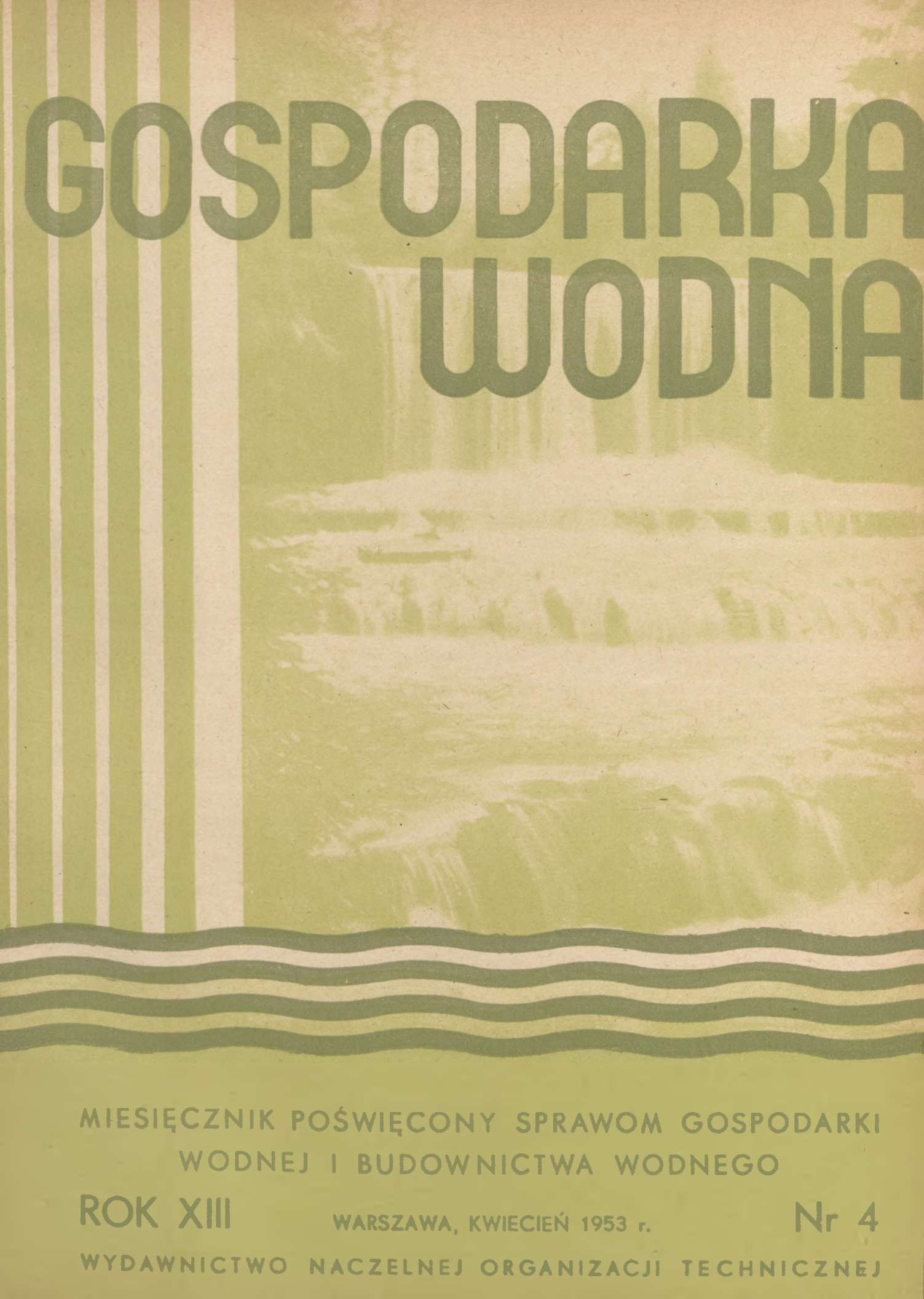


GOSPODARKA WODNA



MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI
WODNEJ I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XIII

WARSZAWA, KWIECIEŃ 1953 r.

Nr 4

WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

T R E Ś Ć

Józef Stalin — Wielki Budowniczy socjalizmu i komunizmu	121
---	-----

DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

Inż. Włodzimierz Skoraszewski — W sprawie norm zużycia wody w gospodarce komunalnej i przemysłowej	123
Inż. Czesław Nielubowicz — Wykorzystanie ciepłej wody przemysłowej dla celów agrotechnicznych	126
Inż. Czesław Bielenia — Fundamentowanie budowli wodnych a przemarzanie gruntu	128
Prof. dr inż. Jerzy Ostromecki — Uwagi w sprawie obliczenia nawodnień zalewowych (dokończenie)	133
Inż. Jan Wokroj — Adaptacja profilu mostowego	137
Prof. dr Stanisław Tolpa — Stan bazy paszowej na obszarze zlewni rzeki Leby	139

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

Inż. Kazimierz Puczyński i inż. Marian Chudzyński — Z odwodnień budowlanych	142
---	-----

DZIAŁ V — EKSPLOATACJA

Inż. Kazimierz Kars — Woda przemysłowa do oczyszczania gazu wielkopieczowego	146
Inż. Jerzy Ostrowski — Nawodnienia zimowe	149
Inż. Stefan Frisch — Zastosowanie wiatraków w gospodarce wodnej	151
PRZEGLĄD WYDAWNICTW	152
KRONIKA	154

СОДЕРЖАНИЕ

SOMMAIRE

CONTENTS

Иосиф Виссарионович Сталин, Великий строитель социализма и коммунизма

По вопросу норм водопотребления

Использование теплой воды промышленных предприятий для агротехнических целей

Фундирование гидротехнических сооружений и промерзание почвы

Замечания по вопросу заливных обводнений (окончание)

Пропособление мостового профиля

Состояние фуражной базы в пределах бассейна реки Лэбы

Отводнения строен

Очистка газа доменных печей

Зимнее орошение

Применение ветряных мельниц в водном хозяйстве

Обзор печати

Хроника.

Joseph Stalin — Le grand Constructeur du Socialisme et du Communisme.

En matière des normes de consommation d'eau

Utilisation de l'eau chaude industrielle pour les besoins de l'agriculture

Fondation des constructions hydrauliques et la congélation du sol

Remarques sur le calcul des irrigations d'inondation (fin)

Adaptation du profil du pont

Etat de la base de pâture sur le terrain du bassin de la rivière Leba

Drainage des fondements de constructions

Purification du gaz des fondaries

Rôle d'irrigation des prairies hors de période végétatif

Application des moulins à vent dans les aménagements hydrauliques

Revue des publications

Chronique.

Joseph Stalin — The great Constructor of Socialism and Communism.

In matter of water consumption standards

Utilization of warm industrial water for agricultural purposes

Foundation of water engineering constructions and congelation of soil

Remarks on the calculation of flood irrigation (End)

Profile adaptation of a bridge

State of pasture basis on the area of the basin of the river Leba

Drainage of the foundations of constructions

Purification of the gaz of smelting houses

Role of irrigation in the meadow managements outside of the period of vegetation

Application of the windmills, in the water engineering managements

Review of publications

Chronicle.

Warunki prenumeraty:

Prenumerata:

Przedpł. Przedpł.
norm. ulgowa

Numer pojedynczy 8.—

Kwartalna	24.—	13.50
Półroczna	48.—	27.—
Roczna	96.—	54.—

Zamówienia i wpłaty na prenumeratę przyjmują wszystkie urzędy pocztowe i listonosze. Zamówienia i przedpłaty na prenumeratę czasopism technicznych NOT poczynając od 1 maja 1953 r., przyjmowane będą w nowych terminach: od dnia 11 każdego miesiąca do dnia 10 następnego miesiąca — na najbliższy okres kalendarzowy. Na okresy miesięczne — co miesiąc. Na okresy kwartalne — odpowiednio do dnia 10 grudnia, marca, czerwca i września. Na okresy półroczne — do dnia 10 m-ca grudnia i czerwca. Na okres roczny — do dnia 10 m-ca grudnia. Analogiczne dotyczy przyjmowania prenumeraty przez Urzędy Pocztowe i listonoszy.

Józef Stalin—Wielki Budowniczy socjalizmu i komunizmu

Józef Stalin nie żyje, lecz imię Jego uwiecznione jest w historii Związku Radzieckiego niemal od chwili jego powstania; imię Jego jest symbolem rozwoju komunizmu w ZSRR, jest nierozdzielnie i na zawsze związane z planem wielkich budowli hydrotechnicznych, stanowiących jeden z ważkich elementów budowy komunizmu w Związku Radzieckim.

Rozpatrując życie Józefa Stalina oraz wspaniałe osiągnięcia Komunistycznej Partii Związku Radzieckiego i Rządu ZSRR w dziele budowy wspaniałych obiektów hydrotechnicznych, musimy cofnąć się pamięcią do okresu bezpośredniego po Rewolucji Październikowej, kiedy to Włodzimierz Lenin, występując na VIII Ogólnorosyjskim Zjeździe Rad w grudniu 1920 r. z historycznym hasłem:

„Komunizm jest to Władza Radziecka plus elektryfikacja całego kraju“¹⁾ rzucił myśl, aby całą gospodarkę kraju (łącznie z rolnictwem) przestawić na nową bazę techniczną nowoczesnej, wielkiej produkcji. Taką bazą — mówił W. Lenin — jest tylko energia elektryczna. „Nasz program partii nie może być tylko programem samej partii. Musi on stać się programem naszego budownictwa gospodarczego, w przeciwnym bowiem razie nie będzie się nadawał również jako program partii. Toteż jego uzupełnieniem powinien być drugi program partii, czyli plan prac w dziedzinie odbudowy całej gospodarki kraju i przedstawienia jej na tory nowoczesnej techniki. Bez planu elektryfikacji nie zdołamy przejść do rzeczywistego budownictwa“¹⁾.

Budowa komunizmu w Związku Radzieckim rozłożona została na dwie kolejne fazy — budowa socjalizmu i przechodzenie od socjalizmu do komunizmu. Obydwie te fazy stanowią właściwie „wewnętrznie zespolony, jednolity proces rozwoju tej samej formacji społeczno-ekonomicznej“²⁾. Fazy te „różnią się przede wszystkim stopniem swej dojrzałości ekonomicznej“.

Pierwszą fazę — budowę socjalizmu — najlepiej mogą scharakteryzować słowa J. Stalina: „Celem produkcji socjalistycznej jest nie zysk, lecz człowiek z jego potrzebami, to jest zaspokojenie jego potrzeb materialnych i kulturalnych“³⁾. Na tym polega olbrzymia przewaga ustroju socjalistycznego i dalszej jego fazy — komunistycznego nad kapitalistycznym, gdzie wszechwładnie panuje ucisk człowieka i wyzyskiwanie jego siły roboczej dla osiągnięcia korzyści materialnych przez nieliczną garstkę kapitalistów i obszarników, łączących swoje cele osobiste z działalnością kół rządzących zachodnich krajów podżegaczy wojennych. W warunkach socjalizmu Związku Radzieckiego produkcja społeczna po raz pierwszy w dziejach ludzkości znalazła się pod świadomą, planową kontrolą społeczeństwa i służy interesom mas pracujących, zaspokajaniu ich rosnących potrzeb.

Historyczne hasło Lenina „Komunizm jest to Władza Radziecka plus elektryfikacja całego kraju“ stało się asumptem do opracowania przez Włodzimierza Lenina i Józefa Stalina planu elektryfikacji, którego podstawą było socjalistyczne uprzemysłowienie kraju, z postawieniem na pierwszym miejscu rozwoju przemysłu ciężkiego, a zwłaszcza budowy maszyn, na bazie energii elektrycznej.

Pierwszy pięcioletni plan elektryfikacji Rosji — plan „Goelro“ — przewidywał wybudowanie 30 rejonowych elektrowni o ogólnej mocy 1750 tys. kW, o produkcji 8,8 mld. kWh rocznie. Do 1935 r. wykonano trzykrotnie więcej niż przewidywał plan „Goelro“. Powstały wtedy wielkie elektrownie wodne: na Dnieprze (uruchomiona w 1932 r.) o produkcji rocznej ponad 2 mld. kWh, na Świsze, na górnej Wołdze itd.

Dalszy, planowy rozwój budowy socjalizmu w ZSRR pod światłym kierunkiem Józefa Stalina został zahamowany najazdem hord hitlerowskich. Uwidocznili się to w koniecznym przestawieniu przemysłu na tory wojenne, co spowodowało spadek produkcji przemysłowej ze 100% w 1940 r. do 92% w 1945 r. i 77% w 1946 r. Było to zjawisko nieodwzajemnione, gdyż produkcja sprzętu wojennego uległa po zakończeniu wojny redukcji, przestawienie zaś z powrotem na tory produkcji pokojowej wymagało pewnego czasu⁴⁾. Jednak już w r. 1948 ogólna produkcja przemysłowa wyniosła 118% produkcji 1940 r., zaś plan na 1952 r. przewidywał 223%.

Przykład szalonego rozwoju produkcji przemysłu pomimo świeżych ran wojennych w Związku Radzieckim dowodzi niebywałego geniuszu J. Stalina, który już w 1946 r. powiedział, że „zamiarem partii jest zorganizowanie nowego, potężnego wzrostu gospodarki narodowej, co umożliwiłoby podniesienie poziomu naszego przemysłu mniej więcej trzykrotnie w porównaniu z poziomem przedwojennym. Będzie to chyba wymagało trzech nowych pięcioletek, jeśli nie więcej. Ale wykonać to możemy i musimy“.

Pierwszy powojenny, pięcioletni plan odbudowy i rozwoju gospodarki narodowej ZSRR (1946—1950) stanowił przedłużenie pięcioletki przedwojennej i był częścią stalinowskiego programu budownictwa komunizmu w Związku Radzieckim. W skład planu narodowego 1946—1950 wchodziło w szerokim zakresie budownictwo wodne, którego cechy można stosować następująco:

- Integralne wykorzystanie zasobów wodnych w całym dorzeczu w celu wytwarzania siły wodnej, usprawnienia żeglugi, intensyfikacji rolnictwa, wyrównania odpływu i ochrony przed powodzią, zaopatrzenia wodociągów itp.
- Koncentracja spadów na dużych stopniach w interesie optymalnego wykorzystania zasobów energetycznych i usprawnienia przewozów wodnych.
- Modernizacja typów konstrukcji zapór, jazów i śluz.

¹⁾ W. Lenin — Dzieła, t. XXXI, str. 432, Warszawa, 1950.

