu traw nawodnionych na 14 ha łąk, jak podaje Myslakowski (5), przy zastosowaniu bruzdowego nawodniania wodami ściekowymi jednej z krochmalni k. Poznania, w okresie międzywojennym, była znacznie większa: przeciętny zbiór wynosił 120 q siana zamiast 40 q z 1 ha łąki nie nawodnionej, zatem zwykła wyniosła 200%.

Ścieki z drożdżowni, ze względu na dużą koncentrację (tabl. I), mogą być użytkowane rolniczo tylko w rozcieńczeniu oraz przy zastosowaniu metod zapewniających dobre utlenienie. Dobre wyniki osiągnęto w Wołczynie od 1953 r. przy użyciu deszczownicy (Beinert (1)). W Goświnowicach, koło Nysy, od 1921 r. użytkowano ścieki z drożdżarni, rozcieńczane w stosunku 1:2 ściekami z browaru, młeczarni i podwórza. Rozcieńczone ścieki po dodatku CaO, dwukrotnie poddawano wstępnemu oczyszczaniu w osadnikach otwartych, następnie użytkowano do nawod-

nień 65 ha łąk przy zastosowaniu systemu stokowego. Przy niewielkiej stosunkowo objętości ścieków z drożdżowni, ok. 100 000 m³ rocznie, wysokość dawek polewowych była niska — 50 mm, częstość nawodnień, co 20 dni. Łąki nawodniane zostały wydrenowane na głębokości 0,8 — 1,0 m, przy rozstawie 8 do 12 m. Część łąk niżej położona była nawodniana odciekami z drenów. Odciek ten barwy ciemnozielonej o zapachu błotnistym, po wtórnym użyciu był całkowicie przezroczysty i bez zapachu. Zwykła plonów traw nawodnianych w Goświnowicach, podobnie jak zwykła urodzajów z pól nawodnianych w Wołczynie, była wysoka i usprawiedliwiała w pełni celowość użytkowania rolniczego ścieków. Przeprowadzone w Wołczynie w latach 1936 — 1938 szczegółowe badania doświadczały pod kierownictwem Zunkera (1) potwierdziły możliwość uzyskania znacznej zwykłej plonów roślin deszczowanych ściekami z drożdżowni.

Ścieki z młeczarni, maślarni i serowiarni odpływają w pokażnej objętości, bo zazwyczaj kilkakrotnie większej od objętości przerobionego mleka. Stopień zanieczyszczenia zmienia się w ciągu dnia w szerokich granicach, przy czym są to prawie wyłącznie organiczne zanieczyszczenia. W tablicy I przytoczono przeciętną zawartość składników pokarmowych w ściekach z rozlewni mleka, skład ten odpowiada ok. 80-krotnemu rozcieńczeniu mleka. Ścieki z maślarni i wytwórni sera są uboższe, ze względu na mniejszą zawartość białka.

BZT₅ ścieków młeczarnianych jest bardzo wysokie i zależy przede wszystkim od zawartości serwatki w tych ściekach. BZT₅ czystej serwatki wynosi ok. 27 000 mg O₂/l, natomiast ścieków młeczarnianych zawiera się zazwyczaj w granicach 300 do 1000 mg O₂/l. W związku z tak znacznym biologicznym zapotrzebowaniem tlenu, ścieki młeczarniane, w przypadku odprowadzenia do wód powierzchniowych, silnie i szkodliwie zanieczyszczają te wody, powodując wyginiecie ryb i raków. Ze względu na rozpuszczenie zakładów młeczarskich, szkody w rybostanie są znaczne.

Użytkowanie rolnicze ścieków młeczarnianych, silnie rozcieńczonych ściekami sanitarnymi lub wodą, nie przedstawia trudności, natomiast ścieków skoncentrowanych, ze względu na znaczną zawartość białka i węglowodanów, nie można bezpośrednio wykorzystać do nawodniania roślin. Zawarte w ściekach młeczarnianych cenne dla zwierząt składniki pokarmowe: białka, węglowodany, tłuszcze, powinny być wykorzystane dla karmy nierogacizny i innych zwierząt, natomiast ścieki ubogie, silnie rozwodnione, m. in. z mycia pomieszczeń i wtórnego mycia aparatów, oraz naczyń, mogą być celowo wykorzystane do nawodniania roślin.

Straty gospodarcze, wskutek skierowania do kanałów lub wód powierzchniowych popłuczyn z wirówek, masielnic a również maślanek i serwatki, są bardzo poważne i np. w Niemczech straty na skutek niewykorzystania samej tylko serwatki oceniane były na 3,5 mln. RM rocznie, pomijając straty, w rybostanie (Langguth, (4)). W Holandii, jak przytacza Pijanowski (7), jeszcze w 1946 r., wpuszczano rocznie do kanałów ok. 70 000 ton serwatki, zawierającej cenny cukier mlekowy poszukiwany dla pokrycia stale wzrastającego zapotrzebowania farmaceutycznego.

Wysokie straty gospodarcze i niemożność, ze względu na zakwaszenie gleby, wykorzystania skoncentrowanych wód ściekowych młeczarnianych do nawodniania roślin, były impulsem poszukiwania sposobów racjonalnego wykorzystania tych wód. W Niemczech rozpoczęto wykorzystanie serwatki, dodając otręby, do wytwarzania wysokowartościowej paszy (Langguth (4)). W Polsce, właściwe wykorzystanie serwatki, maślanek i popłuczyn z pierwszego mycia naczyń, wirówek i masielnic jest coraz powszechniej stosowane (Cywiński (3)) i np. MZM w Nowym Sączu rozpoczął w Grybowie przed trzema laty użytkowanie ubocznych produktów młeczarskich do tuczu nierogacizny, osiągając w 1952 r. 5 000 kg, a w 1953 r. — 10 000 kg przyrostu²).

Gorzelnie rolnicze dostarczają stosunkowo niezbyt dużych objętości wód ściekowych: przeciętnie 30 m³ na 100 q przerobionych ziemniaków. Są to przede wszystkim wody z płuczek, a poza tym, w znacznie mniejszej objętości wody owocowe, otrzymywane przy parowaniu ziemniaków. Ścieki gorzelniane, same lub w pomieszczeniu ze ściekami sanitarnymi, mogą być z korzyścią użytkowane do nawodniania nawożącego gleby. Niekiedy zmieszane ścieki gorzelniane wykorzystywane są do zimowego nawożenia stawów rybnych.

1) (4500 m³ ścieków na dobę, 100 dni kampanii): 600 = 750 m³/ha.

2) Informacja: Tokarczyk E., Jak MZM Nowy Sącz rozwiązał sprawę produktów ubocznych. Przegląd Mleczarski, Warszawa, 1954 nr 3.

Ścieki z rzeźni odpływają w pokażnej objętości i np. w Czechosłowacji objętość tych ścieków stanowi 50% ścieków piwowarskich (Bulicek (2)). Ścieki te, ze względu na dużą koncentrację, należy rozcieńczać dla rolniczego wykorzystania. Nawodnianie paszowisk ściekami z rzeźni może wpłynąć na zarobczycie (helmintozę) zwierząt korzystających z pastwiska. Wapnowanie a nawet chlorowanie ścieków nie zabezpiecza przed rozpowszechnieniem pasożytów i, jeżeli jest to możliwe, ścieki z rzeźni należy wyłączyć z nawodniania paszowisk, przeznaczając je, po rozcieńczeniu, do nawodniania roślin przemysłowych, liściastych drzewach użytkowych oraz stawów rybnych.

Ponieważ wody ściekowe mogą również zawierać bakterie i zarazki chorobotwórcze, przeło w przypadku wykorzystania rolniczego tych wód, samych lub w pomieszczeniu ze ściekami miejscami, należy je bezwarunkowo poddać wstępnemu oczyszczeniu, przy małej prędkości przepływu (2 — 4 mm/sec). Wypadające prawie całkowicie z wód ściekowych wraz z osadem bakterie, zarazki i jaja pasożytów przewodu pokarmowego ulegają zabiciu w procesach fermentacyjnych.

Niekiedy wraz ze ściekami z zakładów przemysłu spożywczego, odpływają w pokażnej ilości tłuszcze i oleje. Związki te należy dokładnie oddzielać od ścieków na tłuszczownikach, co pozwala właściwie wykorzystać cenne surowce, a równocześnie zabezpieczyć glebę przed wysoce ujemnym dla niej działaniem tłuszczów.

Jak podaje autor (11), nowoczesne rolnicze użytkowanie ścieków oparte jest na stosunkowo niskich dawkach polewowych 20 — 80 mm jednorazowo. przy czym wysokość normy rocznej nie przekracza 800 mm. Wysokość dawek polewowych dla zimowych nawodnień nawożących może być znacznie większa i sięgać paruset mm.

Wybór wysokości dawek polewowych zależy od jakości i stężenia ścieków, warunków miejscowych (klimat, gleba itp.), częstotliwości i okresu nawodnień oraz od rodzaju nawodnionej uprawy. Wyniki prac stacji doświadczalnych mogą dać cenne wskazówki odnośnie wysokości dawek nawodniających. Nawodnienia muszą być prowadzone wg z góry opracowanego planu, którego wytyczną, powinna być możliwie jak największa korzyść gospodarza z 1 m użytkowanych ścieków.