²⁾ Porówn. W. Bojarinow — Wielkie Stalinowskie Budowle komunizmu, „Nowe Drogi“, Nr 7/52.

³⁾ J. Stalin — Ekonomiczne problemy socjalizmu w ZSRR, str. 84, Warszawa, 1952 r.

⁴⁾ Porówn. G. M. Malenkov — Referat sprawozdawczy na XIX Zjeździe KPZR, „Nowe Drogi“ str. 32—33, nr 10/52.

— Mechanizacja robót wykonawczych.

— Wprowadzenie w szerokim zakresie do budownictwa wodnego elementów architektonicznego opracowania.

Już w czasie wykonywania pięciolatki powojennej Rada Ministrów ZSRR i KC WKP(b) z inicjatywy J. Stalina powzięły w październiku 1948 r. uchwałę „O planie zakładania leśnych pasów ochronnych, wprowadzenia płodozmianów trawo-polnych, tworzenia stawów i rezerwuarów wodnych dla zapewnienia wysokich i stałych urodzajów w stepowych i stepowo-leśnych rejonach europejskich część ZSRR“. Jest to gigantyczny plan przeobrażenia przyrody, którego wykonanie ma być zakończone prawie w tym samym czasie, co i wykonanie podstawowego zadania ekonomicznego ZSRR.

W drugiej połowie 1950 r., ostatniego roku pierwszej pięciolatki powojennej, Rada Ministrów ZSRR na wniosek J. Stalina powzięła historyczną decyzję o przystąpieniu do wznoszenia wielkich budowli komunizmu. Stalinowskie budowle komunizmu — to kompleks największych na świecie budowli energetycznych, irygacyjnych, transportowych i innych, które mają być wykonane w ciągu 5 — 7 lat w celu stworzenia materialno-produkcyjnej bazy społeczeństwa komunistycznego i szybszego przeobrażenia przyrody na rozległych obszarach Związku Radzieckiego. Wznoszenie tych budowli — to nowy etap elektryfikacji kraju, nowy etap nieustannego wzrostu i doskonalenia produkcji na gruncie wyższej techniki.

Historyczne uchwały z 1948 i 1950 r. stwarzają warunki całkowitego ujarzmiania sił przyrody i podporządkowania ich świadomej i celowej kontroli człowieka. Ujarzmiona i przekształcona przyroda oraz zwiększający się przyrost ludności ułatwiają i przyspieszają przejście społeczeństwa socjalistycznego w społeczeństwo komunistyczne.

Postawione przez Stalina podstawowe zadania ekonomiczne na drodze przejścia od socjalizmu do komunizmu można streścić następująco:

- roczna produkcja ZSRR w zakresie energii elektrycznej musi osiągnąć 250 miliardów kWh dla możliwości produkowania rocznie 50 milionów ton surowki żelaza, 60 milionów ton stali, 500 milionów ton węgla, 60 milionów ton ropy naftowej;
- szybki rozwój przemysłu i przyrost ludności wymaga planowego rozwoju rolnictwa i hodowli bydła;
- rozwój przemysłu i związanego z nim rolnictwa wymagają przyspieszenia wymiany dóbr, wymagają budowy nowych linii transportowych, łączących wielkie ośrodki przemysłowe i rolnicze, będące ważnymi ogniwami pomiędzy miastem a wsią.

W każdym z tych trzech postawionych przez Stalina głównych zadaniach ekonomicznych, każda z wielkich budowli hydrotechnicznych, realizowanych obecnie w ZSRR odgrywa znaczną, a często podstawową rolę. Każda bowiem kompleksowo rozwiązana budowa hydrotechniczna umożliwia:

- produkcję energii wodno-elektrycznej, potrzebnej dla rozwoju przemysłu, rolnictwa i elektryfikacji linii kolejowych,
- planowy i szybki rozwój rolnictwa i hodowli bydła wskutek nawodnienia i zraszania znacznych obszarów stepowych i stepowo-leśnych rejonów Związku Radzieckiego,
- tworzenie nowych arterii wodno-komunikacyjnych lub znaczną poprawę czy ulepszenie istniejących dróg wodnych.

Patrzący w przyszłość genialny umysł Józefa Stalina nie poprzestał na programie wielkich budowli wodnych w pięcioletnim planie 1946—1950. Przedstawione bowiem na XIX Zjeździe KPZR przez M. Z. Saburowa dyrektywy w sprawie następnego 5-letniego planu 1951—1955 zawierają jeszcze większe zamierzenia w dziedzinie gospodarki wodnej i budownictwa wodnego⁵⁾.

Dalsza elektryfikacja kraju pociąga za sobą olbrzymie tempo zwiększenia elektrowni — łączna moc elektrowni wzrosła w latach 1951—55 dwukrotnie, w tym elektrowni wodnych — trzykrotnie. Wymienić tu można 10 wielkich elektrowni wodnych na Woldze, Kamie, Kurze, Irtyszu i in. oraz wiele mniejszych elektrowni. Ogólna moc wszystkich elektrowni wodnych oddanych do użytku do 1955 r. wyniesie ponad 4 miliony kW.

Plan pięcioletni 1951—1955 przewiduje przeprowadzenie w szerokim zakresie prac w dziedzinie gospodarki wodnej w rolnictwie. Obszar gruntów nawodnionych wzrosnie o 30—35%, a gruntów osuszonych o 40—45%. Przewiduje się założenie w kolchozach i sowchozach do 35 000 stawów i zbiorników wodnych.

W dziedzinie transportu wodnego planowana jest przebudowa wołżańsko-bałtyckiego szlaku wodnego, co łącznie z wykonanymi wcześniej kanałami: Morze Białe — Bałtyk im. J. Stalina, Kanał im. Moskwy, Kanał Wołga—Don im. W. Lenina — umożliwi w ciągu pięciu lat pięciolatki doprowadzenie do końca prac nad stworzeniem jednolitego, głębokowodnego systemu żeglownego w europejskiej części ZSRR.

Józef Stalin nie żyje, ale Jego geniusz stanowi i stanowić będzie potężną, organizacyjną siłę Komunistycznej Partii Związku Radzieckiego, wiodącej naród radziecki ku coraz nowym osiągnięciom.

„Promotorem nowego planu pięcioletniego, tak samo jak poprzednich planów pięcioletnich, jest nasz Wódz i Nauczyciel, towarzysz Stalin“ — powiedział M. Z. Saburow na XIX Zjeździe. Stalinowskie plany przeobrażenia przyrody w Związku Radzieckim stały się również natchnieniem dla tych wszystkich, którzy budują nowe życie na znacznej części kontynentu Europy i Azji. Masy pracujące krajów demokracji ludowej — za przykładem Związku Radzieckiego kierowanego przez długie lata genialnym umysłem Józefa Stalina — zaprzęgają niszczycielskie siły przyrody dla dobra społeczeństwa.

Imię Józefa Stalina dla polskich naukowców, inżynierów i techników budownictwa wodnego związane jest z przodującą nauką i techniką radziecką.

Polska inteligencja hydrotechniczna, wierna wskazaniom Wielkiego Stalina, biorąc sobie za wzór hydrotechników radzieckich i ich osiągnięcia, wraz z całą klasą robotniczą skupia się wokół Polskiej Zjednoczonej Partii Robotniczej w walce o wykonywanie planów budowy socjalizmu, o utrwalenie i obronę naszej niepodległości, przeciwko zakusom imperializmu amerykańskiego w walce o Pokój i Socjalizm.

Po zgonie Klementa Gottwalda Prezydenta Republiki Czechosłowackiej

Zaledwie w kilka dni po śmierci Wodza postępowej ludzkości, Józefa Stalina, naród czechosłowacki został okryty nową głęboką żałobą — zmarł Jego ukochany Prezydent Klement Gottwald. Wszystkie kraje obozu socjalizmu i pokroju łączą się z Czechosłowacją w tej żałobie. Polska, związana bratnimi więzami z Czechosłowacją, odczuła Jej ból niemal jak własny.

Klement Gottwald wychował swój silny naród i pozostawił po sobie mocnych ludzi skupionych w szeregach Partii Komunistycznej, którzy wierni Jego naukom poprowadzą nadal naród Czechosłowacji do budowy socjalizmu, do umacniania pokoju, do zacieśniania przyjaźni i sojuszu ze Związkiem Radzieckim, do dalszego rozkwitu w rosnącej z roku na rok w siły wolnej ojczyźnie.

Zawołajmy więc wraz z Komunistyczną Partią, z Rządem Czechosłowacji:

„Naprzód, czechosłowacka brygada szturmowa, pod sztandarem Lenina-Stalina drogą gottwaldowską!“

⁵⁾ Porówn. „Nowe Drogi“ str. 86 i nast., nr 10/52.

DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

INŻ. WŁODZIMIERZ SKORASZEWSKI

W sprawie norm zużycia wody w gospodarce komunalnej i przemysłowej

W dobie szybkiego rozwoju gospodarczego kraju szczególnego znaczenia w zakresie gospodarki wodnej nabiera sprawa ustalania norm zużycia wody.

Na bazie danych radzieckich i innych autor wyprowadza normy zużycia wody dla miasta socjalistycznego, co jest niezmiernie ważne zarówno dla założeń budowy centralnych wodociągów w związku z szybką urbanizacją kraju jak i dla formowania perspektywicznych bilansów wodnych.

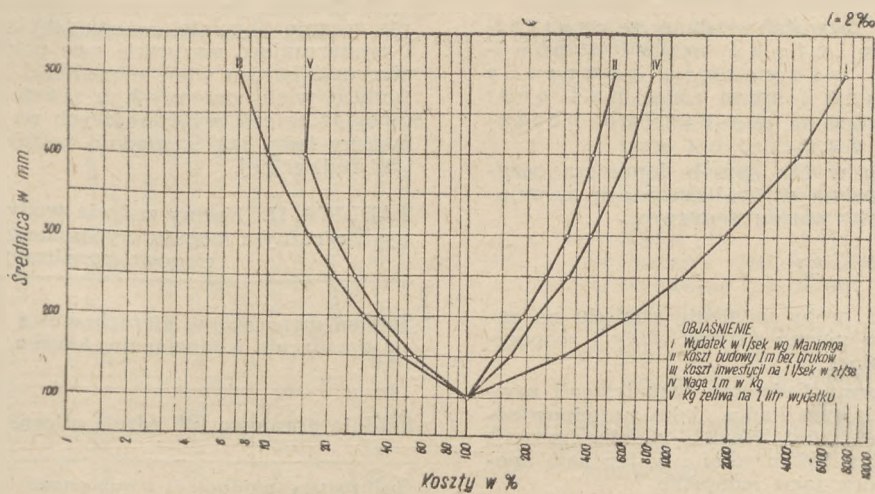
Artykuł ten m. in. porusza pośrednio aktualne dziś zagadnienie koordynacji wody komunalnej i przemysłowej oraz ustala pewne kryteria w zakresie wspólnego zaopatrywania w wodę tych dwóch wielkich gałęzi gospodarki narodowej.

Obecny szybki rozwój przemysłu pociąga za sobą urbanizację kraju. Miasta istniejące rozwijają się również szybko i równolegle powstają nowe, budowane od podstaw.

Konsumenci — tj. ludność reprezentowana przez gospodarkę komunalną i przemysł — stale podnoszą swe zapotrzebowanie wody dostarczonej przez centralne wodociągi. Zużycie jej wzrasta wtedy prędzej niż stan zaludnienia. Tam, gdzie zakład komunalny pokrywa całość zapotrzebowania przyrosty są szczególnie duże. Stolica daje pod tym względem wyniki najciekawsze. Wodociągi warszawskie bowiem dostarczają dotychczas każdą ilość wody żądanej przez miasto. W tym stanie rzeczy przyrost roczny ludności rachowany w procentach według zasad odsetek składanych wynosi około 4 razy mniej, niż analogiczny rozwój spożycia wody obliczany na mieszkańca.

szawski, pokrywają dotychczas każde zgłoszone zapotrzebowanie. Zakłady nie pokrywające wszystkich szczytów zapotrzebowania traktujemy jako nienormalne i dlatego nie mogą one wchodzić w rachubę przy ustalaniu normy. Wodociąg, jak elektrownia lub gazownia, może być uważana za normalny tylko wtedy, gdy zapewni użytkownikom zaspokojenie całkowite całości zapotrzebowania w każdym czasie i we wszelkich okolicznościach normalnych.

Woda produkowana przez wodociągi centralne ma dwie cechy dość odmiennego charakteru. Jest ona przede wszystkim artykułem pierwszej potrzeby ludności i pod względem znaczenia biologicznego idzie zaraz za powietrzem. Inaczej mówiąc, w zakresie obsługi potrzeb życiowych oraz sanitarno-technicznych użytkowników gra ona rolę dobra użytku powszechnego i to wagi pierwszorzędnej. Rozpatrywana z tego punktu widzenia jest



Rys. 1

Stolica wykazuje za ostatnie 6 lat przeciętny wzrost roczny zużycia wody w odniesieniu do mieszkańca na poziomie około 20%. Co ciekawsze, iż krzywa wzrostu nie zdradza dotychczas tendencji zniżkowej. Wynika to — w pierwszym rzędzie — z ogromnego i szybkiego uprzemysłowienia Warszawy. Inne miasta i okręgi, gdzie poziom zużycia wody, ciągle odnoszony na głowę mieszkańca, utrzymuje się dotychczas na poziomie niskim, po prostu nie mają dostatecznej ilości wody w rurociągach.

Zachodzi zatem pytanie jak należy liczyć potrzebną zdolność produkcyjną nowych zakładów wodociągowych? Podstawę stanowić tu musi norma perspektywiczna zużycia wody, gdyż z niej wynikają rozmiary, a przeto i koszty całości.

Przed wszystkim musimy się zastanowić nad możliwie dokładnym określeniem pojęcia samej normy. Będzie to przeciętna, wyprowadzona z możliwie licznych obserwacji działalności tych zakładów, które, jak War-

głównym gwarantem zdrowia i bezpieczeństwa ludności.

Inny charakter posiada woda przemysłowa, zużywana przez zakłady wytwórcze. W tym zakresie staje się ona surowcem przemysłowym, a więc towarem i stosownie do tego musi być traktowana.

Powstaje pytanie czy wodociąg komunalny typu centralnego powinien dostarczać całość potrzebnej wody?

Mamy tu na myśli oba jej rodzaje:

- wodę do zaspokajania potrzeb życiowych ludności — w skrócie komunalną,
- wodę do użytku technicznego — skrót: przemysłowa.

Wydaje się nie ulegać najmniejszej wątpliwości, że wodociąg miejski powinien dostarczać całość wody komunalnej. Inaczej nieco wygląda sprawa wody przemysłowej. Zakłady przemysłowe zużywają rozmaite ilości wody w stosunku do jednostki produkcji i wymagają także wody różnego charakteru. Oprócz tego na obszarze gospodarki komunalnej zasilanej wodą centralnie

mamy dwa zasadnicze rodzaje zakładów przemysłowych.

- przemysł rozproszony o zróżnicowanym poborze wody z sieci miejskiej,
- wielki przemysł skoncentrowany o zapotrzebowaniu bardzo znacznym wody technicznej.

Przemysł rozproszony średni i mały musi i powinien być dziś zaopatrywany z wodociągu komunalnego. Wynika to po prostu ze względu na ekonomię środków transportu, tj. wodociągów. Sieć rurociągów zawiera od 60% do 90% całości środków trwałych, zainwestowanych w przedsiębiorstwie. Amortyzacja tej części majątku zakładu odgrywa główną rolę w kosztach wytwarzania i transportu wody, od ujęcia do konsumenta. Stosunki ilościowe w tym zakresie podaje załączony wykres rys. 1. Widzimy z niego wyraźnie, iż powiększenie średnicy ze 100 mm na 200 mm obniża zaangażowanie środków trwałych 3,3 raza w przeliczeniu na zdolność transportową. Analogicznie spada udział amortyzacji w kosztach całkowitych.

Oczywiście opłaca się tylko jedna sieć rurociągu a więc i jeden gatunek wody. Jeszcze 25 lat temu pogląd taki wydawałby się niesłuszny, ale zmiany jakie nastąpiły po ostatniej wojnie, a przede wszystkim ogromny wzrost spożycia komunalnego¹⁾, doprowadziły do poglądu, że duże sieci niezależne dla wody komunalnej i przemysłowej są gospodarczo nieuzasadnione, a higienicznie bardzo niewłaściwe. Toteż miasta, które od początku swych dziejów wodociągowych posiadały sieci podwójne, szybko przechodzą na jednolite (Paryż — Amsterdam)²⁾.

Sprawa zaopatrzenia wielkich zakładów w wodę techniczną jest zagadnieniem indywidualnym i wymaga traktowania specjalnego w każdym poszczególnym przypadku. Sposób rozwiązania zależy od lokalnych źródeł wody i odbiorników ścieków. Sytuacja taka, jak w okręgach Śląskim, Łódzkim, czy Warszawskim może zmusić do tego, że nawet najwięksi konsumenci będą zaopatrywani w wodę obu rodzajów przez zakłady centralne.

W rezultacie naszych rozważań ustalamy, że centralny wodociąg miejski musi i powinien pokrywać wszystkie potrzeby wodne gospodarki komunalnej oraz przemysłu rozproszonego na obszarze swego zasięgu.

Zasada sformułowana w ten sposób dopuszcza oczywiście wyjątki i odstępstwa w okolicznościach sprzyjających, inaczej nie byłaby zasadą poprawną.

Przejdźmy z kolei do próby ustalenia poglądu na zakres i sposób obliczania normy zużycia wody i rozpoczniemy od wody komunalnej.

Zużycie wody lub normę będziemy rozpatrywali zawsze w odniesieniu do 1 mieszkańca, jako najodpowiedniejszej jednostki statystycznej. Nawet zapotrzebowanie wody przemysłowej może być oceniane w ten sam sposób, traktując mieszkańca jako jednostkę.

W tablicy I podajemy przykład takiego sposobu obliczenia, zaczerpnięty z ostatniego znanego podręcznika dr. K. I m h o f f a.

Możemy zatem przyjąć obowiązującą dziś ogólnie zasadę, że wszelkie obliczenia zużycia wody z wodociągu centralnego mogą być obliczane dla pewnej wielkości podstawowej, wyrażonej teoretyczną liczbą mieszkańców zastępczych.

Mieszkaniec otrzymuje wodę komunalną loco kran — miejsce zużycia, a płaci loco wodomierz na granicy nieruchomości, w której ją zużywa. Ta część komunalnej wody dostarczanej przez wodociąg centralny jest jego produkcją netto i stanowi o dochodach przedsiębiorstwa. Ilość pozostała, nie ujęta przez wodomierze indywidualne i nieopłacona, dodana do ilości netto, da nam zużycie brutto, tj. objętość wody jako surowca pobranego z ujęcia, lub kopalni.

TABLICA I. Ilość ścieków produkowanych przez różne zakłady przemysłowe w zależności od rodzajów i rozmiarów produkcji wyrażonej w liczbach mieszkańców o równej wytwórczości ścieków, a więc analogicznym zużyciu wody.

Rodzaj zakładu przemysłowego	Przerób dobowy	Odpowiednik zużycia wody w liczbie mieszkańców
Mleczarnia bez serowni	1000 l mleka	10 — 30
Mleczarnia z serownią	10 0 l mleka	50 — 250
Rzeźnia	1 woł = 2,5 świni	70 — 200
Browar	1000 l piwa	300 — 2000
Cukrownia	10 0 kg buraków	120 — 400
Gorzelnia	1 00 l zboża	1500 — 2000
Krochmalnia	1000 l kukurydzy	500 — —
Garbarnia	1000 kg skór sur.	1000 — 4000
Pralnia wełny	10 0 kg wełny	2000 — 3000
Farbiarnia	1000 kg mat. włók.	2000 — 3500
Roszlarnia	10 0 kg słomy ln.	750 — 1150
Celuloza sulfitowa	1 00 kg celulozy	3000 — 4000
Papiernia	1 00 kg papieru	10 0 — 300
Szluczne włókna	1000 kg towaru	500 — 700
Pralnia	1000 kg bielizny	700 — 2300

Normę zużycia wody będziemy zatem rozpatrywali w dwóch założeniach:

- norma netto; cała ilość wody oddana z sieci rurociągów miejskich do dyspozycji konsumentów w ciągu roku przez wodomierze, przeliczona na głowę mieszkańca, jako przeciętna dobową w roku,
- norma brutto; cała ilość wody zaczerpniętej z ujęcia, przeliczona jak wyżej.

Pomiędzy normą netto i brutto zmieścimy wszystkie straty. Z kolei przejdźmy do ustalania normy netto zużycia wody komunalnej.

Na pytanie, ile wody powinien zużyć na dobę przeciętnie rocznie obywatel miasta, aby zaspokoić dostatecznie i wystarczająco wszystkie swe potrzeby życiowe, można otrzymać bardzo wiele odpowiedzi. Ilość ta jest bowiem funkcją wielu zmiennych, a przede wszystkim dobrobytu i poglądów zeń wpływających na higienę osobistą. Zobaczymy tedy, jak wyglądają normy zwyczajowe z praktyki radzieckiej.

TABLICA II. Normy zużycia wody w domach mieszkalnych o różnym stopniu wyposażenia w urządzenia wodociągowo-kanalizacyjne:

Stopień wyposażenia nieruchomości w urządzenia wodociągowo-kanaliz.	Zużycie w /m ³ /24h ²⁾	
	przeciętne	maksymalne
Studnie gruntowe lub źródła uliczne	30 — 50 40	40 — 60 50
Najrozsze wodociągi wewnętrzne w budynkach. Kanalizacja miejscowa	50 — 60 55	60 — 75 67,5
Wodociągi wewnętrzne w budynkach, ale bez wanień. Kanalizacja centralna	60 — 80 70	75 — 100 87,5
Wodociągi wewnętrzne w budynkach. Wanny z lokalnymi piecami kąpiel.	90 — 120 105	110 — 150 130
Zaopatrzenie centralne w wodę gorącą	150 — 200 175	175 — 225 200 i więcej

Studnie jedna na 8 — 10 rodzin, odległe nie więcej niż 200 m jedna od drugiej. Źródła uliczne jeden na 16 — 20 domów, co 150 — 200 m jeden od drugiego.

¹⁾ Międzynarodowy Zjazd Gospodarki Wodnej w Amsterdamie 1949 r.

²⁾ Ibidem.

³⁾ Zużycie podano w litrach na mieszkańca i dobę wg wzorców ustalonych przez Ludowy Komisariat Gospodarki Komunalnej RSFSR Kratkij Sprawocznik Architektora — rok 1952.

Są to normy osobistego zużycia wody, traktowane jako netto. Inaczej mówiąc, określają one ile faktycznie wody komunalnej powinien zużyć obywatel do indywidualnych potrzeb życiowych w swym mieszkaniu, aby zaspokoić elementarne wymagania higieny osobistej. Norma ta odniesiona do wodomierza nieruchomości musi być powiększona o sumę strat w rurociągach domowych. Poziom wspomnianych strat zależy od stanu instalacji i może się wahać od 10% do kilkuset procent wielkości zużycia faktycznego.

Jak widzimy z tablicy II, normalizator radziecki skądinąd zużycie wody do celów osobistych wg stopnia doskonałości urządzeń sanitarnych danej nieruchomości. Postępowanie oczywiście jest zupełnie słuszne dla kalkulacji, dotyczących poszczególnej nieruchomości lub ich grup niewielkich. Jednak projektant wodociągu musi planować swój zakład w perspektywie dalszej, wynikającej z okresów amortyzacyjnych urządzeń, a w danym przypadku sieci rurociągów. Rury żeliwne mogą leżeć bez wymiany ok. 50 lat. Budując obecnie sieci wodociągów komunalnych, musimy je zakładać od razu w takim rozmiarze, aby pozwoliły przynajmniej na pełne zaopatrzenie miasta jeszcze za lat 25, kiedy trzeba będzie przystąpić do poszerzenia sieci. Magistrale muszą i powinny być planowane od razu na cały okres amortyzacyjny, inaczej otrzymamy absurd gospodarczy. Projektując zatem dziś musimy mieć na uwadze stan instalacji domowych w dalszej perspektywie czyli norma nasza powinna mieć charakter dynamiczny i mobilizujący.

Zobaczymy, jak powinno wyglądać miasto socjalistyczne po upływie ćwierć wieku pod względem komfortu sanitarnego. Zagadnienie to rozwiązaliśmy na tablicy III, gdzie podajemy równolegle miasto zaniedbane z epoki kapitalistycznej i socjalistyczne miasto przyszłości.

TABLICA III. Zestawienie porównawcze zużycia wody netto w mieszkaniach o różnym stopniu zaopatrzenia w urządzenia wodociągowo-kanalizacyjne w miastach kapitalistycznych i socjalistycznych, obliczone w litrach na głowę mieszkańca i dobę przeciętną.

Typ instal. wzd. kan. wg tabl. II	Przeciętne dobowe zużycie wody na głowę w litrach	Miasto kapitalistyczne		Miasto socjalistyczne	
		% mieszk. z danym typu instal.	Przeciętne zużycie wody netto w stos. dociąg-ciuł trach na mieszkańca na dobę	% mieszkań o da- nym typie instalacji	Przeciętne zużycie wody netto w stos. dociąg-ciuł trach na mieszkańca na dobę
1	40	10	4	2	0,8
2	55	20	11	3	1,7
3	70	30	21	5	3,5
4	105	25	26	30	31,5
5	175	15	26	60	105
Razem netto in o		100%	68	100%	142,5
Straty w sieci domowej			9		14,5
Razem netto loco wodo- mierza w nieruchomości			97		157
W zaokrągleniu			100%		ok. 160

Obliczając tablicę III przewidywaliśmy, że w mieście socjalistycznym lat ok. 1975 — 1980 nie będzie już domów pozbawionych zupełnie instalacji wodociągowo-kanalizacyjnej. Poza tym braliśmy pod uwagę wielki rozwój elektrociepłowni, co znowu pociąga za sobą upowszechnienie instalacji centralnej wody ciepłej ze wszystkimi, wynikającymi stąd skutkami dla zużycia wody przez mieszkańców.

Wg tablicy III mieszkaniec został zaopatrzony w wodę do użytku osobistego, ale ma on poza tym inne potrzeby, wymagające pewnego zużycia wody komunalnej. Chodzi do szkoły, pracuje poza domem, odwiedza kina, teatry, muzea, bywa na zebraniach i posiedzeniach. W mieście socjalistycznym około 75% czasu spędza poza domem,

a więc musi korzystać z różnych urządzeń sanitarnych, gdzie woda jest głównym czynnikiem. To zużycie szacujemy na 15 l/dobę.

Mycie i sprzątanie ulic wymaga również poważnego zużycia wody. Specjaliści z tej dziedziny żądają 40 l/m/dobę. Przypuszczamy, że to jest pewien zbytek i oceniamy ilość potrzebną do tego celu na 20 l/mieszk./dobę.

Polewanie terenów zielonych pociąga za sobą również zapotrzebowanie na wodę komunalną. Przyjmujemy powierzchnię zieloną, przypadającą na mieszkańca w wysokości ok. 30 m² i stąd zapotrzebowanie wody do zraszania ukształtuje się nam na poziomie ok. 25 l/mieszk./dobę, przyjmując dane z tablicy IV za podstawę obliczeń.

TABLICA IV. Normy zużycia wody do zraszania 1 ha ogrodów, sadów lub innych terenów zielonych:

Charakter objektu zraszanego	Zużycie wody m ³ na rok wg stref klimat ⁴⁾		
	s t r e f y		
	leśna	leśno-step.	stepowa
Ogrody i sady	500—1000	1000 3000	3000—5000
Skwery, bulwary trawniki i gazonu	1000—2000	2000—5000	5000—10000
Zieleń uliczna pasy zielone	2000—3000	3000—5000	5000—10000
Kuźnieki	5000—10000	10000—15000	15000—25000

Na jednego mieszkańca wypada zieleni w sumie ok. 30 m². Zużycie wody — ok. 3000 m³/ha/rok lub 9 m³/rok/mieszk. lub ok. 25/doba/mieszk.