LITERATURA

- [1] Beinert F. K. — *Der Möglichkeit und Wirtschaftlichkeit der landwirtschaftlichen Verwertung von Presshefeabwässern*. Dysertacja doktorska, Wrocław 1940.
- [2] Bulicek J. — *Żytkowanie i oczyszczanie wód odpływowych w przemyśle spożywczym*. Referat wygłoszony podczas Zjazdu Stowarzyszenia Inż. i Techników Przemysłu Rolnego i Spożywczego R. P. w Warszawie w 1951 r.
- [3] Cywiński M. — *O właściwe wykorzystanie serwatki*. Przegląd Mleczarski, Warszawa 1954 nr 2.
- [4] Languth — *Die Beseitigung der Molkenabwässer und deren wirtschaftliche Verwertung — ein gelöstes Problem*. Die Kulturtechnik 1931, str. 150, Wrocław.
- [5] Mysłowski K. — *Zastosowanie ścieków krochmalnianych do melioracji łąk, pól i stawów rybnych*. Inżynieria Rolna, Warszawa 1930, nr 4 i 5.
- [6] Pietrzykowski T. — *Zagadnienie wód odpływowych w przemyśle cukrowniczym*. Przemysł Rolny i Spożywczy, Warszawa, 1952 nr 11.
- [7] Pijanowski E. — *Zagadnienie wód odpływowych w zakładach mleczarskich*. Tamże nr 10.
- [8] Rheinwald R. — *Versuche über die Verwertung von Stärkefabrikabwässern*. Der Kulturtechniker, 1938 str. 146.
- [9] Skalski K. — *Rolnicze wartości ścieków przemysłu rolno-spożywczego*. Gaz, Woda i Technika Sanitarna, Warszawa, 1954, nr 1.
- [10] Szniol A. — *Wyzyskanie czy oczyszczanie wód odpływowych z krochmalni*. Przemysł Rolny i Spożywczy, Warszawa, 1952 nr 9.
- [11] Wierzbicki J. — *Możliwości wykorzystania rolniczego przemysłowych wód ściekowych*. Gospodarka Wodna, Warszawa, 1953, nr 9.
- [12] Wojciech P. — *Wody ściekowe w przemyśle fermentacyjnym i owocowo-warzywnym*. Przemysł Rolny i Spożywczy, 1952 nr 12.

PRZEGLĄD WYDAWNICTW

FLOTA RZECZNA W PIĄTEJ PIĘCIOŁATCE

Inż. N. S. Potapow w artykule pod wyżej podanym tytułem przytacza szereg danych, świadczących o postępującym stale rozwoju wszystkich gałęzi gospodarki, związanych z transportem rzeczynym w ZSRR. Flota rzeczna ZSRR, która w ciągu czwartej pięcioletki uległa już znacznemu rozwojowi, obecnie, w piątej pięcioletce (1951—1955) nadal planowo wzrasta w oparciu o osiągnięcia przodującej nauki i techniki radzieckiej.

Stworzenie w europejskiej części ZSRR jednolitej i głębokowodnej sieci transportowej wyłoniło z kolei potrzebę budowania nowego, uzupełniającego taboru pasażerskiego i towarowego, odpowiadającego nowym warunkom żeglugi śródlądowej, szczególnie na wielkich nowopowstałych zbiornikach wodnych.

Przewidziane uzupełnienie taboru rzeczynego, z równoczesnym polepszeniem jakości i produktywności jego pracy, zapewni wzrost obrotu towarowego na drogach wodnych w 1955 r. o 75—80% w porównaniu z 1950 r. Szczególną uwagę zwrócono na dalsze zwiększanie przewozów pasażerskich, dla których tabor w 1955 r. zwiększy się 2,6 raza w porównaniu z 1950 r.

Oprócz budowanych obecnie parostatków kołowych oraz kutrów-tramwajów, przeznaczonych dla komunikacji podmiejskiej, zbudowana będzie większa ilość statków pasażerskich nowego typu o mocy do 2700 KM, przeznaczonych głównie dla żeglugi jeziorowej.

Do nowych typów należą zbudowane już statki o napędzie śrubowym i mocy 800 KM typu „Rosja“, oraz kutry jeziorowe typu „Wołga — Don“. Wytwarzanie prądu elektrycznego przez prądnice, sprzężoną z maszyną główną statku, w dawnym przypadku z silnikiem Diesla, oraz przekazywanie tego prądu do elektrosilników, jako właściwych mechanizmów napędowych uruchamiających bezpośrednio pędzisz (wały napędowe) statku (kół wzgl. śrub), pozwala na zesrodokowanie wszystkich czynności kierowania statkiem nowego typu w rękach prowadzącego statek (kapitana, sternika). Pozwala to również na szybkie hamowanie ruchu statku, mające szczególne znaczenie w żegludze na kanałach i rzekach skanalizowanych. Oprócz tego, moc statku może być zmniejszona, zależnie od warunków żeglownych drogi wodnej, 0,35 — 50%, bez uszczerbku jego sprawności.

Możliwość zainstalowania elektrosilników w bezpośredniej bliskości śrub napędowych, a więc na samej rufie statku, pozwala na skrócenie zbyt długich wałów napędowych, prowadzonych od maszyny głównej statku, gdyż wystarczą w tym przypadku krótsze wały idące tylko od elektrosilników.

Żegluga na wielkich zbiornikach wodnych, z uwagi na pojawiające się tu dość często fale o znacznej wysokości, wymaga również odpowiedniej konstrukcji kadłubów statków o odpowiednim „metacentrum“. Ze względu zaś na zwiększoną pojemność statków należy rozwiązać sprawę ich cumowania. Należy zatem wzmocnić konstrukcje pływających przystani rzecznych, bulwarów i śluz, muszą być zaprojektowane nowe mechanizmy pokładowe oraz konstrukcje pomocnicze, niezbędne do zastąpienia ciężkiej pracy rąk marynarzy. Ważnym również zagadnieniem jest sprawa usuwania przez komin dymu i gazów spalinyowych, tak, aby nie przeszkadzały one pasażerom, znajdującym się na górnym pokładzie statku.

Szybkość jazdy nowych statków pasażerskich zwiększona została o 25 — 30% w porównaniu do szybkości statków obecnie istniejących.

Ponieważ przewozy cennych materiałów masowych na statkach towarowych z własnym napędem, szczególnie przy większych odległościach, okazały się korzystniejsze w porównaniu z przewozami holowniczymi, przeło w obecnej pięcioletce budowa statków towarowych z własnym napędem zostanie znacznie zwiększona. Będą to statki o nośności 1000 ton, na dopływach zaś o mniejszej głębokości nośność statków będzie odpowiednio mniejsza.

Oczywiście, że efektywność pracy statków towarowych zależy w dużym stopniu od sprawności i szybkości przeprowadzenia czynności, związanych z przebywaniem statków w portach, których zdolność przepustowa w 1955 r. ma się podwoić, gdyż na większości statków prace ładunkowe będą przeprowadzone przy pomocy urządzeń mechanicznych portu. Przeprowadzenie mechanizacji robót ładunkowych w poszczególnych punktach sieci dróg wodnych, o stosunkowo małych obrotach towarów przewożonych wodą i wskutek tego pozbawionych portów z ich urządzeniami, pozostaje zagadnieniem nadal aktualnym, czekającym na rozwiązanie przez specjalistów. Przeprowadzenie robót ładunkowych przy pomocy mechanizmów znajdujących się

obecnie na statkach jest niedostateczne, wobec konieczności pokonania nieraz zbyt wielkich różnic wysokościowych między burtą statku i brzegiem¹⁾.

Co się tyczy holowników, to zbudowane zostały również nowe typy o silnikach spalinowych i parowych oraz zwiększonej w dwójnasób mocy. Zwiększa się również technika samego holowania z powodu zastosowania na holownikach dźwigarek mechanicznych, pozwalających na łatwą i częstą zmianę długości liny holowniczej, w zależności od warunków nawigacyjnych na poszczególnych odcinkach szlaku żeglownego. Zaznaczyć należy, że dźwigarka mechaniczna napędzana jest przez silnik główny holownika. Prócz tego, coraz większe zastosowanie holowania metodą popychania barki przez holownik zwiększa produktywność taboru transportowego średnio co najmniej o 15%. Należy jednak wybudować w tym celu specjalne holowniki-popychacze o silnikach spalinowych mocy 150, 300 i 600 KM.

Tabor transportowy bez własnego napędu o konstrukcji stałowej wzrosnąć będzie niż dwukrotnie. Na obiektach tych przewiduje się urządzenia oświetlenia elektrycznego oraz elektryfikację pomocniczych mechanizmów pokładowych, zasilanych prądem z prądnicy własnej (agregatu) lub też prądnicy drugiego obiektu, stojącego obok w czasie holunku lub postoju na rędzie. Przewiduje się centralne ogrzewanie wodne i radiofonizację.

Do budowy przystani pływających, magazynów oraz innych pomocniczych obiektów pływających, nie używanych do transportu bezpośrednio, wprowadzany jest żelazobeton, jako materiał teoretycznie wiecznotrwały, zamiast używanego dotychczas drzewa.

Wprowadzenie technologii progresywnej, związanej z ekonomią zużycia materiałów i czasu roboczego, należy uważać jako zasadę obowiązującą na wszystkich stoczniach, przeprowadzających budowę i remont obiektów pływających.