TABLICA V. Orientacyjna norma brutto wody w dobrze zagospodarowanym mieście socjalistycznym — obliczona w litrach na mieszkańca i dobę:

I. Norma netto (woda sprzedana wg wodomierzy)

A. Woda komunalna

- Zużycie wody w mieszkaniach i nieruchomościach mieszkalnych do potrzeb indywidualnych razem ze stratami w sieci domowej 160 l
- Zakłady przemysłowe, biura, szkoły itp. zużycie sanitarne przez personel 15 l
- Mycie ulic 20 l
- Płukanie sieci kanałów 10 l
- Polewanie terenów zielonych (30 m²/mieszk.) 25 l
- Różne inne potrzeby ogólnomiejskie: pranie, stołówki, wodotryski, polewanie ulic i placów itp. 25 l

Razem zużycie wody komunalnej netto 255 l

B. Zużycie wody przemysłowej 25%—100% komunalnej 60—255 l

Norma netto w zaokrągleniu (A+B) 300—500 l

II. Norma produkcyjna, woda oddana do sieci komunalnej na granicy pompowni = norma netto 300—500 l

+ straty w sieci ulicznej = przeciętnie około 15% 45—75 l

Razem ok. 350—575 l

III. Norma brutto, czyli woda zaczerpnięta z ujęcia, przeliczona w litrach na mieszkańca i dobę przeciętną roczną = 350—575 l

Norma produkcyjna + potrzeby własne i straty produkcji na drodze pomiędzy ujęciem i początkiem sieci miejskiej, co wynosi przeciętnie ok. 5% 17,5—28,25 l

Razem ok. 370—600 l

⁴⁾ Zużycie podano w m³ na ha i cały okres wegetacji
Kratkij Sprawocznik Architekta 1952 r.

W miastach nowo wybudowanych stosujemy przeważnie kanalizacje rozdzielcze, wymagające dość intensywnego płukania. Ale nawet kanalizacje ogólnospławne też muszą stosować płukanie na odcinkach kanałów rurowych, a także przełazowych, o małych spadach, lub w ślepych końcówkach. Przyjmujemy na ten cel przeciętnie 10 l/mieszk./dobę.

Wreszcie mamy różne potrzeby miejskie jak: pożary, polewanie placów i ulic, wodotryski, kąpieliska publiczne, stołówki, klimatyzacje itp. na co przeznaczamy 25 l/mieszk. i dobę.

W ten sposób wyczerpaliśmy zagadnienie zużycia wody ze strony gospodarki komunalnej i przechodzimy do zagadnienia wody przemysłowej.

Przemysł rozproszony składa się z dużej ilości zakładów najrozmaitszych typów, zaczynając od warsztatów rzemieślniczych aż do fabryk o kilkutyśięcznej zalodze. Zużycie wody przemysłowej nie da się ustalić jednolicie i dlatego musi być obliczane dla każdego miasta niezależnie. Wielki przemysł skoncentrowany wyłączyliśmy zupełnie z pola widzenia, gdyż nie da się on objąć żadnymi normami nawet orientacyjnymi.

Doświadczenia bieżące stolicy, miasta średnio uprzemysłowionego dowodzą, że zużycie przemysłu rozproszonego może osiągnąć poziom równy połowie całkowitej produkcji wodociągu centralnego. Przyjmujemy to za granicę górną i powiadamy, że w zależności od charakteru miasta zużycie wody przemysłowej netto może się wahać w granicach od 25% do 100% komunalnej. Całość naszych obliczeń zestawiamy w tablicy V, w której wyprowadzamy jako wynik ostateczny orientacyjną normę zużycia wody komunalnej i przemysłowej⁵⁾ brutto, obliczonej w litrach jako przeciętna dobowo na 1 mieszkańca.

⁵⁾ Bez wielkiego przemysłu.

Jak widzimy z tablicy V, miasto socjalistyczne wyposażone należycie w urządzenia sanitarne i czysto utrzymywane może zużywać przeciętnie od 370 l — 580 l na mieszkańca i dobę wody, w zależności od stopnia rozwoju towarzyszącego przemysłu. Jest rzeczą bardzo ciekawą, iż obliczenia nasze, przeprowadzone na ogólnych podstawach i zresztą dość teoretyczne, doprowadziły do liczby 580 l na mieszkańca i dobę, jako przeciętnej normy zużycia wody w ciągu doby w miastach dużych o rozmaitym przemyśle. Pokrywa się ona całkowicie z przewidywaniami Moskwy, obliczającej swe nowe urządzenia wodociągowe na podstawie normy, wynoszącej 600 l na mieszkańca i dobę. Zbieżność kompletna granicy górnej naszych obliczeń z praktyką ZSRR wskazuje na to, że dolna jest równie prawdopodobna.

Norma perspektywiczna, obliczona wg naszego zdania, dość oszczędnie, waha się w granicach 370 l — 600 l na mieszkańca na dobę. Wydaje się ona pozornie bardzo wielka, ale nie zapominajmy, iż postęp techniki komunalnej pociąga za sobą coraz większe zapotrzebowanie na wodę. W tym samym kierunku zdąża przemysł. Dziś już dzielnice centralne stolicy zużywają ok. 300 l wody na mieszkańca i dobę. Prawda, stan instalacji domowych jest niezadowolający, ale nawet jego poprawa nie wpłynie na zużycie w przyszłości, gdyż rośnie ono prędzej od skutków możliwej poprawy urządzeń domowych. Wreszcie woda komunalna w miastach socjalistycznych nigdy nie będzie traktowana jako towar przynoszący zysk, czyli cena jej ukształtuje się najwyżej na poziomie kosztów własnych, a więc będzie bardzo niska.

Projektując wodociągi, należy normę perspektywiczną brutto ustalić w sposób podobny do opisanego, tj. uwzględnić możliwie obszernie rozwój dobrobytu już w stosunkowo niedalekiej przyszłości. Inaczej ryzykujemy popełnienie błędów bardzo kosztownych w budowie i jeszcze więcej w eksploatacji.

INŻ. CZESŁAW NIELUBOWICZ

Wykorzystanie ciepłej wody przemysłowej dla celów agrotechnicznych

Elektrownie ciepłe z parowymi turbinami kondensacyjnymi wykorzystują tylko część ciepła otrzymanego z węgla na wytworzenie energii elektrycznej. Większość tego ciepła, tj. około 60% znajduje się w odprowadzanej parze. Z kolei ciepło utajone tej pary zostaje oddane wodzie chłodzącej w kondensatorze powierzchniowym. Woda chłodząca jest pobierana z rzeki lub jeziora i po ogrzaniu się w kondensatorze o około 10°C jest z powrotem odprowadzana do rzeki.

W rzece lub jeziorze ciepła woda zrzutowa może spowodować niepożądane skutki, z powodu wywołania wzmoczonego życia biologicznego i nadmiernego zarostu dna jeziora lub rzeki, co znowu wpływa na pogorszenie obiegu wody chłodzącej¹⁾.

Wykorzystanie ciepłej wody zrzutowej z obiegu chłodzącego elektrowni u nas i za granicą jest właściwie żadne, z powodu niskiej temperatury tej wody (do 30—35°C), a jednak wielkie ilości ciepła spalane węgla są w ten sposób bezpowrotnie stracone dla gospodarki narodowej.

Na każde 100000 kW mocy w turbinach kondensacyjnych trzeba około 20000 m³/h wody chłodzącej, która ogrzeje się o około 10°C, czyli woda ta unosi ze sobą 20.000 10³ · 10 — 200 · 10⁶ Kcal/h. W energetyce pracuje przynajmniej 500.000 kW mocy w turbinach z obiegiem rzeczonym, a podobnych projektowanych elektrowni lub w budowie znajduje się powyżej 1.000.000 kW. Oprócz tego nie są tutaj wliczone elektrownie przemysłowe z chłodzeniem rzeczonym. Licząc po 200 m³/h wody chłodzącej na 1 MW mocy elektrowni, otrzymamy do wykorzystania znaczne ilości wody ciepłej, którą w najbliższych latach

można wykorzystać dla celów agrotechnicznych, w przybliżeniu:

200 m³/h · MW · 1500 MW = 300.000 m³/h, albo 83 m³/sek. wody ciepłej.

W dużych miastach są już budowane prawie wyłącznie elektrociepłownie, które oprócz energii elektrycznej dostarczają wody ciepłej do ogrzewania mieszkań i pary na potrzeby przemysłu. W elektrociepłowniach w okresie zimowym turbiny nie pracują na kondensację, lecz ciepła woda jest dostarczana do ogrzewania mieszkań. W miarę ocieplania się na dworze, turbiny przechodzą na reżim pracy z kondensatorami i latem około 75% obciążenia tych elektrowni pracuje na turbiny z kondensatorami, tj. znowu duże ilości ciepła uchodzą z wodą chłodzącą.

W tablicy I podany jest typowy przebieg ogrzewania wody chłodzącej. Należy zaznaczyć, że woda po przejściu przez kondensator powierzchniowy ogrzewa się o około 10°C i ponieważ nie styka się z czynnikiem chłodzącym, tj. parą, więc zachowuje wszystkie swoje pierwotne właściwości chemiczne i fizyczne i nie traci rozpuszczonego w niej tlenu.

TABLICA I. Temperatura wody zrzutowej w ciągu roku.

Miesiąc	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
Temperatura wody na wejściu do kondensatora + °C	0,3	0,7	4	12	17	19	21	19	17	12	5	1
Temperatura wody na wyjściu z kondensatora + °C	10,3	10,7	14	22	27	29	31	29	27	22	15	11

¹⁾ Rozważmy tylko otwarte obiegi wody chłodzącej, a nie bierzmy pod uwagę zamkniętych obiegów wody chłodzącej z chłodniami kominowymi.

Średnia maksymalna temperatura wody zrzutowej dochodzi do 31°C. W tym czasie maksymalna temperatura wody w rzece dochodziła do 28°C, a temperatura wody chłodzącej do 38°C. Nawet w marcu średnia temperatura wody zrzutowej wynosi około 14°C, a w listopadzie 15°C.

Zastosowanie ciepłej wody zrzutowej

Przy temperaturze 15° do 35°C woda zrzutowa nie znajduje obecnie większego zastosowania, ale z powodzeniem może być użyta do celów agrotechnicznych.

Dla większości kultur ogrodowych optymalne warunki wzrostu zachodzą w temperaturze od 12°C do 18°C. Dla kultur u nas rzadkich jak ryż, optymalna temperatura najlepszego wzrostu wynosi powyżej 20°C, a dla ananasów 25°C jest temperaturą najlepszego ich wzrostu.

Z przytoczonych optymalnych temperatur potrzebnych do wegetacji roślin, widzimy, że woda zrzutowa chłodząca z elektrowni ma potrzebną temperaturę i wystarcza nie tylko do hodowli naszych kultur ogrodowych, lecz również umożliwia uprawę roślin u nas nie uprawianych lub uprawianych z trudem (ryż).

Proponujemy zastosować ciepłą wodę do następujących celów agrotechnicznych:

1. zraszanie pól, sadów i ogrodów systemem rozpryskowym — czyli deszczownie,
2. nawodnienia zalewowe i ocieplenie pól uprawnych i łąk,
3. nawodnienie i ocieplenie gleby przez drewny położone na małej głębokości na około 30 cm pod poziomem ziemi, w odległości wzajemnej około 2 m,
4. wykorzystanie ciepłej wody do wytwarzania mgły do usuwania skutków przymrozków w sadach, ogrodach i plantacjach kultur specjalnych,
5. ogrzewanie gleby i powietrza w inspektach i szklarniach,
6. nawodnianie ciepłą wodą stawów rybnych w okresie wiosennym i jesiennym i dla przedłużenia okresu wegetacji jeziora i wzrostu ryb.

Zastosowanie wody ciepłej do wymienionych celów agrotechnicznych będzie mogło się odbyć w następujący sposób:

Zraszanie systemem rozpryskowym — deszczownie i wytwarzanie mgły (poz. 1 i 4) nadają się do polewania sadów, ogrodów i plantacji roślin u nas nie uprawianych. Na wiosnę, w kwietniu przez zraszanie ciepłą wodą można spowodować przyspieszenie wzrostu ogrodników takich, jak rzodkiewka, buraki, sałata, marchew i inne, które już przy +6°C rosną. Następnie przez polewanie można przyspieszyć dojrzewanie i wzrost jagód, jak truskawki, poziomki i inne.

Sady owocowe zaopatrzone w deszczownie będą miały idealne warunki owocowania. Na wiosnę przez rozpryskiwanie ciepłej wody można całkowicie usunąć wpływ przymrozków, co decydująco wpłynie na stałe i obfite owocowanie drzewek, czułych na przymrozki, jak brzoskwinia, morela, niektóre jabłka i inne.

W tych warunkach można wprowadzić bez obawy strat plantacje roślin używanych w lecznictwie, a czułych na przymrozki, jak: rycynus, anyż, papryka.

Korzyści deszczowni z ciepłą wodą są tego rodzaju, że rośliny, które dotychczas udawały się w drogich szklarniach można uprawiać na otwartej przestrzeni, eliminując wpływy przymrozków i suszy. W tych warunkach może udać się plantowanie różnych południowych roślin, jak herbata, migdały i inne.

Nawodnianie zalewowe pól i łąk ciepłą wodą albo nawodnianie i odwadnianie drenami (poz. 2 i 3) specjalnie nadaje się do plantacji ryżu lub innych roślin, dla których optymalne warunki wzrostu otrzymujemy przy temperaturze powyżej 20°C. Ryż, którego próby aklimatyzacji są czynione w Polsce, wymaga wysokiej temperatury gleby, zatopienia i ma długi okres wegetacji. Właśnie te warunki, trudne w Polsce do osiągnięcia, można uzyskać przez zalewanie poletków ryżu ciepłą wodą.

Oprócz ryżu istnieje szereg innych cennych roślin, które w warunkach wytworzonych zalaniem gruntu ciepłą wodą mogą dać nowe kultury dotychczas nie uprawiane. Również w ciepłej wodzie rosną rośliny o dużym

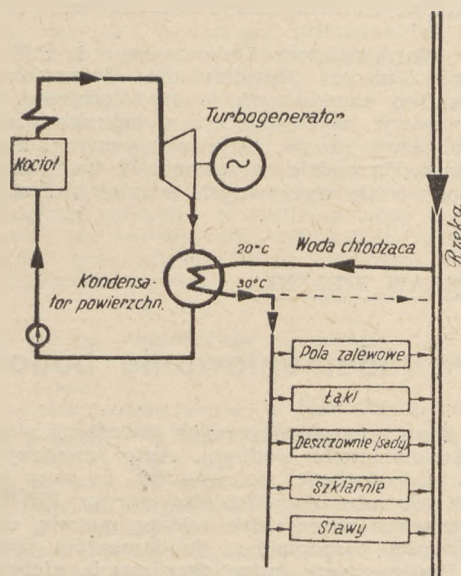
zawartości białka, odpowiednie na pokarm dla bydła. Rozprowadzanie wody otwartymi kanałami ziemnymi po polu jest tanie. Odprowadzenie wody drenami może spełniać rolę odwodnienia terenu lub nawodnienia. Woda ciepła, przenikając przez glebę, pozostawia w niej niesiony muł oraz tlen, przyczyniając się jednocześnie do uprawy gleby i do jej ocieplenia.