Scentralizowane kierowanie z budki sterowniczej przy pomocy przyrządów automatycznych i kontrolnych wszystkimi mechanizmami statku przyczyni się do podwyższenia kwalifikacji załóg na statkach, przy równoczesnym zmniejszeniu ich stanu liczebnego.

(„Riecznoj Transport“ nr 2/53)

Z. Z.

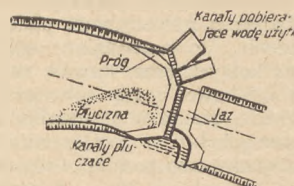
METODY WALKI Z ZAMULANIEM ZBIORNIKÓW WODY PRZED JAZAMI

Przy projektowaniu budowy zbiorników wodnych, a zwłaszcza na podgórszych odcinkach rzek, niosących wielkie ilości rumowiska rzeczno, należy zwrócić specjalną uwagę na walkę z zamulaniem stanowiska górnego tuż przy ścianie piętrzącej wodę, szczególnie, gdy wloty kanałów pobierających wodę dla celów użytkowych przewiduje się w korpusie względnie w pobliżu projektowanego jazu.

Jak wykazały badania laboratoryjne oraz liczne obserwacje polowe, uzgodnione w wynikach, ilość zaniesionego do kanałów (regulatorów-upustów regulujących podpór wody) rumowiska wleczonego znacznie zmniejsza się przy korzystnych warunkach podejścia potoku wód pod ścianę jazu dość ostrym łukiem i wytworzeniu w ten sposób cyrkulacji poprzecznej, wypłukującej złoży rumowiska przed wlotami do kanałów pobierających wodę użytkową. Aby jednak mogła odbywać się niezbędna cyrkulacja wody w zbiorniku wzdłuż ścian jazu, przepływający strumień wody musi mieć odpływ wraz ze splukiwanym rumowiskiem do stanowiska dolnego przez specjalne kanały płuczące przepuszczone przez korpus jazu pod przeciwnym brzegiem wypukłym, ewentualnie przez siłownię wodną, jako dodatkowy przełot.

Przy obustronnym poborze wody ze zbiornika (rys. 1), schemat hydrowęzła z progiem krzywoliniowym, wzmagającym jesz-

cze cyrkulację poprzeczną wody przed frontem kanałów (regulatorów) pod brzegiem wklęsłym i rozmieszczeniu dalszych regulatorów we fronce jazu pod brzegiem wypukłym, oraz przepuszczeniu kanałów płuczących pod tymże brzegiem powyżej regulatorów w strefie najintensywniejszych przesunięć rumowiska wleczonego, uważać należy za najprawdopodobniejsze rozwiązanie rozplanowania omawianego hydrowęzła.



Gdy pobór wody użytkowej odbywa się z kanałów tylko pod jednym brzegiem wklęsłym, z przerzutem części jej na drugi brzeg wypukły przy pomocy specjalnych przewodów, wbudowanych w korpus jazu, przenikanie rumowiska do kanałów jest jeszcze mniejsze. Wyniki przeprowadzonych w tym kierunku prób zestawione są w tablicy I.

T A B L I C A I

Przepływ wody w rzece m ³ /sek	Rozdział wody		Rozdz. rumowiska	
	Zrzut	Pobór	Zrzut	Pobór
3000	66,4	33,6	97,7	2,3
3000	47,7	52,3	93,1	6,9
1359	25,1	74,9	71,1	28,9

Przy niskich stanach i małym przepływie wody w rzece, a jednocześnie dużym zapotrzebowaniu wody użytkowej, usuwanie rumowiska gromadzącego się przed progiem, może być przeprowadzone za pomocą kanałów płuczących przebiegających w dolnej części progu pod dnem wlotu. Gdy podejście potoku wód pod jaz przy niskich stanach staje się czołowe, kanały płuczące zaczynają pracować efektywniej, ponieważ wykorzystana zostaje tu skuteczna zasada rozdziału potoku wód na dwie warstwy: dolną zrzucaną, jako mocno zamocną i górną, jako czystszej, nadającą się dla celów użytkowych.

Szczegółowe opisy różnych schematów ujęcia wody użytkowej ze zbiorników oraz przeprowadzonych w tym zakresie badań laboratoryjnych hydrotechnicznych, prowadzonych w ZSRR już od kilku lat, podaje kand. nauk. techn. N. N. Surowa w artykule umieszczonym w czasopiśmie „Gidrotechničeskoe Stroitelstwo” nr 6/53. Artykuł ilustrowany jest rysunkiem i zawiera kilka tablic.

(„Gidrotechničeskoe Stroitelstwo” nr 6/53)

Inż. Zenon Zapalski

NOWE METODY OBNIŻANIA WÓD GRUNTOWYCH

Čęsto zdarza się, że wykopy budowlane przecinają warstwy gruntów gliniastych przesyconych wodą. W celu umocnienia skarp wykopów i osuszenia takich gruntów, odpompowywanie wody przy pomocy pomp lub igłofiltrów lub też przy pomocy innych urządzeń drenażowych często jest niemożliwe, wskutek złych właściwości filtracyjnych gruntów. W takich przypadkach celowym jest zastosowanie elektrodrenażu, tj. odpompowywania wody przez igłofiltr lub otwory świdrowe z jednoczesnym przepuszczeniem przez grunt prądu wpływającego na przyspieszenie filtracji.

Napięcie prądu stałego z generatorów przenika w grunt za pośrednictwem elektrod. Dodatnią elektrodę w instalacji elektrodrenażowej stanowi rząd metalicznych prętów lub rur zabitych w pewnej odległości od igłofiltrów, a elektrodę ujemną — system igłofiltrów (badz otworów wierconych) połączonych stalowym kolektorem. Elektrody można ustawiać według schematu pierwszego lub drugiego w zależności od formy wykopu i warunków ogólnych.

Pod wpływem napięcia elektrycznego woda w porach gruntu przesuwana jest w kierunku elektrody ujemnej (katody). Dodatkowa szybkość przesuwania się wody pod wpływem elektroos-

1) Należy zaznaczyć, że podobne warunki żeglugowe oraz trudności przeprowadzenia robót ładunkowych spotykamy na wielu rzekach polskich, nie tylko mniejszych, lecz również i na Wiśle, szczególnie w górę od Warszawy. Brak portów względnie nadbrzeży, przystosowanych do prac ładunkowych, a szczególnie trudności podejścia od strony wody do dziłki i nieraz wysokich brzegów rzeki, uważać należy za główne przyczyny słabego rozwoju naszej żeglugi śródlądowej. Małe głębokości na naszych rzekach nie powinny stanowić zbyt wielkiej przeszkody w rozwoju żeglugi, wobec możliwości zastosowania obiektów transportowych o zanurzeniu 0,20 m w stanie próżnym i 0,28 m z ładunkiem. Problem zatem mechanizacji prac ładunkowych na rzekach polskich, szczególnie poza portami z ich urządzeniami nowoczesnymi, jest sprawą również nader aktualną, wymagającą szybkiego rozwiązania.

moży proporcjonalna jest do spadku napięcia na jednostkę długości (grad φ)

$$V_{eo} = K_e \cdot \text{grad } \varphi$$

gdzie K_e — współczynnik proporcjonalności.

Szybkość naturalnej filtracji w porach gruntu V_f jest proporcjonalna do spadku napięcia na jednostkę długości (grad h)

$$V_f = K \cdot \text{grad } h$$

gdzie K — współczynnik filtracji.

Porównując zużycie pod wpływem elektrycznego napięcia ($U = \varphi_1 - \varphi_2$) i parcia h — można powiedzieć o efektywnym napięciu elektrodrenażu $h_e = K_2 U$, gdzie $K_2 = \frac{K_e}{K}$ (w cm/v) —

wielkość naporu jest równoznaczna z 1 v napięcia prądu. Tym sposobem celowość zastosowania elektrodrenażu określa się współczynnikiem K_2 tj. właściwościami gruntu, które można łatwo ustalić w warunkach terenowych.

W przypadku gruntów ze złyimi filtracyjnymi właściwościami (gliny, glinki i inne) współczynnik K_2 znajduje się w granicach 5 — 30 cm/v czyli napięcie elektryczne 100 v odpowiada przykładowo naporowi $h_e = 5 - 30$ m. Przy gruntach z dobrymi warunkami filtracyjnymi (grunty, piaszkowe) wartość K_2 nie wielka i stanowi ok. 10 cm/v. Wskutek powyższego elektrodrenaż w gruntach piaszczystych jest niewydajny.

Rozstawienie elektrod, głębokość ich założenia, niezbędne napięcia elektryczne, należy ustalić niezależnie od każdego przypadku.

Zużycie energii elektrycznej przy działaniu za pomocą elektrosmozy określa się z zastosowaniem napięć między elektrodami, prądem przepuszczanym przez grunt oraz czasem działania.

Wszystkie te wielkości ze sobą związane i konieczny czas działania warunkuje się zastosowanym napięciem i rozstawieniem elektrod: prąd przepuszczany przez grunt również zależy od napięcia, od umiejscowienia elektrod i właściwego przewodnictwa gruntu.

W ten sposób ilość energii elektrycznej zużywanej na 1 m³ osuszanego gruntu waha się w szerokich granicach od 1 do 40 kWh.

Elektrodrenaż stosuje się przede wszystkim dla zwiększenia wydzielania wody, w takich gruntach, w których woda oddziela się słabo od cząstek ziemi, tj. głównie w gruntach koloidalnych.

Fizykochemiczne właściwości gruntu a mianowicie: ścisłość, struktura koloidalna, mineralizacja wody — wpływają w znacznej mierze na jego właściwość elektroosmozy.

Na przykład im wyższy stopień mineralizacji wody, tym efektywniej występuje wydzielanie się wody przy przepuszczaniu prądu przez grunt.

Jeżeli powstaje kwestia polepszenia zaopatrzenia w wodę, aby otrzymać wodę z płytkich studni przez warstwę gliniastych gruntów — to koniecznym jest uwzględnić co następuje:

Ilość wody otrzymywanej w powyższy sposób określa się (wylicza się) objętością por w zakresie działania instalacji elektrodrenażowej. Z zakresu zewnętrznego w obszar działania instalacji elektrodrenażowej napływa całkiem nieznaczna ilość wody. Z tego względu stosowanie wspomnianego sposobu odwodnienia gruntów dla zaopatrzenia w wodę jest wysoce niecelowe.

Dla przykładu podajemy następujące obliczenie. Przyjmujemy objętość gruntu podlegającego działaniu instalacji elektrodrenażowej równą 5 tys. m³. Porowatość gliniastych gruntów — 0,36. Objętość wody w 5000 m³ gruntu wynosi 5000 · 0,36 = 1,800 m³. Z ilości tej ok. 50% wydziela się z gruntu na skutek rozłożenia się wody na gazy (wodór i tlen) a 9 — 10% pozostaje w gruncie. Ogółem można otrzymać w rurociągu 1,800 · 0,4 = 720 m³. Dla osuszenia 1 m³ gruntu musimy zużyć średnio 4 kWh energii elektrycznej. Przy sile źródła stałego prądu 40 kW można osuszyć w ciągu godziny 40 : 4 = 10 m³ gruntu.

Jak wynika z powyższego 5000 m³ gruntu zostają pozbawione wody w ciągu 500 godzin tj. 500 : 24 = 21 dni. Wynika stąd, że jest możliwe teoretycznie otrzymać w ciągu dnia 720 : 21 = 34 m³ wody czyli 0,39 l/sek. Jest to ilość dla zaopatrzenia w wodę oczywiście nie do przyjęcia, lecz dla budowy może mieć znaczenie decydujące, ponieważ tego rodzaju stan nasycenia gruntu wodą nie pozwoli prowadzić w nim robót budowlanych.

Prócz tego, tak jak to już było przez nas zaznaczone w artykule zamieszczonym w miesięczniku 7/52 wytwarzane pole elektryczne nie jest bezpieczne zarówno dla ludzi jak i dla zwierząt. Napięcie krokowe w pobliżu elektrod sięga 30 — 35% napięcia na wyłącznikach generatora, a np. dla koni jest już śmiertelne napięcie krokowe równające się 12 v.

(„Mechanizacja trudnych i ciężkich robót” Nr 4/53)

Inż. Feliks Bobrowski

WYPEŁNIANIE STAŁEJ GRODZY WIELOKOMOROWEJ METODĄ HYDROMECHANIZACJI

Metoda ta została zastosowana po raz pierwszy przy budowie Kachowskiej siłowni wodnej. Z powodu zagrożenia zbliżającą się wysoką wodą należało w jak najkrótszym czasie wypełnić gruntem komory grodzy stałej i ponadto wykonać odcinek grodzy ziemnej; ten ostatni musiał się składać z silnie zagęszczonego gruntu. Zdecydowano się dlatego na metodę hydromechaniczną. Mieszanka ziemno-wodna była dostarczana przez pływające pompy ziemne, pracujące na dwu odkrywkach. Wzdłuż korony grodzy ułożono rurociąg o średnicy 600 mm zaopatrzony w zamykane wypusty nad każdą komorą. Celem umożliwienia odpływu wody wywiercono szereg otworów tuż pod górną krawędzią ściany szczelnej.

Dla uniknięcia deformacji ścian komór przyjęto następującą kolejność namulania: po wypełnieniu komór nieparzystych (palcowych) do 2/3 wysokości otwierano wypusty również nad komorami parzystymi (wkłesłymi). Dalsze namulanie odbywało się już równocześnie.

Na wykonanie całości robót o objętości 75 000 m³ zużyto 30 maszynodni roboczych przy średniej wydajności jednej pompy ziemnej 2500 m³ na dobę. Zalety przytoczonej metody są następujące:

- trzykrotnie mniejszy koszt 1 m³ w porównaniu z metodą suchą (przy pomocy czerparek liniowych),
- potrzebny park maszynowy ogranicza się tylko do pomp ziemnych i rurociągów,
- składany grunt nie wymaga późniejszego zagęszczenia.

(„Gidrotechnicheskoe Stroitelstwo” nr 8/53)

Inż. Andrzej Machalski

„Materiał wleczony i unoszony w korycie Wisły”. Prace PIHM zeszyt 33. Warszawa 1954, str. 80.

Sprawozdanie pt. „Materiał wleczony i unoszony w korycie Wisły” (z prac Państwowej Służby Hydrograficznej przeprowadzonych w latach 1923 — 1939) jest pierwszą tego rodzaju publikacją w Polsce.

Badanie ruchu rumowiska rzecznej Wisły pochodzi z dwóch okresów: Okres pierwszy 1923 — 1930, to prace prowadzone z inicjatywy i pod kierownictwem inż. Borną, mające wybitnie pionierski charakter. Drugi okres pomiarów obejmuje lata 1937 — 1939; pomiary te wykonywane były przez Instytut Hydrograficzny w Warszawie, w poszczególnych przekrojach i profilu podłużnym Wisły.

Pomiary prowadzone przez inż. Borną ograniczyły się wyłącznie do dolnego odcinka Wisły. Były to pomiary unoszenia namulów wykonane w Toruniu w latach 1923 — 1926 i 1928 oraz pomiary wleczenia piasku w ilości 18 pomiarów z lat 1925 — 1926, 2 pomiary z roku 1927 w Korzeniowie i 16 pomiarów z lat 1926 — 1930 w Tczewie.

Drugim okresem badania rumowiska rzecznej Wisły, to prace już zorganizowane, wykonywane planowo. Prace te, to bardzo cenny materiał pozwalający na analizę jakości oraz ilości rumowiska rzecznej na odcinku od Niepolomice do Tczewu. Oprócz 16 profili na Wiśle (Niepolomice, Opatowiec, Szczucin, Przewóz, Sandomierz, Annopol, Solec, Puławy, Dęblin, Zawady, Warszawa-Bielany, Zakroczym, Toruń, Grudziądz, Gniew i Tczew), wykonywane były pomiary ilości i jakości rumowiska co 5 km biegu rzeki oraz pomiary prędkości i głębokości nurtowych, co 1 km biegu rzeki.

Bardzo ważne dla analizy wyników pomiarów rumowiska rzecznej Wisły, na podstawie niniejszej publikacji, jest umieszczenie opisów dotyczących sposobu wykonywania pomiarów, a następnie używanych przyrządów do pomiarów oraz metod opracowań laboratoryjnych. Są to cenne wiadomości, gdyż pozwalają ocenić dokładność otrzymanych wyników, które mogą być porównywalne z innymi wynikami, opracowywanymi nawet innymi metodami.

Inż. Tadeusz Wawro.

PIERŚCIEN KIERUJĄCY NA ŚRUBIE STATKOWEJ

Główny Inżynier Północno-Zachodniej Żeglugi Radzieckiej inż. P o l t a c e w przedłożył w 1949 r. pomysł zaopatrzenia śrub napędowych holowników parowych w stożkowy pierścień metalowy, o średnicy równej $1/3$ średnicy śruby i długości tworzącej stożka równej od 1,5 do 1,75 długości piasty. Projekt ten miał na celu zwiększenie uciągu holowników bez podwyższania mocy głównej maszyny napędowej.

Pierścienie takie zabudowano w 1949 r. na 12 statkach Żeglugi Północno-Zachodniej.

Holownik z wmontowanym pierścieniem na śrubie napędowej, przy przeciętnych szybkościach holowania traw lub pociągów $2 \div 2,5$ km/godz, uzyskał zwiększenie uciągu do 5 — 8%. Przy dalszych badaniach holowników z pierścieniami na śrubach, przeprowadzonych w 1950 r. ustalono, że optymalna średnica pierścienia wynosi 0,5 średnicy śruby. Na podstawie obserwacji praktycznych okazało się, że dalsze zwiększenie średni-

cy powoduje zmniejszenie uciągu. W 1950 r. zamontowano pierścienie na śrubach dalszych siedmiu holowników. Uzyskano w tych warunkach wzrost uciągu od 10 do 12%, przy czym koszt jednostkowy urządzenia wyniósł 1,5 tys. rubli. Dane te świadczą o celowości zabudowywania pierścieni na śrubach. I tak np. jeśli holownik z zamontowanym na śrubie pierścieniem da przyrost uciągu o 10%, to zastosowanie projektu na 10 holownikach powoduje sumaryczne zwiększenie uciągu, równoważne wprowadzeniu do ruchu jednego nowego holownika. Przy tym, jeśli koszt wykonania i zamontowania urządzenia na wspomnianych 10 holownikach wyniesie nawet 20 tys. rubli, to z porównania tej sumy z kosztem budowy nowego holownika jasno wynikają korzyści płynące z umieszczenia pierścienia na śrubach.