Przez ogrzewanie ocieploną wodą szklarni (poz. 5) można osiągnąć wymaganą temperaturę w szklarni przez cały rok. Wodę prowadzimy rurami w ziemi szklarni. Należy zaznaczyć, że do tego celu nadaje się woda o temperaturze od 50°C do 70°C. Taką temperaturę wody chłodzącej mają małe lub stare turbiny o złej sprawności, wody chłodzące w gazowniach, w przemyśle chemicznym itd.

Nawodnienie i ocieplenie stawów rybnych (poz. 6) powoduje utrzymywanie w stawach rybnych temperatury wody powyżej 15°C już od marca i do połowy grudnia włącznie, stwarzając warunki wegetacji stawów i przedłużając okres chowu ryby o ok. 3 miesiące. Zamiast obecnego okresu wzrostu ryby ok. 6 miesięcy będziemy mieli możliwość otrzymywania przyrostu ryb przez 9 miesięcy. Szacunkowo zwiększy to przyrost ryby o 50% rocznie.

Doprowadzenie ciepłej wody

Proponowane wykorzystanie ciepłej wody wymaga pewnych nakładów inwestycyjnych. Potrzebne są rurociągi doprowadzające wodę ciepłą, system kanałów nawadniających, urządzenia do rozpryskiwania wody (deszczownie), szklarnie, zdrenowanie terenu itd.



Rys. 1

Nakłady inwestycyjne są znaczne, ale należy zaznaczyć, że elektrownie mające wodę zrzutową są położone przy wielkich miastach (Warszawa, Poznań, Elbląg, Gdańsk itd.). Miasta te są naturalnymi odbiorcami wcześniejszych jarzyn i jagód oraz droższych gatunków owoców, dlatego wspomniane inwestycje, przyspieszające dojrzewanie i służące do intensyfikacji uprawy, są czynione w tych miastach, tylko bez udziału i wykorzystania ciepłych wód zrzutowych.

Rozprowadzenie wody z elektrowni do położonych w okolicy pól, ogrodów i łąk może odbywać się otwartymi kanałami (o profilu, który daje mniejsze straty na powierzchniowe studzenie wody), albo rurami obojętnymi tanią izolacją — szlaką, torfem. Przy prowadzeniu wody rurami, wykorzystujemy ciśnienie jakie ta woda posiada przy wyjściu z kondensatora; pozwoli to nam zaoszczędzić w wielu przypadkach na kosztach pomp przewalowych.

Wnioski

Jak najprędzej należy zrealizować budowę stacji doświadczalnej. Oprócz korzyści z praktycznego zbadania

możliwości zastosowania wody ciepłej do celów agrotechnicznych dla późniejszego masowego wykorzystywania ciepłej wody zrzutowej z elektrowni i zakładów przemysłowych, pobudowanie takiej stacji doświadczalnej może wspomóc rolnictwu i ogrodnictwu w zbadaniu wpływu temperatury i klimatyzacji na wzrost roślin (w skali półtechnicznej). Poza tym z pobliskiej elektrowni można doprowadzać ze spalin dwutlenek węgla jako naturalny nawóz.

Zbadać należy możliwości wykorzystania ciepłej wody z elektrowni na Żeraniu w Warszawie. Szczególnie zabezpieczyć odpowiednie tereny pod uprawy agrotechniczne. Możliwości wykorzystania ciepłej wody muszą być rozpatrzone łącznie z wykorzystaniem ścieków miejskich (bliskość głównego kolektora ścieków). Jednocześnie wykorzystanie ścieków miejskich zapewniłoby doskonałe nawożenie wspomnianym uprawom.

Analogicznie należy przeprowadzić badania dla innych elektrowni już istniejących, lub będących w budowie. Zagadnienie wykorzystania ciepłej wody zrzutowej jest szczególnie ważne dla Warszawy, gdzie w przyszłości kilka elektrowni będzie dysponować około 150 tys. m³/h wody ciepłej zrzutowej.

Przy sporządzaniu przestrzennych planów zabudowy miasta należy uwzględnić tereny na rozmieszczenie kombinatów agrotechnicznych, opartych na wykorzystaniu ciepłej wody zrzutowej z elektrowni, gazowni i innych zakładów przemysłowych.

* * *

W uzupełnieniu całości podajemy wyjątki z opinii zakładów naukowych o wykorzystaniu ciepłej wody zrzutowej.

Zakład Warzywnictwa Uniwersytetu i Politechniki Wrocławskiej pisze: „Zastosowanie deszczowni przy uprawie kultur warzywnych i uniezależnienie się od okresowej suszy, występującej niejednokrotnie, może podnieść znacznie plony roślin warzywnych, zwłaszcza jeżeli użyta woda będzie ogrzewana. W tych warunkach zwykła plonu roślin warzywnych w zależności od kształ-

towania się czynników klimatycznych może wynieść od 20% do 100%. Zabezpieczenie się przed przymrozkami przez kondensację pary wodnej w powietrzu przyspieszanie będzie mogło przyspieszyć okres plonowania warzyw wiosennych o 7—10 dni, co ma duże znaczenie w okresie wiosenno-letnim“.

Zakład Budownictwa Uniwersytetu i Politechniki Wrocławskiej pisze: „Przy uprawie kultur sadowniczych nawadnianie stosowane jest:

- a) do zwalczania krótkotrwałych przymrozków, niszczących kwiat i zawiązki. W naszym klimacie wskazane to byłoby zwłaszcza dla roślin wcześniej kwitnących, jak morela, brzoskwinia, czereśnia. Zaleconym zabiegiem jest zraszanie kultur lub stosowanie mgły. Zastosowanie zabiegu we właściwym czasie i formie może uratować nawet całkowity plon. Użycie podgrzanej wody może podnieść efektywność zabiegu;
- b) do zwiększenia zasobów wody w glebie. Skuteczność takiego nawadniania wg doświadczeń radzieckich w warunkach Kujbyszewskiego rejonu dla jabłoni wyrażała się zwykłą plonów: przy zastosowaniu nawodnienia (bez równoczesnego nawożenia) 99,8%, przy zastosowaniu nawodnienia przy pełnym mineralnym nawożeniu — 298%.

Zastosowanie do zabiegu wody cieplejszej powinno okazać wpływ dodatni. Możliwe jest, że zastosowanie wody podgrzanej do nawadniania innych kultur w gruncie, np. wczesnych truskawek, przyspieszyłoby ich plonowanie. Jednak Zakład Sadownictwa nie rozporządza danymi cyfrowymi odnośnie skuteczności takiego zabiegu“.

Jak widać, zakłady naukowe nie dysponują dostateczną ilością doświadczeń, które mogłyby jednoznacznie określić rolę i znaczenie ciepłej wody przy hodowli roślin. Tym bardziej uwypukla się konieczność budowy stacji doświadczalnej dla zbadania wpływu ciepłej wody na hodowlę roślin. Dopiero doświadczenia przewidziane projektem pozwolą na rozpracowanie szczegółowych projektów wykorzystania ciepłej wody w skali państwowej.

INŻ. CZESŁAW BIELENIA

Fundamentowanie budowli wodnych a przemarzanie gruntu

Realizacja gigantycznych inwestycji planu 6-letniego wymaga oszczędności w budownictwie, a więc również w budownictwie wodnym. Autor analizuje sprawę zagłębienia fundamentów z punktu widzenia przemarzania gruntu i dochodzi do wniosku, że przy odpowiednim podejściu do problemu możliwe jest w pewnych warunkach złagodzenie przepisów normy PN/B-184 w przedmiocie posadowienia fundamentów. Autor przedstawia opracowaną przez siebie własną metodę, według której ustala się kryterium o możliwości zastosowania redukcji głębokości posadowienia fundamentów pod budowle wodne.

Równocześnie autor przedstawia niebezpieczeństwo, wynikające ze spotykanych w praktyce nieprzemysłowych odchyłań od przepisów PN/B-184.

Po ustaleniu, jak długo mrozy bez śniegu są jeszcze nieszkodliwe oraz jaki jest rozkład silnych mrozów, praca powyższa przyczyni się może do ustalenia oszczędnych norm.

Redakcja traktuje poniższy artykuł jako dyskusyjny i uważa za wskazane umieszczenie dalszych wypowiedzi na poruszony temat.

Posadowienie stopy fundamentów budowli wykonuje się na głębokości, zależnej od następujących czynników:

- a) głębokości podziemnych kondygnacji, o ile istnieją,
- b) głębokości zalegania warstwy gruntu, odpowiedniej do obliczeń statycznych budowli, czyli odpowiednio wytrzymałej,
- c) warunków przemarzania,
- d) wypieranie gruntu spod fundamentu,
- e) zagłębienia sąsiednich, przyległych wykopów i fundamentów sąsiednich, przyległych budowli,
- g) poziomu wody gruntowej.

Tematem niniejszej pracy jest kwestia określania głębokości posadowienia fundamentu w zależności od przemarzania gruntu.

Norma PN/B-184 zawiera przepisy (§ 7) odnośnie głębokości posadowienia budynków ze względu na przemarzanie gruntu, natomiast nie ma norm ani konkretnych wytycznych dla takiego wyznaczania głębokości posadowienia budowli wodnych, norm uwzględniających warun-

ki przemarzania gruntu. Szczególnie w obiektach wodno-melioracyjnych (jak np. poszury jazów, upusty, kaskady, przepusty, ściany oporowe itd.) spotykamy w praktyce głębokości posadowienia, wyrażające się w liczbach rzędu 50—80 cm; takie głębokości posadowienia często wytrzymują próbę życiową, jednak bezkrytyczne stosowanie takich głębokości nie zawsze okazuje się trafne. Dlatego warto zestawiać i scharakteryzować zjawiska przemarzania gruntu i przedstawić pewne kryteria odnośnie podatności gruntu na przemarzanie i wytyczne w tym przedmiocie dla projektantów budowli wodnych.

Zjawiska przemarzania gruntu

Jak wiadomo, wodę znajdujemy w gruncie w następujących postaciach:¹⁾

- 1) Por. Kollis W. — Kurzawka, jako grunt w budownictwie wodnym w świetle nowych badań. Gospodarka Wodna Nr 5 i 7/52 (przyp. Red.).

1. woda wolna (popularnie zwana „wodą gruntową”), znajdująca się w porach gruntu, jest wolna od działania sił energii adhezyjnej, natomiast podlega działaniu sił grawitacji — ciśnienia hydrostatycznego i hydrodynamicznego;

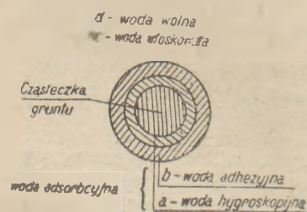
2. woda włoskowata (kapilarna) ma zdolność podnoszenia się do góry w naczyniach włoskowatych na wysokość nawet do 4—6 m (Wiłun); cząsteczki gruntu tworzą naczynia włoskowate, w których powstaje zjawisko włoskowatego podnoszenia się wody;

3. woda absorpcyjna — w dwóch postaciach:
a) woda adhezyjna czyli błonkowata,
b) woda hygroskopijna.

Woda absorpcyjna otacza cząsteczkę gruntu dwuwarstwową powłoką o grubości, zależnej od średnicy cząsteczki, jej składu chemicznego i budowy jej siatki krystalicznej, woda absorpcyjna jest związana z cząsteczką gruntu wskutek działania energii adhezyjnej czyli energii przyciągania, która czynna jest na powierzchni cząsteczki gruntu; energia adhezyjna zmniejsza się w miarę oddalania się molekuł wody od środka ciężkości cząsteczki gruntu; dlatego wewnętrzną warstwę powłoki wodnej, jako najbliższą do środka ciężkości cząsteczki gruntu, ulega tak znacznemu zagęszczeniu i związaniu, że jest na granicy przejścia w ciało stałe; tę wewnętrzną warstwę powłoki wodnej nazywamy wodą hygroskopijną; woda hygroskopijna znajduje się wskutek działania adhezji, pod ciśnieniem, wyrażającym się liczbą rzędu 20.000 kg/cm² i może być uwolniona przy nagrzewaniu do temperatury kilkuset stopni C. Zewnętrzna warstwa powłoki wodnej, otaczającej cząsteczkę gruntu, nazywa się wodą adhezyjną albo inaczej wodą błonkowatą. Woda adhezyjna (błonkowata) jest również związana siłami przyciągania cząsteczkowego, ale, jak zaznaczono poprzednio, stopień związania jest mniejszy z powodu większej odległości od środka ciężkości cząsteczki gruntu. Woda adhezyjna (błonkowata) uwalnia się przy nagrzewaniu do temperatury 150°C. Według Vaglera ilość wody adhezyjnej (błonkowatej) jest 3,5 razy większa od ilości wody hygroskopijnej, czyli że objętość zewnętrznej warstwy powłoki wodnej jest 3,5 razy większa od wewnętrznej. Dla zilustrowania, jakiego rzędu są wymiary omawianych warstwek wodnych, przytacza się według Zunkera, że na przykład, dla cząsteczki ilowej kalibru 0,0015 mm = 0,15 μ grubość warstewki wody hygroskopijnej wynosi 0,000033 mm = 0,0033 μ;

4. woda chemicznie związana — wchodzi w skład kryształów oraz związków chemicznych, z których zbudowana jest cząsteczka gruntu; bez zmiany charakteru tych związków woda ta nie może być usunięta z gruntu. Tu należy podkreślić bardzo istotne znaczenie kształtu budowy siatki krystalicznej, czyli niejako konstrukcji siatki krystalicznej dla reżimu wody absorpcyjnej i różnych procesów fizycznych. Na tę okoliczność Keil podaje oryginalne, wiele mówiące określenie odnośnie niektórych minerałów, wchodzących w skład gruntów gliniasto-ilastych; według Keila minerał montmorillonit posiada siatkę krystaliczną rozciągalną, jak harmonijkę (ziehharmonikaähnliches), natomiast minerał kaolinit ma siatkę krystaliczną sztywną; ta zasadnicza różnica struktury krystalicznej wywołuje dużą różnicę w zachowaniu się montmorillonitu i kaolinitu podczas procesów fizycznych i chemicznych.