Pomysł inż. P o l t a c e w a wprowadza się w innych żeglugach Centr. Zarządu Floty Północnej. („Riecznoj Transport” nr 1/52)

Inż. A. B.

KRONIKA

SPRAWOZDANIE Z NARADY PROJEKTANTÓW I WYKONAWCÓW ROBÓT ZWIĄZANYCH Z REGULACJĄ ODCINKA RZEKI WISŁY OD MODLINA DO SIŁNA

Narada odbyła się w dniu 29 marca 1954 r. we Włocławku, zorganizowana przez tamtejszy Oddział Stowarzyszenia Naukowo-Technicznego Inżynierów i Techników Komunikacji.

Referat wygłosił inż. Bojko (treść referatu podana jest w niniejszym numerze „Gospodarki Wodnej”).

W dyskusji uzupełniający referat wygłosił inż. Czernik, wnosząc szereg uwag co do poruszonych w referacie generalnym zagadnień. Rozważania swe dyskutant ujął w formę pytań i odpowiedzi.

1. Czy jest celowe wykonanie pełnej regulacji Wisły na odcinku Modlin — Siłno, gdy przewiduje się w przyszłości skanalizowanie tego odcinka?

Dyskutant uważa, że tak, z następujących powodów:

Kanalizacja rzeki będzie miała przede wszystkim na uwadze korzyści wynikające z możliwości wykorzystania siły wodnej, a więc względy energetyczne, natomiast względy żeglugowe i inne będą w zasadzie traktowane jako drugoplanowe. Ponieważ zapotrzebowanie na energię elektryczną będzie sukcesywnie wzrastać, zaś koszty pełnej kanalizacji byłyby bardzo znaczne, wykonanie kanalizacji postępować będzie etapowo i zapewne z kilkudziesięcioletnim terminem jej zakończenia.

Zapewne po wykonaniu kanalizacji część robót regulacyjnych okaże się zbędna, gdyż znajdą się one stale w obrębie wysokich zalewów. Przyjmując, że część tych robót stanowić będzie ok. $1/3$ długości całego odcinka oraz, że koszt regulacji na średnią wodę wyniesie ok. 500 miln. zł, zatem ewentualnie problematyczny wydatek wyniósłby ok. 170 miln. zł, co w odniesieniu do szacunkowo określonego kosztu pełnej kanalizacji w wysokości 2,5 miliarda zł (5 stopni kanalizacyjnych średnio po 300 miln. zł) stanowiłoby ok. 7%.

Jeżeli się jednak zważy, że:

- nie wiemy na razie gdzie, w jakim rozmiarze i w jakiej kolejności będą wykonane stopnie kanalizacyjne,
- potrzeby życia gospodarczego, a głównie zabezpieczenia przed szkodami powodziami i względów żeglugowe, wymagają szybkiego uporządkowania warunków przepływu wód,
- gdyby nawet dziś można było dokładnie określić sposób i czas przeprowadzenia zamierzonej kanalizacji, to i tak, choćby tylko z uwagi na odległy termin jej ukończenia, nie moglibyśmy pominąć zupełnie robotami regulacyjnymi tych odcinków rzeki, które w przyszłości miałyby się znaleźć w obrębie wysokich zalewów. Wytworzyłyby się bowiem w tych miejscach tak znaczne pogorszenie warunków przepływu, że anulowałyby nie tylko korzyści z regulacji przyległych odcinków, ale mogłyby zaistnieć warunki znacznie gorsze od obecnych,

można by śmiało przyjąć, że korzyści, jakie uzyskaliby się przez szybkie wykonanie regulacji, nie tylko w pełni zamortyzują nie mogące być dla przyszłej kanalizacji wykorzystane nakłady, ale też przysporzą dodatkowo znaczne zyski.

2. Czy stosowany obecnie przy koncentracji koryta układ budowli jest właściwy?

Dyskutant uważa, że w znacznej liczbie przypadków popełnia się szereg zasadniczych błędów, a przede wszystkim sugerując się wizją przyszłej trasy, sytuuje się budowle tak, jak gdyby trasa ta już istniała, przechodząc tym samym do porządku nad warunkami, w jakich dana budowla będzie pracowała do czasu zrealizowania projektowanej trasy. Są to przeważnie budowle samoistne, a więc działające w systemie, wkraczające gwałtownie w rozległe korycisko rzeki, a tym samym narażone na spotęgowane działanie przepływu wód i lodów. Muszą więc być wykonywane szczególnie silnie i o kierunku umożliwiający skuteczniejsze przeciwstawienie się naporowi wód i lodów.

Wykonując zatem budowle o kierunku dostosowanym na całej długości jedynie do utrwalenia przyszłej trasy regulacyjnej a o profilu, który nadawałby się ewentualnie w przypadku działania budowli w systemie, skazujemy częstokroć budowle taką z góry na poważne uszkodzenie, a często nawet na zniszczenie. Konsekwencją tego są nie kończące się kosztowne kapitałne remonty takich budowli lub też potrzeba wykonywania w pobliżu dodatkowych budowli osłaniających.

Jest więc nie tylko dopuszczalne, ale konieczne w takich przypadkach wprowadzenie znacznych kierunkowych odchyłek osi budowli, szczególnie zaś w początkowej części korpusu, która po zrealizowaniu koncentracji znajdzie się w obrębie zalodowiska.

3. Czy wykonanie koron budowli poprzecznych w poziomie jest właściwe?

Odpowiedź na to pytanie dał już w swym referacie inż. Bojko, uzasadniając celowość nadawania koronom budowli określonego spadku ku trasie. Stosowany dawniej jednolity spadek w granicach poziomów wynoszących 0,5 m jest niewystarczający i dla uzyskania lepszej koncentracji koryta oraz zabezpieczenia budowli należałoby korony budowli przy brzegu zakładać nie o 0,5 m, lecz o 1 m wyżej przy trasie, łącząc następnie spadek w $1/3$ lub $1/2$ jej długości i prowadząc koronę dalej do trasy łagodniejszym spadkiem, takim jak dawniej miał zastosowanie.

Wprowadzona w ostatnich latach metoda wykonywania koron budowli poprzecznych na całej ich długości w poziomie nie zdaje egzaminu i powinna być zaniechana.

4. Czy zalecany ostatnio typ profilu poprzecznego ostróg, polegający na całkowicie-schodkowym układzie materacy taśmowych może być upowszechniony?

Przy regulacji Wisły mają dotychczas zastosowanie dwa zasadnicze typy korpusu ostróg, pierwszy, czysto faszynadowy, drugi, prawie czysto materacowy z całkowicie-schodkowym układem materaców taśmowych. Drugi z tych typów w ostatnich latach coraz silniej wypierał typ faszynadowy, a ostatnio przyjęty w nich stosunek objętościowy faszynady do materaców kształtuje się już jak 1 : 30. Jest to wynikiem braku kontaktu projektantów z wykonawcami robót, bo gdyby kontakt taki istniał, to zapewne projektowano by i wykonano by nieco odmienne niż obecnie typy budowli, a szczególnie, jeżeli miałyby to być budowle zasadniczo przewidziane dla wstępnej koncentracji koryta. Przy koncentracji bowiem koryta rzek powinny być na ogół stosowane

typy budowli o dużym zróżnicowaniu, a to od najsilniejszych do zupełnie lekkich, gdyż w ten tylko sposób można uzyskać prawdziwą ekonomię i szybkość wykonania robót.

Koncentrując koryto mamy do czynienia z 3 rodzajami koncentracji:

- układ koryta pokrywa się w zasadzie z projektowaną trasą,
- trasa przebiega środkiem równoległego koryciska,
- istniejący układ koryta rzeki jest całkowicie różny od projektowanej trasy.

O ile więc w pierwszym przypadku budowle koncentrujące, a przede wszystkim od strony brzegu wypukłego będą stosunkowo mało eksponowane, to w drugim i trzecim przypadku musimy się liczyć z szeregiem przykrych niespodzianek, szczególnie zaś z podmyciem i obaleniem budowli do tyłu. W trzecim przypadku możemy temu skutecznie przeciwdziałać wykonywaniem przekopów w trasie w miejscu odchytek trasy od istniejącego układu koryta, w drugim natomiast przypadku, a w braku pogłębiarek i w trzecim wskazane jest stosowanie przeważnie silnych i dostatecznie wypróbowanych typów, którymi typy schodkowo-materacowe nie są, a w żadnym przypadku te, których spody stanowią materace o szerokości poniżej 8 m.

Gdyby projektanci zadali sobie trud sporządzając model typu ostrogi w warunkach sfaldowanego dna, przekonaliby się, że uzyskanie właściwego nachylenia skarpy dolnej nie jest możliwe przy zatopieniu warstw materaców taśmowych równoległe do osi budowy oraz, że ewentualne środki zaradcze nie zawsze mogą spełnić swe zadanie. Niemniej jednak uważa należy próby nad tego rodzaju typami budowli za b. celowe, a uzyskane już wyniki za poważny krok naprzód. Do czasu więc znalezienia lepszych rozwiązań, należałoby ograniczyć stosowanie typów materacowo-schodkowych do mniej eksponowanych budowli poprzecznych i do głębokości nie przekraczających 3 m przy stanie średnim, a przede wszystkim do miejsc o spodziewanym szybkim odkładzie rumowiska.