Na rys. 1 przedstawiono schematycznie układ różnych rodzajów wody i stopnia jej związania; stopień związania jest największy w a i zmniejsza się do zera dla rodzaju wody d; kółkami pokazano schematycznie wewnętrzną i zewnętrzną warstwę powłoki wodnej, która otacza cząsteczkę gruntu pyłowego; średnica cząsteczki ma



Rys. 1.

wielkość rzędu cząsteczek koloidalnych, tj. od 1 μ — 1 μ. Woda chemicznie związana nie figuruje w schemacie rys. 1, ponieważ wchodzi w skład budowy samej cząsteczki gruntu.

Pod działaniem mrozu następuje zamarzanie gruntu; zjawisko to będzie omówione w dalszej części

tekstu. Na skutek zamarzania, względnie — jak często mówią — przemarzania gruntu powstają tak zwane wysadziny względnie przełomy, jako widomy objaw powiększania się objętości gruntu; w okresie tajania wiosennego powstaje rozrzedzenie gruntu i tym samym spadek jego wytrzymałości. Na tym właśnie polega istota niebezpieczeństwa. Zjawisko przemarzania gruntu w konkretniejszym omówieniu przedstawia się jak następuje:

Pod działaniem mrozu grunt traci swoje ciepło, które uchodzi do góry, a przemarzanie posuwa się ku dołowi. W strefie przemarzniętego gruntu tworzą się kryształy lodu, które ze znaczną siłą przyciągają do siebie molekuły wody; w pierwszym rzędzie jest przyciągana woda wolna i woda włoskowata (kapilarna), a następnie i woda błonkowata (adhezyjna). Przy wytwarzaniu się kryształów lodu uwalnia się ciepło krystalizacji w ilości ok. 80 kal/g wody; oprócz tego działa ciepło, dochodzące z niżej leżących, jeszcze nie zamarzniętych warstwek gruntu; te dwa źródła ciepła wpływają hamująco na dalsze obniżanie się strefy zamarzniętej; jak wynika z powyższego, ilość ciepła krystalizacji jest tym większa, im większa jest wilgotność gruntu (większa ilość tworzących się kryształów lodu). Jednak z drugiej strony, tworzące się kryształy lodu stale przyciągają dalsze molekuły wody (akumulacja wody); zatem kryształy lodu rosną i rozsadzają grunt; powstają w gruncie pęknięcia w kształcie mniej więcej poziomych szczelin, wypełnionych płaskimi soczewkami lub pasmami lodu; przyciąganie molekuł wody czyli akumulacja wody jest tym silniejsza, im dany grunt posiada większą włoskowatość.

W wyżej opisanym zjawisku widzimy więc pewną dwoistość, niejako walkę dwóch żywiołów fizycznych, która zachodzi również i w dalszych rozważaniach. Mianowicie, im silniejszy jest mróz i im mniej jest gruntu chroniony przed mrozem (np. brak szaty śnieżnej), tym szybciej uchodzi ciepło ze strefy przemarzania gruntu; wówczas szybkiego postępu przemarzania jest większa aniżeli czas potrzebny na wytwarzanie się soczewek lodowych drogą przyciągania dalszych molekuł wody. Zatem ogólnie należy stwierdzić, że przy szybkim postępie przemarzania gruntu następuje mniejsza akumulacja wody i mniejsze odkształcenie (podniesienie się, wysadzenie, rozsądzanie) gruntu aniżeli przy przemarzaniu powolnym. Prawo to można przedstawić wzorem

$$S = s \cdot t \quad [1]$$

gdzie: S — ogólne podniesienie się gruntu,

s — miara podnoszenia się gruntu na jednostkę czasu,

t — czas przemarzania (w jednostkach czasu).

Wybitne znaczenie w przebiegu zjawisk przemarzania ma także skład granulometryczny, czyli uziarnienie gruntu. W gruntach niespoistych, a więc piaskach i żwirach, bezpośrednie wzajemne dotykание się ziarn daje w rezultacie znaczne przewodnictwo ciepła, a za tym idzie szybkie posuwanie się strefy przemarzania. Wskutek znacznej zdolności filtracyjnej takich gruntów, zamarzająca woda przy przejściu w lód powiększa swoją objętość o 9 do 13% (zależnie od stopnia zawartości powietrza w wodzie), ale nie tylko nie przyciąga molekuł wody z niższych warstwek gruntu, lecz przeciwnie, wypycha pewną ilość wody ze strefy zamarzania do strefy niżej leżącej.

Beskow podaje, że np. przy drobnym piasku powstaje w strefie zamarzania strata wody w ilości 2,8—4,9% (w stosunku objętościowym). Piętkowski podaje, że np. przy gruncie ziarnistym o porowatości 30% i pełnym nasyceniu porów wodą otrzymalibyśmy teoretycznie wzrost objętości gruntu o 11. $0,30 = 3,3\%$ (liczba 11 jest to średnie powiększenie objętości wody przy przejściu w lód).

Tymczasem praktycznie, obserwacje takich ziarnistych gruntów wykazały wzrost objętości gruntu około 2%, a nieraz nawet poniżej 1% (jak podaje Piętkowski).

Zatem sprawdza się twierdzenie, że przy zamarzaniu takich gruntów zachodzi wypieranie wody w dół.

Wobec tego wyżej opisany rodzaj gruntów można określić ogólnie mianem gruntów nieprzełomowych ch, bezpiecznych; zarówno z nazwy tej, jak i z opisu zjawisk wynika, że skoro akumulacja wody i tworzenie się soczewek lodu w strefie zamarzania zachodzi

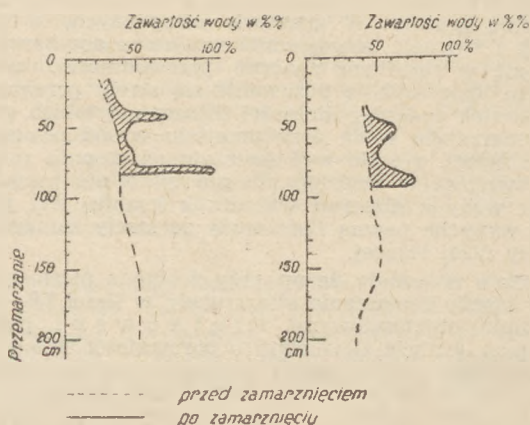
w znacznie słabszym stopniu, zatem grunty te są bezpieczniejsze jako podłoże pod fundamentami. Wyszczególnienie tych gruntów znajdujemy w PN/B-184 § 6 tabl. VI grupa „grunty niespoiste”; należy zauważyć, że te rodzaje gruntu z powyższej grupy, które posiadają znaczną domieszkę cząsteczek pyłowych i ilowych miałyby odpowiednio zmniejszoną wartość z punktu widzenia przełomowości; wątpliwości można rozstrzygnąć na podstawie badania przepisowych próbek w laboratorium przy zakładzie mechaniki gruntów.

Grunty, wyszczególnione w PN/B — 184 pod tytułem „grunty spoiste”, mogą być ogólnie określone jako *p r z e ł o m o w e*, czyli niebezpieczne z punktu widzenia fundamentowania (tablica I). Mianowicie, w gruntach spoistych (gliniastych) zawartość wody jest większa, aniżeli w gruntach piaskowo-żwirowych; szczególnie zawartość wody błonkowej (adhezyjnej) jest o wiele większa, co jest zrozumiałe, jeżeli zważymy, że w jednostce objętości gruntu spoistego liczba ziarn jest o wiele większa, niż w takiej samej jednostce gruntu piaskowo-żwirowego. Poprzednio już zaznaczono wyżej, że zjawisko przyciągania, zatem i zamarzania wody błonkowej (adhezyjnej) odbywa się wolniej, aniżeli wody wolnej i wody włoskowatej (kapilarnej).

Wszystko to powoduje, że w gruntach spoistych strefa przemarzania posuwa się w dół stosunkowo powoli; wskutek stosunkowo dużego czasu przemarzania (*t* we wzorze [1]), dużej ilości zawartej wody oraz dużej włoskowatości — tworzą się duże soczewki lodu, następuje znaczna akumulacja wody i znaczne powiększenie objętości oraz poważne odkształcenie gruntu.

Stopień akumulacji wody zależy od stopnia włoskowatości gruntu; im większa jest zawartość cząstek pyłowych, tym większa jest włoskowatość gruntu i zdolność akumulacji wody podczas procesu przemarzania gruntu. Wiłun podaje, że grunty z grupy przełomowych potrafią w ciągu zimy akumulować ponad 200% wody (wagowo w stosunku do ciężaru suchej masy gruntu), gdy tymczasem na jesieni zawartość wody w odnośnych gruntach wynosiła 10 — 30%.

Według B e s k o w a zawartość wody w zbadanym przez niego gruncie gliniastym po zamarznięciu wynosiła około 110% (wagowo w stosunku do ciężaru suchej masy gruntu) na głębokości około 80 cm pod powierzchnią terenu; zawartość wody przed zamarznięciem wynosiła w tym samym punkcie około 40%; wynik badań B e s k o w a, przeprowadzonych w dwóch miejscach, podano na wykresach (rys. 2); z wykresów widać, jak nierównomiernie może się układać zawartość wody w zamarzniętej ziemi.



Rys. 2.

W Związku Radzieckim przyjęto następujący sposób charakterystyki gruntów spoistych i niespoistych z punktu widzenia przełomowości: mianowicie, „niebezpieczna wysokość kapilarna” jest to wysokość, jaką w danym gruncie może przebyć włoskowata podciągana woda w ciągu 3 miesięcy zimowych; w Związku Radzieckim przyjęto charakterystyczne wartości niebezpiecznej wysokości kapilarnej, którą posiadają następujące grunty:

TABLICA I

piasek	0,2 — 0,3 m
piasek pylasty	0,3 — 0,6 m
piasek gliniasty	0,3 — 0,8 m
grunty pyłowe	0,8 — 1,5 m
gliny piaszczyste	1,0 — 1,3 m
gлина	1,5 — 2,0 m
gлина pylasta	1,5 — 2,0 m
il	1,5 — 2,0 m

Warto nadmienić, że również cechy chemiczne, skład petrograficzny i budowa siatki krystalicznej cząsteczek gruntu mają znaczenie w przełomowości gruntów. Tak np. minerał ilasty montmorillonit, wchodzący w skład bentonitu sodowego, posiada nasiąkliwość 700% wody (siedemset procent wagowo w stosunku do suchej masy gruntu) przy temperaturze powyżej 0°C; natomiast podczas procesu zamarzania bentonit sodowy ulega zmianom strukturalnym i wykazuje inne cechy, aniżeli te, które przytoczono w charakterystyce grupy „grunty spoiste”.

Dla skompletowania opisu zjawisk przemarzania trzeba wspomnieć jeszcze o przebiegu tania zamarzłego gruntu. Odmarzanie gruntu na wiosnę rozpoczyna się od góry, a potem zaczyna odmarzać również od dołu, a następnie odmarzanie postępuje równocześnie od góry i od dołu; w strefie odmarzania temperatura utrzymuje się w wysokości 0°C tak długo, aż grunt całkowicie odmarźnie; na ogół można powiedzieć, że odmarzanie postępuje szybciej od góry, a wolniej od dołu.

K r y t e r i a

Z uwagi na ujemne skutki zjawiska przełomowości gruntów liczni badacze próbowali opracować ściśle kryteria dla oznaczenia niebezpieczeństwa wysadzin. Można byłoby przytoczyć tu kilkanaście nazwisk; dla zilustrowania tematu przytacza się niektóre z tych kryteriów:

- do kategorii gruntów przełomowych zalicza A. Casagrande grunty, zawierające więcej niż 3% ziarn o średnicy $< 0,02$ mm; za wyjątek uznaje grunty, określane w gruntoznawstwie mianem *r ó w n o z i a r n i s t y c h* ($U = \frac{D_{0.0}}{D_{1.0}} < 5$), które są bezpieczne, o ile zawartość ziarn o średnicy $< 0,02$ mm jest w nich mniejsza od 10%;
- według D ü c k e r s a przełomowymi są wszystkie takie grunty, które zawierają więcej niż 3% ziarn o średnicy $< 0,02$ mm; natomiast grunty, zawierające mniej niż 10% ziarn większych od 0,10 mm mogą być przełomowe nawet wtedy, gdy nie zawierają w ogóle ziarn mniejszych od 0,02 mm;
- według kryterium S c h e i d i g a miarodajną podstawą jest zdolność filtracyjna gruntów w okresie czasu przemarzania; S c h e i d i g opiera swoje wywody na zmodyfikowanym przez siebie wzorze Darcy, mianowicie w postaci

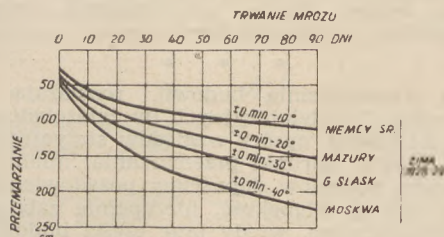
$$q = k \cdot \frac{H - h_0}{h_0} \cdot t = v \cdot t \quad [2]$$

gdzie H — ciśnienie sił włoskowatych,
 h_0 — odległość od poziomu wody do powierzchni o 50 cm poniżej terenu,
 q — jednostkowa ilość przepływu wody filtracyjnej,
 k — współczynnik filtracji,
 t — czas trwania filtracji,
 v — współczynnik.

Z przeglądu przytoczonych wyżej kilku kryteriów wynika, że, ogólnie biorąc, mogą one mieć zastosowanie przy projektowaniu wielkich budowli wodnych, poprzedzonych szczegółowymi badaniami geotechnicznymi i laboratoryjnymi; natomiast przy projektowaniu średnich i mniejszych budowli wodnych, a więc i budowli wodno-melioracyjnych, należałoby kierować się prostszymi, konkretniejszymi wytycznymi; przy końcu niniejszego artykułu będą podane wskazówki o charakterze praktycznym.

Na zakończenie opisu czynników składających się na całokształt zagadnienia przemarzania gruntu, należy wspomnieć jeszcze o niektórych danych meteorologicznych i fizycznych oraz o elementach izolujących.