Jeżeli chodzi o sam sposób wykonywania materaców taśmowych, to wada jego jest jednokierunkowe układanie pręci, a mianowicie w kierunku równoległym do kierunku prądu, przez co stwarza się dogodne warunki dla silnych przecieków. Natężenie tych przecieków wzrasta w przypadku ułożenia na sobie kilku warstw materaców, bez odczekania wydatnego zalądowania warstw dolnych. Jest to zapewne główną przyczyną zaobserwowanego stosunkowo znacznego zagłębienia się tych materaców w piaszczystych podłożach dna. Możliwe też jest, że przyczyną tego zjawiska jest stosowana zbyt mała szerokość materaców. W każdym razie i w zakresie materaców taśmowych konieczne są jeszcze dalsze eksperymenty.

Inż. Bolesta podziela poglądy wypowiedziane w referacie oraz zgadza się z wypowiedzią swego przedmówcy, wnosząc dalsze uwagi:

Projekty regulacyjne nie stoją na wysokości zadania, mają dużo niedociągnięć powodujących trudności w wykonawstwie. W zasadach projektowania przejawia się subiektywność poszczególnych projektantów, brak wspólnej płaszczyzny porozumienia między projektantami a wykonawcami. Dla omawianego odcinka brak jest zarówno projektu wstępnego, jak i technicznego. Stąd nasuwa się wniosek, że należy przede wszystkim uporządkować dokumentację techniczną dla robót regulacyjnych, przy uwzględnieniu stanów wody niskich, średnich i wysokich.

Zasady i metody regulacji, stosowanej obecnie, odnoszą się do krótkiego okresu (1953 — 1954); zmieniają się projektanci — zmieniają się i zasady. Dyskutant sądzi, że ta sprawa powinna być wszechstronnie przeanalizowana.

Rozstaw budowli regulacyjnych stosowany jest najczęściej z braku opracowanych zasad i podbudowy naukowej wg indywidualnego uznania, bez uwzględnienia charakteru danego odcinka Wisły. Co do korony ostróg i poprzeczek, należy zrewidować dotychczasowy sposób wykonawstwa, a przez to opracować odpowiedniego przekroju poprzecznego budowli z uwzględnieniem charakterystyki stanów wody, ustalić najodpowiedniejsze spadki podłużne budowli regulacyjnych. Stosowanie materaców brzegowych jako elementu łączącego budowlę z brzegiem jest niedopuszczalne. Materac jako podwodna część budowli nie powinien być stosowany w budowlach nadwodnych. Powinny być stosowane brzegosłony i skrzydełka dające możliwość porostu i gwarantujące połączenia, w przeciwnieństwie do stosowanych materaców. Stosowanie materaców w budowlach regulacyjnych, szczególnie na łukach wklęsłych, jest niewłaściwe; dopuszczal-

ne byłoby ułożenie najwyżej 1 warstwy materaców jako fundamentu pod budowlę wykonaną z łaszynady w nachyleniu skarp — dolnej 1:1,5, górnej — 1:1, do miejsc zasięgu prądów wzdłużnych i 1:1,5 na odcinku występowania prądów wzdłużnych. Stosowanie materaców na gruntach słabych, szczególnie na łukach wklęsłych jest nieekonomiczne. Dyskutant ilustruje to przykładem z przeprowadzonego odbioru robót, gdzie powstała konieczność położenia 15 warstw materaców dla uzyskania pełnej wysokości budowli. Budowle z materaców w „schody” nie są wykonalne — mimo usilnych starań wykonawców, wskutek czego celu nie udaje się osiągnąć. Zagadnienie stopniowania grubości materaców (np. 1,0; 0,9; 0,8; itp.) w praktyce jest nie do zrealizowania.

Inż. Dzidowski stwierdza, że szereg budowli regulacyjnych zostało wykonanych niewłaściwie. Dotyczy to głównie budowli materacowych, żywotność których nie przekracza 1 — 3 lat. Przez wprowadzenie oszczędności z tytułu prostszego i łatwiejszego wykonania typów budowli materacowych, oszczędność tu staje się problematyczna.

Ob. Tarasiuk — kierownik placu budowy — porusza kwestię wykonawstwa budowli w latach powojennych. Bezpośrednio po wojnie wykonywane budowle materacowe o szerokości elementów 8 — 10 m okazały się wystarczająco trwałe. Natomiast obecnie wykonywane budowle z materaców taśmowych nie wytrzymują dłużej jak 1 — 3 lat i wymagają ciągłych napraw. Stąd wniosek, że nie należy stosować materaców węższych od 8 m.

Co do narzutów kamiennych i bruków, uważa, że kierownik budowy powinien dysponować rysunkiem ilustrującym sposób wykonania narzutu. Materace brzegowe nie zdają egzaminu, ponieważ niszczone są przez pochód lodów. Lepsze wyniki dają wrzynki i skrzydełka.

Inż. Piechór uważa, że należy zarzucić wykonywanie budowli „w schody”, jak również stosowanie materaców o szerokości poniżej 8 m. Następnie stwierdza brak normatywów, które wprawdzie zostały opracowane i zatwierdzone (bez współudziału wykonawców), lecz do chwili obecnej nie zostały im udostępnione.

Ob. Hałkowski stwierdza stosowanie zbyt słabych połączeń brzegu z budowlą regulacyjną, powodujące wyrwy w łądzie. Szeroko omawia trudności w wykonaniu budowli materacowych „w schody”, stwierdzając w konkluzji ich niewykonalność w stosunku do projektu.

Inż. Bojko porusza zagadnienie tzw. wymuszonego brakoróbstwa, objawiającego się w stosowaniu gliny jako podsyпки pod bruk, zalecanej w projektach. Drugim objawem brakoróbstwa „wymuszonego” są niewłaściwie opracowane i zatwierdzone normy na roboty regulacyjne, np. sadzenie sztabrów (norma za wyżoną, praktycznie niewykonalna), roboty pogłębiarskie (nie uwzględniające różnych wydajności sprzętu). Uważa, że normy nie powinny być ustalane za biurkiem i zatwierdzone bez ich uprzedniego uzgodnienia z terenem.

Inż. Kuźnicki stwierdza, że kwestia przyjęcia odpowiedniej szerokości materaców jest trudna z uwagi na brak danych co do właściwości podłoża, na którym posadawia się budowlę. W związku z tym istnieje potrzeba stałej kontroli przy wznoszeniu budowli. Odnośnie połączenia budowli z brzegiem jest zdania, że najlepsze rezultaty osiągnięte się przez stosowanie wrzynek, sięgających do 20 m długości.

Ob. Zawalski — nadzorca wodny — proponuje, aby projektanci i wykonawcy zasięgać opinii u nadzorców wodnych co do charakteru podłoża w miejscach wytypowanych do wznoszenia budowli regulacyjnych.

Ob. Szpetulski stwierdza, że stosowanie zbyt wąskich materaców w budowlach regulacyjnych powoduje ich podmywanie (zendrowanie). Uważa, że należy stosować materace szersze niż obecnie, podając, że budowle wzniesione przed 1939 r. przy użyciu materaców odpowiednio szerokości spełniają swoje zadanie do chwili obecnej, czego nie można stwierdzić o budowlach wznoszonych w okresie powojennym z materaców o szerokości 4 — 6 m. Zwraca uwagę na konieczność stosowania kamienia do łaszynady. Odnośnie przelamowań należy dawać materace szersze oraz stosować wrzynki.

Inż. Śliwczyński uważa, że decydującym czynnikiem w wyborze szerokości materaca używanego do zabudowy jest racjonalne przeprowadzenie badania gruntu pod projektowaną budowlą.

Przewodniczący narady inż. Głuszak ujął wypowiedzi dyskusantów w następujące punkty, stwierdzające konieczność:

1. Uporządkowania dokumentacji technicznej dla regulacji rz. Wisły tak pod względem formy, jak i treści technicznej, oraz określenia ścisłego zakresu dokumentacji opracowanej przez biuro projektów i przekazanej do opracowania na szczeblu roboczym przez bezpośrednich wykonawców (względnie przy ich udziale).
2. Ustalenia zasad regulacji, tj. rozstawu i usytuowania budowli regulacyjnych.
3. Ustalenia spadków podłużnych i poprzecznych budowli.
4. Ustalenia właściwych typów budowli, ponieważ stosowany obecnie powszechnie typ budowli z materaców o szerokości 4 — 6 m nie spełnia w zasadzie swego zadania.
5. Ustalenia właściwej grubości materaca dostosowanej do możliwości technicznego wykonania i do potrzeb.
6. Zarzucenia stosowania budowli materacowej typu „w schody”, ze względu na niewykonalność jego w praktyce.
7. Przeprowadzania pomiarów przed i po wykonaniu budowli.
8. Przyjęcia faktycznego zużycia materiałów, jako wskaźnika porównawczego dla opracowania właściwych norm zużycia materiałów.
9. Wzmocnienia kontroli wykonawstwa i wyposażenia placów budowy w odpowiednie środki lokomocji.
10. Szerszego prowadzenia studiów nad skutkami i celowością regulacji dla ulepszenia metod oraz zasad projektowania i wykonawstwa.