Według terminologii meteorologicznej, dzień z mrozem jest to taki dzień, w którym najniższa temperatura dnia spada poniżej 0°C. Szereg dni z mrozem daje okres mrozu; okres mrozu w Europie środkowej trwa od 1 do 110 dni. Okres zimy rozpoczyna się od pierwszego dnia z mrozem do ostatniego dnia z mrozem (wiosną). W okresie zimy mogą być okresy mrozu o różnej długości trwania, poprzedzielane okresami tajania, gdy najniższa temperatura dnia nie spada poniżej 0°C. Dla zamarzania gruntu miarodajną jest temperatura warstwy powietrza atmosferycznego tuż nad powierzchnią ziemi; temperatura gruntu, idąc w głąb ziemi, zmienia się asymptotycznie i na głębokości około 20 m wynosi stale około + 9°C. Według danych S c h e i d i g a maksymalne głębokości przemarzania podczas ostrej zimy 1928/29 przedstawiono na wykresie (rys. 3); odnośne dane dotyczą punktów terenowych, pozbawionych pokrywy śniegowej.



Rys. 3.

TABLICA II

Śnieg (zależnie od stopnia pulchności, wyrażonej ciężarem objętościowym, patrz wykres według Beskowa rys. 4)	0,0002 do 0,005
Lód	0,005
Woda przy + 12°C	0,0014
Woda przy 0°C	0,0013
Beton	0,003
Cegła normalna	0,001
Darnina 90% wilgotności	0,0021
Drzewo sosnowe do włókien, 40% wilgotn.	0,0009
Drzewo sosnowe do włókien, 40% wilgotn.	0,0003
Drzewo jodłowe do włókien, 40% wilgotn.	0,0009
Drzewo jodłowe do włókien, 40% wilgotn.	0,0003
Gлина piaszczysta 15% wilgotności	0,0022
Grunt piaszkowy (kwarc.) 7,5% wilgotności	0,0026
Grunt piaszkowy leśny 7% wilgotności	0,0019
Gnejs	0,009
Granit	0,007
Gruz	0,0007
II z małą zawartością piasku, 49% wilgotn.	0,0031
Mur z cegły norm., suchy	0,002
Mur z cegły norm., wilgotny	0,0035
Nasyp piaszkowy wilgotny	0,0056
Nasyp piaszkowy suchy	0,0014
Piaskowiec	0,0045 do 0,0070
Piasek rzeczny 0% wilgotności	0,00078
Piasek rzeczny 11% wilgotności	0,0025
Powietrze przy temperaturze 0°	0,000055
Powietrze przy temperaturze 100°	0,00007
Piasek kwarcowy 0% wilgotności	0,00064
Piasek kwarcytowy 0% wilgotności	0,00053
Piasek kwarcytowy 10% wilgotności	0,0026
Trociny (zależnie od pulchności)	około 0,0001
Wapień gruboziarnisty	
(Kalksandstein według D'Ansa)	0,0022
Zelbet	0,004
Zwir 0% wilgotności	0,0009

Elementem izolującym są wszystkie pokrywy, istniejące czasowo lub stale na powierzchni gruntu, a więc woda, lód, śnieg; szczególnie ten ostatni, gdy jest w stanie pulchnym, niezleżałym — tak zwany „puch“ — posiada znaczne działanie izolacyjne.

Podajemy wartości λ przewodności cieplnej różnych ciał, wyrażone w $\text{kal/cm/sek/}^{\circ}\text{C}$.

Dla określenia przewodności cieplnej innych ciał, nie ujętych w powyższym zestawieniu tabelarycznym (tabl. II) można posługiwać się wzorem radzieckiego uczonego N i e k r a s o w a, mianowicie

$$\lambda = \sqrt{0,0196 + 0,22\gamma^2} - 0,14 \quad [3]$$

gdzie γ ciężar objętościowy t/m^3
 λ jest wyrażone w $\text{kal/m}^2/\text{godz/}^{\circ}\text{C}$

Chcąc porównać wyniki wzoru N i e k r a s o w a z liczbami tablicy II, należałoby przeliczyć na te same jednostki.

W y t y c z n e

Po dokonaniu konspektowego, z konieczności bardzo ograniczonego przeglądu zjawisk przemarzania gruntów, podaje się kilka konkretnych wytycznych dla projektantów budowli wodnych w przedmiocie koniecznej, z punktu widzenia przemarzania, głębokości fundamentów.

Za punkt wyjściowy należy przyjąć przepisane przez PN/B-184 najmniejsze zagłębienie fundamentów

w woj. zachodnich	1,0 — 1,2 m
w woj. centralnych	1,2 — 1,6 m
w woj. wschodnich	1,5 — 2,0 m

Ponieważ jak widzimy amplituda powyższych norm waha się od 0,2 do 0,5 m, należy przyjąć granicę niższą lub wyższą w zależności od następujących czynników:

- grunty niespoiste (ziarniste) o niedużej zawartości części pyłowych — przyjąć niższą granicę;
- grunty spoiste (gliniasto-ilaste) — przyjąć wyższą granicę;
- budowle wodne i wodno-melioracyjne należy uznać jako „ważne“ w brzmieniu PN/B-184;
- w razie wątpliwości, czy dany grunt można zakwalifikować według punktu a) czy według punktu b) — przyjąć średnią wartość między niższą a wyższą granicą.

* * *

Po ustaleniu normy wyjściowej, należy rozważyć możliwość zastosowania redukcji w zależności od następujących czynników izolujących: pokrywa śniegowa, warstwa wody, warstwa lodu.

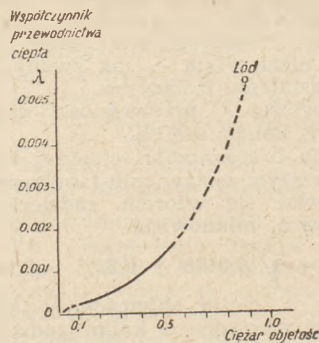
* * *

Pokrywa śniegowa ma ogromne znaczenie izolujące, jak będzie przedstawione na przykładzie liczbowym; na podstawie znajomości lokalnych warunków terenowych i meteorologicznych można ustalić z dużym prawdopodobieństwem, czy przez cały okres mrozów będziemy mieli w danym miejscu pokrywę śnieżną o pewnej grubości; warunki sprzyjające będziemy mieli w miejscach lokalnych zagłębień, np. w kanałach otwartych głębokich a niezbyt szerokich, w miejscach zasłoniętych przed silniejszym działaniem wiatru; oczywiście, grubość i trwałość szaty śniegowej zależna jest przede wszystkim od wysokości danej miejscowości nad poziomem morza (zera normalnego), szerokości i długości geograficznej itp. podstawowych warunków.

Przykład liczbowy I.

Projektujemy próg betonowy w kanale otwartym; dno kanału szerokości 2 m, głębokość wody w kanale 1 m, dno kanału zagłębione na 2 m w stosunku do poziomu terenu; w okresie mrozów kanał jest próżny; miejscowość leży w woj. krakowskim, w terenie podgórskim; próg będzie posadowiony w gruncie gliniastym.

Przyjmujemy na podstawie znajomości warunków lokalnych, że przez cały okres mrozów leży powłoka pulchnego śniegu „puchu“ grubości 5 cm; przy tym zdajemy sobie sprawę z okoliczności, że przy zadanym położeniu geograficznym warstwa śniegu w czasie zimy będzie posiadała większą grubość, jednak warstwa świeżego śniegu „puchu“ może być przyjęta grubości 5 cm przez całą zimę, ponieważ ten rodzaj śniegu ma największą wartość izolacyjną; warstwa śniegu zleżałego posiada znacznie większe zagęszczenie niż „puch“, a zatem ciężar objętościowy znacznie większy, a wartość izolacyjną kilkakrotnie mniejszą (rys. 4). Dalej znajdujemy z tablicy II



Rys. 4.

λ dla gruntu gliniastego średnio 0,0022 (głina piaszczysta 15% wilgotności), λ dla śniegu świeżego „puchu” 0,0002. Wobec tego pod względem przewodności cieplnej 5 cm

„puchu” równoważy $\frac{5 \cdot 0,0002}{0,0022} = 0,55$ cm gruntu gliniastego. Ponieważ według PN/B-184 — dla woj. krakowskiego, przy gruncie spoistym i budowl „ważnej” należałoby przyjąć zagłębienie fundamentu 1,2 m, zatem można według powyższych rozważań zredukować zagłębienie fundamentu do liczby

1,2 — 0,55 = 0,65 m z punktu widzenia przemierzania gruntu.

Jeżeli zmienimy zadanie przykładu liczbowego I i przyjmujemy, że miejscowość leży w okolicy nadmorskiej, gdzie nie można liczyć na długotrwałą obecność szaty śnieżnej, to przy innych nie zmienionych założeniach przykładu liczbowego I — nie można zastosować żadnej redukcji i trzeba zaprojektować zagłębienie fundamentu 1,2 m, czyli ściśle według PN/B-184. W tym przypadku tak często spotykane w projektach zagłębienie fundamentów rzędu 0,5 — 0,8 m mogłoby dać ujemne skutki dla budowli.

* * *

Warstwa wody posiada również działanie izolacyjne, jednak znacznie mniejsze, niż świeży śnieg „puch”; natomiast lód ma mniejsze działanie izolujące niż woda

λ dla wody przy 0°C	0,0013
λ dla świeżego śniegu	0,0002
λ dla lodu	0,005

Zasadniczym warunkiem dla kwestii zastosowania redukcji zagłębienia fundamentu jest okoliczność, czy przez całą zimę zapewniona jest obecność pokrywy wodnej.

Przykład liczbowy II.

Projektujemy identyczny obiekt, jak w przykładzie liczbowym I; przez całą zimę zapewniona jest obecność wody w kanale, miejscowość leży w woj. poznańskim, w terenie płaskim; grunt — piasek wilgotny z małą zawartością części pyłowych.

Na podstawie znajomości warunków lokalnych przyjmujemy, że w okresie mrozów będziemy mieli w kanale warstwę lodu grubości 30 cm, a pod lodem warstwę wody grubości 20 cm.

Natenczas z tablicy II

λ dla gruntu piaskowego, wilgotnego, średnio	0,002
λ dla lodu	0,005
λ dla wody przy 0°C	0,0013

Zatem warstwa 30 cm lodu jest równoważna $\frac{30 \cdot 0,002}{0,005} =$

= 12 cm gruntu piaskowego wilgotnego, zaś warstwa

20 cm wody jest równoważna $\frac{20 \cdot 0,002}{0,0013} = 31$ cm gruntu

piaskowego wilgotnego.

Zatem przepisana według PN/B-184 dla gruntu spoistego i budowl „ważnej” wartość zagłębienia fundamentu 1,0 m ulega zredukowaniu 1,0 — 0,12 — 0,31 = 0,57 m z punktu widzenia przemierzania.

Jednak jeżeli zmienimy zadanie przykładu liczbowego II i przyjmujemy, że w okresie mrozów kanał będzie próżny, wówczas, oczywiście, woda i lód odpadają jako czynnik izolacyjny, a można jedynie rozważyć, czy i w jakim stopniu warunki lokalne i położenie geograficzne dopuszczają prawdopodobieństwo istnienia trwałej pokrywy śnieżnej; jeżeli prawdopodobieństwo jest małe, wtedy nie byłoby słuszne zredukowanie przepisanego przez PN/B-184 zagłębienia fundamentu.

* * *

Podczas projektowania budowli, rozważając kwestię rozmieszczenia fug dylatacyjnych (w żelazobetonie, betonie i murze) należy, oprócz względów statycznych, wziąć pod uwagę także warunki przemierzania; mianowicie, jeżeli z jakichś powodów dopuścimy posadowienie pewnej części budowli na głębokość, niezupełnie zabezpieczonej przed przemierzaniem, wtedy inne części budowli muszą być oddzielone fugami dylatacyjnymi. Jest to jasne, jeżeli zważymy, że w razie zamarzania gruntu pod fundamentem powstaje zjawisko powiększania się objętości i rozsądzania gruntu oraz dążność do wysadzin, zaś w okresie wiosennym następuje tajanie zamarzniętej, akumulowanej wody i rozrzedzenie gruntu, a zatem zmniejszenie wytrzymałości gruntu w stosunku do stanu przed zamarznięciem.

* * *

W przykładach liczbowych I i II przedstawiono przebieg liczenia paru konkretnych zadań dla praktyki; przykłady te mają również na celu wyjaśnić w sposób przejrzysty samą zasadę proponowanej metody. Należy uważać, że projektant, znający warunki lokalne, może na podstawie niniejszych wytycznych trafnie, z punktu widzenia przemierzania, wyznaczyć zagłębienie fundamentów budowli.

Dla rozpowszechnienia i udostępnienia proponowanej metody jak również celem wyeliminowania błędów w założeniach (np. co do szaty śniegowej), należałoby opracować tabelaryczne zestawienia danych do założeń dla charakterystycznych warunków dla różnych części kraju — mniej więcej w podobny sposób, jak tablice współczynników dla wzoru I s z k o w s k i e g o; jednak wykonanie takich tabel wykracza poza granice niniejszej pracy.

L i t e r a t u r a

- D'Ans J. und Lax E., Taschenbuch für Chemiker und Physiker, 1943.
 Keil K., Ingenieurgeologie und Geotechnik, 1951.
 N.K.P.S., Mechanika gruntów, I, Osnowania i fundamenty, Moskwa, 1938.
 Piętkowski R., Mechanika gruntów, 1952.
 Wiłun Z., Gruntoznawstwo drogowe, 1947.

S p r o s t o w a n i a

W zeszycie 1/53 w artykule pt. „Wytyczne oszczędnego projektowania urządzeń gospodarki wodnej komunalnej i przemysłowej” został mylnie wydrukowany tytuł naukowy autora zamiast Prof. inż. Eugeniusz Zaczynski wydrukowano Prof. Dr Inż. Eugeniusz Zaczynski.

*

W zeszycie 2/53 w artykule inż. Włodzimierza Skoraszewskiego pt. „Sylikatyzacja gruntów kurzawkowych” pomyłkowo umieszczono podpisy pod rys. 1 i 2. Powinno być tylko „Rys. 1” i „Rys. 2”.

PROF. DR INŻ. JERZY OSTROMECKI

Uwagi w sprawie obliczenia nawodnień zalewowych

(dokończenie)

CZEŚĆ II. KONSTRUKCJA WZORU DLA NAWODNIEN ZALEWOWYCH

9) Wyprowadzenie wzoru ogólnego

Po rozważeniu zjawisk wsiąkania spróbujemy ustawić równanie na czas trwania pierwszej fazy zalewu w poniższych warunkach:

- Poziom wody gruntowej zalega tak głęboko, że w ciągu trwania zalewu woda przesiąkająca nie zdoła wydątnie go podnieść i nie wypełni objętości podziemnej.
- Prędkość wsiąkania jest znana z pomiarów wg relacji:

$$W_t = W_0 \cdot t^\alpha$$

- Prędkość wsiąkania w małym stopniu zależy od głębokości zalewu.