Inż. Dzidowski zgłosił wniosek uogólniający wyniki dyskusji i stanowiący wytyczne dla technicznej administracji dróg wodnych, celem usunięcia ujawnionych błędów i braków, treści następującej:

„Uczestnicy narady roboczej odbytej we Włocławku w dniu 29. III. 1954 r., po wysłuchaniu referatu oraz po obszernej dyskusji, stwierdzają co następuje:

Stosowana w ostatnich latach przy regulacji rz. Wisły zabudowa brzegów w formie budowli materacowych, a w szczególności materaców taśmowych o wymiarach mniejszych od 8 m szerokości, okazała się niewłaściwa i niespełniająca zadań regulacyjnych.

Uczestnicy narady w trosce o racjonalny dalszy rozwój regulacji rz. Wisły, w trosce o istotne obniżenie kosztów regulacji, zwracają się do Ministerstwa Żeglugi (Centralny Zarząd Dróg Wodnych Śródlądowych) o zrewidowanie poglądu na budowę budowli materacowych, polecenie zbadania skuteczności działania wykonanych dotychczas budowli oraz o wydanie szczegółowych, wiążących tak projektantów, jak i wykonawców, wytycznych dotyczących stosowania budowli tego typu.”

Zamykając naradę, przewodniczący stwierdził, że wyniki jej będą bez wątpienia miały istotne znaczenie tak w dalszych pracach projektowych, jak i w wykonawstwie i wyraził nadzieję, że przede wszystkim Centralny Zarząd Dróg Wodnych Śródlądowych zorganizuje podobną centralną naradę projektantów i wykonawców robót regulacyjnych, dla jeszcze dokładniejszego naświetlenia tych tak istotnych problemów.

(Na podstawie protokołu narady sporządzonego przez inż. Myszkowskiego)

LISTY DO REDAKCJI

Do Redakcji „Gospodarki Wodnej”

W nr 2/54 w artykule pt. „O właściwe oblicze przemysłu stoczniowego” Autorzy (inż. A. Mayer i W. Kwiatuśzyński) pominieli całkowicie zasadniczy element każdego przedsięwzięcia ekonomicznego i przemysłowego, a mianowicie zagadnienie kadr ludzkich.

Sprawa kadr w stocznich śródlądowych od samego początku ich istnienia przedstawiała się bardzo kiepsko i nie została dotychczas właściwie rozwiązana; w tym tkwi zasadnicza przyczyna, dla której nad naszą żeglugą śródlądową nadal ciąży niedomaganie w zakresie stanu technicznego.

Zdanie użyte przez Autorów: — „Dopiero plan 6-letni, tworzący zasadnicze podstawy własnego przemysłu budowy środków inwestycyjnych, stwarza realną możliwość wyprowadzenia istniejących zakładów stoczniowych z załka, w którym znajdują się one do dziś, pomimo tych czy innych fragmentarycznych, przy tym nie zawsze szczęśliwych zmian celem stworzenia właściwego przemysłu stoczniowego” — może być zrozumiane przez ludzi nie orientujących się bliżej w calokształcie zagadnienia, że nie wystarczające wyposażenie techniczne stoczni śródlądowych i niedomaganie lub brak dostaw przemysłowych dla budowy, względnie remontów statków śródlądowych, stanowią przyczynę, dla

której na odcinku śródlądowego przemysłu stoczniowego jesteśmy znacznie opóźnieni. Taka sugestia jest nieuzasadniona.

Najistotniejszą przyczyną, oczywiście oprócz innych również niebagatelną, jest fakt braku odpowiednich ludzi w stocznich śródlądowych, którzy byłiby zdolni do właściwego gospodarowania na powierzonych im odcinkach pracy. Fakt ten zaważył decydująco zarówno na pracy bieżącej stoczni, jak na ich tendencjach rozwojowych i on był przyczyną wpełnienia sprawy stoczni śródlądowych w „załek”, o którym mówią Autorzy artykułu.

Według mej oceny sytuacji, dopóki w stocznich śródlądowych nie zostanie rozwiązana sprawa kadr we właściwy sposób, nie można spodziewać się poprawy wyników ich pracy.

Stwierdzając powyżej ogólnie niezadowolający stan rzeczy, pragnę podkreślić, że na niektórych odcinkach stocznie śródlądowe mają — mimo wszystko — dzięki ofiarności załóg dodatni wkład w naszą gospodarkę narodową. Byłoby zatem krzywdzące twierdzenie, rozpowszechniane niejednokrotnie przez niektórych żegludowców śródlądowych, że stocznie śródlądowe są przyczyną złego stanu technicznego naszych flotyl rzecznych.

Prof. A. Potyrała

Wydawca: NACZELNA ORGANIZACJA TECHNICZNA

REDAGUJE KOMITET:

REDAKTOR NACZELNY — inż. MARIAN CHUDZYŃSKI

REDAKTORZY DZIAŁOWI: inż. BOLESŁAW CZERNY, inż. ZDZISŁAW MIKULSKI, inż. ANTONI OBUCHOWSKI, inż. KAZIMIERZ PUCZYŃSKI, inż. ADOLF RIEDEL, inż. TADEUSZ SUSZCZEWSKI

SEKRETARZ REDAKCJI — HALINA MIKULSKA REDAKTOR TECHNICZNY — MIECZYSLAW GAJCY

Redakcja i Administracja: Warszawa, ul. Czackiego 3/5. Tel. 6-74-61 do 65

NOT — Naczelna Organizacja Techniczna — W-wa. Nakład 2800 egz. Ark. druk. 5. Papier druk. sat. kl. V, 60 g, 86×122/16. Oddano do skład. 20. 7. 54. Podp. do druku 16. 9. 54. Druk ukończ. 23. 9. 54. Druk. im. Rewolucji Październikowej, W-wa. Zam. 922c/54. 5-B-14695.

KOMUNIKAT W SPRAWIE URUCHOMIENIA STUDIÓW ZAOCZNYCH W WYŻSZYCH SZKOŁACH TECHNICZNYCH I REKRUTACJI NA I ROK TYCH STUDIÓW

Ogłoszona ostatnio uchwała Prezydium Rządu Nr 539/54 z dn. 2.VIII. br. postanawia uruchomienie w bieżącym roku szkolnym Studiów Zaocznych na odpowiednich wydziałach w wyższych szkołach technicznych dla kierunków: a) mechanicznego (budowa maszyn) i b) kolejnictwa (specjalności: pojazdy szynowe, drogowe, eksploatacji)

Celem w/w uchwały jest udostępnienie przodującym pracownikom uspołecznionych zakładów pracy (przede wszystkim racjonalizatorom, przodownikom pracy, aktywistom w pracy zawodowej i społecznej, majstrom i technikom) oraz pracownikom pedagogicznym szkolnictwa zawodowego — podniesienia swoich kwalifikacji zawodowych i uzyskania dyplomu inżyniera bez odrywania się od pracy zawodowej.

Studia Zaoczne przewidziane są dla kandydatów posiadających średnie wykształcenie w zakresie liceum technicznego lub szkoły ogólnokształcącej stopnia licealnego oraz mogących się wykazać co najmniej 1-roczną pracą zawodową odbytą w danym zakładzie pracy. Czas trwania studiów przewidziany jest na 5 lat

Nowa uchwała umożliwi zdobycie tytułu inżyniera licznym rzeszom pracowników zakładów pracy odległych często o dziesiątki kilometrów od najbliższej Wieczorowej Szkoły Inżynierskiej, co dotychczas uniemożliwiała tym pracownikom uzyskanie tytułu inżyniera

Lokalizacja studiów zaocznych przy wyższych szkołach technicznych

Politechnika	Kierunek	Specjalność
Warszawska	Mechaniczny Kolejnictwo	Pojazdy szynowe, drogowe, eksploatacja
Śląska w Gliwicach	Mechaniczny	
Wrocławska	Mechaniczny Kolejnictwo	Drogowa
Krakowska	Mechaniczny Kolejnictwo	Pojazdy szynowe
Gdańska	Mechaniczny Kolejnictwo	Pojazdy szynowe, drogowe
Łódzka	Mechaniczny	
Szkoły inżynierskie w Poznaniu	Mechaniczny Kolejnictwo	Pojazdy szynowe
w Szczecinie	Mechaniczny	
w Częstochowie	Mechaniczny	

Uwaga: specjalność „pojazdy szynowe” na kierunku „Kolejnictwo” posiada wspólny program nauczania na pierwszych latach studiów z kierunkiem mechanicznym

Punkty konsultacyjne: uchwała Prezydium Rządu z dn. 2.VIII. br. przewiduje, że w ośrodkach przemysłowych, w których znajdzie się nie mniej niż 15 studentów Studiów Zaocznych — utworzone będą punkty konsultacyjne podległe właściwemu wyższemu szkołom technicznym, a organizowane przy współudziale terenowych stowarzyszeń naukowo-technicznych NOT.

Warszawa, dn. 26 sierpnia 1954 r.

Zasady rekrutacji kandydatów na I rok Studiów Zaocznych

Zgodnie z uchwałą Prezydium Rządu z dn. 19.VIII. br. kandydaci posiadający w/w wykształcenie średnie, mogą ubiegać się o przyjęcie na w/w studia, jeżeli:

- 1^o) uzyskają skierowanie zakładowej Komisji Rekrutacyjnej
- 2^o) nie przekroczyli 40 lat życia
- 3^o) złożą z wynikiem pomyślnym egzamin wstępny.

Uwagi: a) W uzasadnionych przypadkach może być przyjęty na studia kandydat, który ukończył 40 lat.
b) Pierwszeństwo w przyjęciu na studia mają kandydaci wykazujący się dłuższą niż 1-roczną pracą zawodową w produkcji zgodną z obranym kierunkiem studiów.

Procedura przy przeprowadzaniu doboru kandydatów

Zgodnie z uchwałą Prezydium Rządu przewidziana jest działalność 3 rodzajów Komisji Rekrutacyjnych:

- a) Zakładowe Komisje Rekrutacyjne dla przeprowadzania doboru kandydatów.
- b) Wydziałowe Komisje dla spraw rekrutacji, kwalifikujące kandydatów do egzaminu wstępnego oraz dokonujące doboru kandydatów na podstawie wyników egzaminu wstępnego oraz
- c) Uczelniane Komisje zatwierdzające listy kandydatów zakwalifikowanych przez Komisje Wydziałowe na I rok studiów

1) Zakładowe Komisje Rekrutacyjne

Zgodnie z uchwałą — do Komisji Rekrutacyjnej zakładu pracy wchodzi — obok kierownika zakładu, przedstawiciela P.O.P., ZMP również „przedstawiciel rady zakładowej będący jednocześnie przedstawicielem NOT”.

W związku z powyższym zarząd koła branżowego stowarzyszenia NOT wzgl. koła zakładowego NOT w porozumieniu z radą zakładową dokonuje wyboru przedstawiciela właściwej specjalności (mechanicznej wzgl. kolejowej) jako członka w/w komisji zakładowej. Do obowiązków przedstawiciela stowarzyszenia NOT w tej komisji, poza normalnymi obowiązkami regulaminowymi należy otoczenie stałą opieką zakwalifikowanych na studia kandydatów

Uwaga: formularze skierowań kandydatów — Zakładowe Komisje Rekrutacyjne — mają otrzymywać od najbliższych położonych wyższych szkół technicznych.

2) Wydziałowe Komisje

Zgodnie z uchwałą — w skład Komisji Wydziałowej — obok prodziekana Studium Zaocznego i przedstawiciela Zarządu Woj. Z.M.P. — wchodzi „przedstawiciel Zarządu Wojewódzkiego NOT”. W związku z powyższym Zarząd Oddziału Woj. NOT winien zwrócić się do zarządu miejscowego Oddziału SIMP wzgl. SITKomunikacji o wyznaczenie swego przedstawiciela do w/w Komisji po czym zgłosi go do właściwej uczelni.

(Prodziekan wzgl. kierownik Studiów Zaocznych).

Dla orientacji Kolegów podajemy następujące terminy przewidziane przez Ministerstwo Szkolnictwa Wyższego związane z uruchomieniem Studiów Zaocznych:

- a) okres rekrutacji kandydatów w zakładach pracy od I.X. do 30.IX. br.
- b) do dn. 9.X. br. powiadomienie kandydatów o dopuszczeniu do egzaminu wstępnego.
- c) okres sesji egzaminacyjnej od 16.X. — 21.X. br.
- d) ok. 25.X. br. rozpoczęcie nauki.

Jednocześnie komunikujemy, że rektoraty wyższych szkół technicznych otrzymały odpowiednie instrukcje Ministerstwa Szkolnictwa Wyższego dotyczące współpracy z placówkami NOT.

Sekretarz Generalny NOT
(inż. D. Gajewski)

Cena zł 8.—

PAŃSTWOWE WYDAWNICTWA TECHNICZNE

Nowości wydawnicze

- Aleksandrowicz E.: Wskazówki dla początkującego laboranta. Biblioteka Laboranta. S. 40, zł 1.50
Bromlej M. F., Kuczeruk W. W.: Techniczne badania i sprawdzanie sprawności urządzeń wentylacyjnych w zakładach przemysłowych. S. 211, zł 15.—
Buczyło E.: Co powinien wiedzieć pracownik obsługujący nitraty. S. 44, zł 2.—
Elbaum J., Reicher J.: Elektryczne aparaty rozruchowe i regulacyjne. Montaż — obsługa — naprawa. S. 215, zł 12.—
Grabiec A., Markiewicz E.: Metalizacja natryskowa. S. 197, zł 14.—
Janikowski P.: Składowanie węgla na placu fabrycznym. S. 92, zł 5.—
Kacprzak J.: Lakier i emalie nitrocelulozowe. S. 164, zł 10.—
Knopf M.: Metody badań farb rdzochronnych. C. 122, zł 8.—
Lewicki T.: Części maszyn w zarysie. Wyd. 3 niezmienione. S. 127, zł 10.50
Musil L.: Ogólne zasady projektowania elektrowni parowych. Tłum. z niem. J. Dąbrowski, C. Dąbrowski. S. 419, zł 42.— (w oprawie)
Sokołowski A. P.: Kurs technologii budowy maszyn. Część II. Technologia obróbki części maszynowych. Tłum. z ros. W. Wasiljew. S. 438, zł 28.—
Sznee J. I.: Teoria turbin gazowych. Tłum. z niem. L. Niemand. S. 367, zł 35.— (w oprawie)
Terman F. E.: Radiotechnika. Tom. I. Wyd. 2. S. 671, zł 40.—
Zmihorski E.: Chromowanie techniczne i budowa chromowni. S. 287, zł 12.— (w oprawie)

Do nabycia w księgarniach technicznych Domu Książki i u kolarzy zakładowych.

WYDAWNICTWO „BUDOWNICTWO I ARCHITEKTURA“

- Bielicki W.: Rudy betonowe. Warszawa 1954, s. 172, zł 12.50
Bryła S., Suwalski L.: Beton i żelbet. Wydanie 2. Opracował L. Suwalski. Warszawa 1954, s. 292, zł 28.—
Danilecki W.: Konstrukcje zespolone murowe zbrojone i ceglano-żelbetowe. Warszawa 1954, s. 143, zł 13.—
Iwiański A. M.: Konstrukcje żelbetowe. Tłum. z ros. W. Lenkiewicz. Komentarzem opatrzył i przystosował do warunków polskich J. Minc. Wydanie 2 poprawione. Warszawa 1954, s. 479, zł 29.50
Katalog urządzeń małej mechanizacji w budownictwie. Zeszyt 1 — Transport poziomy pionowy. Roboty różne. Ministerstwo Budownictwa Przemysłowego. Warszawa 1954, s. 28, zł 16.—
Lenkiewicz W.: Przeprowadzanie prac zespołowej przy wykonywaniu robót murowych. Warszawa 1954, s. 32, zł 2.—
Mazow I. J.: Przyśpieszona produkcja cegły. Tłum. z ros. W. Lenkiewicz. Warszawa 1954, s. 39, zł 2.50
Mazow I. J.: Sposoby zwiększenia wydajności dużych pieców kręgowych do wypału cegły. Tłum. z ros. W. Rawicz-Szczerbo. Warszawa 1954, s. 54, zł 3.—
Minc J.: Obliczanie konstrukcji żelbetowych metodą odkształceń plastycznych. Część II. Warszawa 1954, s. 188, zł 20.—
Strug E.: Roboty ziemne w budownictwie. Warszawa 1954, s. 102, zł 6.—
Zenczykowski W.: Budownictwo ogólne. Tom II — Konstrukcje i wznoszenie murów i sklepień. Wyd. 4 (drugie drukowane). Warszawa 1954, s. 491, zł 33.50 (opraw. pl.).

Do nabycia w księgarniach technicznych Domu Książki

Warunki prenumeraty

Prenumerata normalna		Prenumerata ulgowa	
Kwartalna	24,—	Kwartalna	13,50
Półroczna	48,—	Półroczna	27,—
Roczna	96,—	Roczna	54,—

Zgłoszenia przyjmują wyłącznie urzędy pocztowe oraz listonosze wiejski i miejski. Termin zgłoszenia prenumeraty upływa z dniem 10 każdego miesiąca poprzedzającego okres prenumeraty.

Z prenumeraty rocznej mogą korzystać członkowie stowarzyszeń technicznych NOT, członkowie klubów racjonalizacji i techniki oraz studenci szkół wyższych. Zgłoszenia (tylko zbiorowe) przez oddziały wojewódzkie NOT oraz koła naukowe studentów przyjmuje PPK „Ruch” Warszawa, ul. Srebrna 12, Centralna Ekspedycja, po uprzednim wpłaceniu należności na konto PKO Nr 14000/110.

Pojedyncze zeszyty „Gospodarki Wodnej” można nabywać jedynie w Wydziale Zbytu Czasopism Technicznych NOT Warszawa, Czackiego 3/5. Zakupu można dokonać osobiście względnie przesyłką pocztową po uprzednim wpłaceniu należności (za zeszyt koszty przesyłki) na konto PKO Warszawa I-21338/113 z wyszczególnieniem opłaconych zeszytów. Cena pojedynczego zeszytu zł 8, porto zł 0,45.