Nawiązując do schematu rys. 1 spostrzegamy, że woda napełniająca kwatę przy stałym dopływie Q , nodnosi się od O do y oraz zalewa teren na długości od O do x w czasie od O do t .

W ciągu dostatecznie małego przyrostu czasu dt , poziom wody w części naziemnej podnosi się o dy wypełniając objętość $dy \cdot S_x$. Jednocześnie zaś przez powierzchnię S_x trwa wsiąkanie, przy czym w punkcie A woda zalewająca przebywała na kwaterze czas t , w punktach między A i B czas ten był krótszy (równy $t - t_i$ w punkcie x), malejąc do O przy punkcie B .

Punkt x_i leży pomiędzy A i B , czas t_i równa się czasowi od chwili rozpoczęcia zalewu do chwili dojścia wody do punktu x_i . W punkcie x czas $t_i = t$.

Mając na uwadze, że długość zalewanego odcinka x jest pewną na razie nieznaną funkcją czasu t , czyli $x = f(t)$ oraz $x_i = f(t_i)$, możemy wyrazić średnią prędkość wsiąkania na odcinku x w momencie t (tj. gdy woda dojdzie do punktu B) jako:

$$W_{ix} = \frac{1}{x} \int_0^x W_{x_i} \cdot dx_i$$

Prędkość wsiąkania w dowolnym punkcie C , leżącym między A i B (w odległości x_i od A) wynosi zgodnie z wzorem [9], w momencie t od chwili rozpoczęcia zalewu:

$$W_{x_i} = W_1 (t - t_i)^\alpha$$

gdzie t_i oznacza jak wspomniano czas, w którym nastąpiło zalanie odcinka x_i czyli osiągnięcie punktu C .

Zatem:

$$W_{ix} = \frac{1}{x} \int_0^x W_1 (t - t_i)^\alpha \cdot dx_i = \frac{W_1}{x} \int_0^x (t - t_i)^\alpha \cdot dx_i$$

Dla dostatecznie małego przyrostu czasu dt przy położeniu zwierciadła wody na poziomie y i przy długości zalanej części kwatery x , można więc ustawić równanie na dopływ, przyrost objętości naziemnej i wsiąkanie:

$$Q \cdot dt = S_x \cdot dy + S_x \cdot dt \cdot W_{ix}$$

Podstawiając wartość na w_{ix} mamy:

$$Q \cdot dt = S_x \cdot dy + S_x \cdot dt \cdot \frac{W_1}{x} \int_0^x (t - t_i)^\alpha \cdot dx_i$$

Zważywszy że: $Q = q \cdot S$ oraz $S = b \cdot L$ i $S_x = b \cdot x$ otrzymamy:

$$q \cdot b \cdot L \cdot dt = b \cdot x \cdot dy + b \cdot x \cdot dt \cdot \frac{W_1}{x} \int_0^x (t - t_i)^\alpha \cdot dx_i$$

lub:

$$q \cdot dt = \frac{x}{L} \cdot dy + \frac{W_1}{L} \cdot dt \int_0^x (t - t_i)^\alpha \cdot dx_i$$

Uwzględniając zależności geometryczne:

$$y \cdot \frac{L}{2h} = x \quad \text{ oraz } \quad dy \cdot \frac{L}{2h} = dx$$

można wyrazić równanie powyższe w formie:

$$q \cdot dt = \frac{2h}{L^2} \cdot x \cdot dx + \frac{W_1}{L} \cdot dt \int_0^x (t - t_i)^\alpha \cdot dx_i \quad [13]$$

lub:

$$q \cdot dt + \frac{y}{2h} \cdot dy = \frac{W_1}{2h} \cdot dt \int_0^y (t - t_i)^\alpha \cdot dy_i \quad [14]$$

10) Dotychczasowe wzory na zalew jako szczególne przypadki wzoru ogólnego

Równania [13] lub [14] są dla pierwszej fazy zalewu równaniami ogólnymi, których poszczególne przypadki (przy dodatkowych założeniach) stanowią wymienione na wstępie wzory [1], [2], [3], [4], [5].

Dowód przeprowadzamy poniżej.

1) W przypadku gdy $\alpha = 0$ wyrażenie $(t - t_i)^\alpha = 1$, a zatem $w_{xi} = w_i = w = \text{const.}$, czyli prędkość wsiąkania pozostaje przez cały czas zalewu wielkością stałą.

Równania [13] i [14] przejdą wtedy w następujące:

$$q \cdot dt = \frac{2h}{L^2} \cdot x \cdot dx + \frac{W}{L} \cdot x \cdot dt \quad [15]$$

$$q \cdot dt = \frac{y}{2h} \cdot dy + \frac{W \cdot y}{2h} \cdot dt \quad [16]$$

które są identyczne z wzorem Michałowskiego (4).

Czas t , niezbędny dla zalewu odcinka x będzie zgodnie z rozwiązaniem Michałowskiego:

$$t = - \frac{y}{W} \left[\frac{Q}{W \cdot S_x} \ln \left(1 - \frac{w \cdot S_x}{Q} \right) + 1 \right]$$

Mając na uwadze, że $Q = q \cdot S$, $\frac{S}{S_x} = \frac{L}{x}$, $y = \frac{2h}{L} x$

(wg oznaczeń § 1) i wprowadzając wyrażenie $z_x = \frac{W \cdot x}{q \cdot L}$ przekształcimy powyższy wzór, otrzymując:

$$t = - \frac{2h}{z_x \cdot q} \cdot \frac{x^2}{L^2} \left[\frac{\ln(1 - Z_x)}{Z_x} + 1 \right] \quad [17]$$

Przy $x = L$, $z_x = z = \frac{w}{q}$ i wzór sprowadza się do znanego już wzoru Michałowskiego (4).

2) W równaniach ogólnych [13] i [14] a także [15] i [16] długość zalewanego odcinka w funkcji czasu $x = f(t)$ jest na razie nieznaną. Jeśli przyjmiemy prędkość wsiąkania stałą i z góry założymy charakter przebiegu zalewu taki, że czasy napełniania są proporcjonalne do długości zalanego odcinka, a więc:

$$t = M \cdot x \quad \text{ oraz } \quad T = M \cdot L$$

otrzymamy $M = \frac{T}{L}$ oraz $t = \frac{T}{L} \cdot x$, $dt = \frac{T}{L} \cdot dx$

Podstawiając do równania [15] mamy:

$$q \cdot \frac{T}{L} \cdot dx = \frac{2h}{L^2} \cdot x \cdot dx + \frac{W}{L^2} \cdot x \cdot T \cdot dx$$

Całkujemy w granicach od O do L , otrzymując:

$$q \cdot T = h + \frac{W \cdot T}{2}$$

Mnożąc przez S otrzymamy:

$Q \cdot T = h \cdot S + \frac{1}{2} w \cdot S \cdot T$, a więc wzór podawany przez Skotnickiego (1)

Czas t dla zalewu odcinka x równa się tutaj:

$$t = T \cdot \frac{x}{L} = \frac{h}{q \left(1 - \frac{1}{2} z\right)} \cdot \frac{x}{L} \quad [18]$$

gdzie: $z = \frac{W}{q}$

3) Przyjmijmy jak poprzednio prędkość wsiąkania stałą lecz czasy napełnienia proporcjonalne do objętości naziemnej zbiornika czyli: $t = M \cdot \frac{x \cdot y}{2}$

oraz $T = M \cdot h \cdot L$

Uwzględniając związki geometryczne $y = \frac{2h}{L} \cdot x$ mamy:

$$t = M \cdot \frac{x}{2} \cdot \frac{2h}{L} \cdot x = \frac{M \cdot h x^2}{L}$$

Ponieważ $M = \frac{T}{h \cdot L}$ to $t = \frac{T}{h \cdot L} \cdot \frac{h x^2}{L} = \frac{T \cdot x^2}{L^2}$

i $dt = \frac{T}{L^2} \cdot 2 x dx$.

Podstawiając do równania [15] i całkując jak poprzednio, otrzymujemy:

$$q \cdot T = h + \frac{2}{3} w \cdot T$$

Mnożąc przez S otrzymamy:

$Q \cdot T = h \cdot S + \frac{2}{3} w \cdot S \cdot T$, a więc wzór Zakaszewskiego (2)

Czas zalewu t odcinka x będzie równy:

$$t = \frac{T \cdot x^2}{L^2} = \frac{h}{q \left(1 - \frac{2}{3} z\right)} \cdot \frac{x^2}{L^2} \quad [19]$$

4) Jak widzieliśmy na wstępie, rozbieżności między wzorem 4 (Michałowskiego) a wzorem Skotnickiego są znaczne; nieco mniejsze (w określonych granicach) są między wzorem Zakaszewskiego. Wobec tego stwierdzamy, że czasu zalewu nie można przyjąć z góry za proporcjonalny do długości zalanej części kwatery lub do zalanej objętości naziemnej.

Czas ten wyrazi się w funkcji logarytmicznej zgodnie z rozwiązaniem wzoru Michałowskiego. Przypuścić jednak wolno, że udałoby się dobrać krzywą związku $x = f(t)$ w postaci prostszej lecz dość zgodnej przynajmniej na sporym odcinku z krzywą logarytmiczną.

Założmy mianowicie, że czas zalewu t jest proporcjonalny zarówno do objętości części naziemnej kwatery, jak i do odcinka zalanego, przez który woda wsiąka.

Mamy wtedy:

$$t = M \cdot \frac{x \cdot y}{2} \cdot x \quad \text{oraz} \quad T = M \cdot h \cdot L^2$$

Uwzględniając $y = \frac{2h}{L} \cdot x$

znajdujemy $t = M \cdot \frac{h x^3}{L}$

Ponieważ $M = \frac{T}{h \cdot L^2}$

to $t = \frac{T h x^3}{h \cdot L^2 \cdot L} = \frac{T x^3}{L^3}$ oraz $dt = \frac{3 T x^2}{L^3} \cdot dx$

Podstawiamy do równania [15] i całkujemy, otrzymując:

$$q \cdot T = h + \frac{3}{4} w \cdot T$$

tj. wzór identyczny z wzorem [5], który wyprowadzono uprzednio na drodze empirycznej, a który jak stwierdzono daje b. bliskie rezultaty z wzorem Michałowskiego w granicach $0 < Z < 0,85$.

Czas t dla zalewu odcinka x wyniesie:

$$t = \frac{T x^3}{L^3} = \frac{h}{q \left(1 - \frac{3}{4} z\right)} \cdot \frac{x^3}{L^3} \quad [20]$$

5) Dla przekształcenia wzoru [15] we wzór [3] analogiczne operacje nie mogą być zastosowane, gdyż jak stwierdziliśmy nie odpowiada on schematowi stopniowego zalewu powierzchni. Wzór [3] odpowiada wa-

runkowi $t = M \cdot x^\infty = T \cdot \left(\frac{x}{L}\right)^\infty$ czyli schematowi b. szybkiego zwilżenia całej powierzchni płaskiej kwatery i następnego napełnienia jej do poziomu h . Czasy t dla zalewu odcinka x wypadają wtedy nieskończenie małe.

Przytoczmy teraz przykładowo ilustrację charakteru przebiegu czasu zalewu na odcinku od O do L wg różnych wzorów.

Zakładamy: średnie napełnienie kwatery $h = 0,25$ m, dopływ jednostkowy $q = 100$ l/sek/ha czyli 36 mm/godz., prędkość wsiąkania $W = 30$ mm/godz., długość kwatery $L = 100$ m. Obliczenia zestawiamy w tabl. IV.

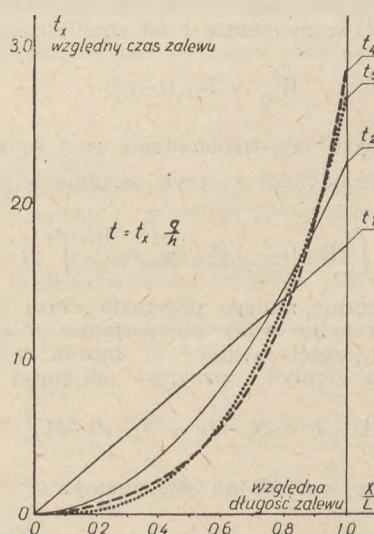
TABLICA IV

Obliczenie przebiegu czasów zalewu t_x (wyrażonego w częściach $\frac{h}{q}$)

Długość odcinka zalanego $\frac{x}{L}$	Wg wzoru [18] (Skotnicki) t_1	Wg wzoru [19] (Zakaszewski) t_2	Wg wzoru [3] (Kostia-kow) dla płaskich kwater t_3	Wg wzoru [17] (Michałowski) t_4	Wg wzoru [20] t_5
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,1	0,171	0,022	"	0,011	0,003
0,2	0,343	0,090	"	0,045	0,021
0,3	0,514	0,202	"	0,109	0,072
0,4	0,686	0,360	"	0,208	0,171
0,5	0,857	0,562	"	0,353	0,333
0,6	1,028	0,810	"	0,557	0,575
0,7	1,200	1,102	"	0,843	0,915
0,8	1,370	1,440	"	1,253	1,362
0,9	1,543	1,822	"	1,857	1,944
1,0	1,714	2,250	6,000	2,838	2,667

Uwaga: aby otrzymać czas w godzinach należy wartość t_x pomnożyć przez $\frac{h}{q}$

Przebieg zalewu odwzorowano też na rys. 7.



Rys. 7. Charakter przebiegu zalewu wg różnych wzorów

Jak wynikało z rys. 2 i tab. I, czasy całkowitego zalewu kwatery (T) różniły się wg poszczególnych wzorów, tym bardziej im wyższy był stosunek $z = \frac{W}{q}$.

W przykładzie niniejszym dobraliśmy z dość wysokie, mianowicie: $\frac{W}{q} = \frac{30}{36} = 0,833$.

Stwierdzamy, że charakter przebiegu zalewu poszczególnych części kwatery wypada wg użytych wzorów b. różny.

Podobnie jak przy obliczaniu całkowitego czasu zalewu (T) przy rozmaitych z (tabl. I, rys. 2), mamy i tu b. dobrą zgodność dwóch wzorów: Michałowskiego i wprowadzonego empirycznie wzoru [20]. Pozwalałoby to wnioskować, że w pewnych warunkach (przy stałej prędkości wsiąkania) można wzór Michałowskiego zastąpić prostszym wzorem typu wzorów [1], [2], [3], [5], ale z doбором właściwego współczynnika liczbowego przy z.

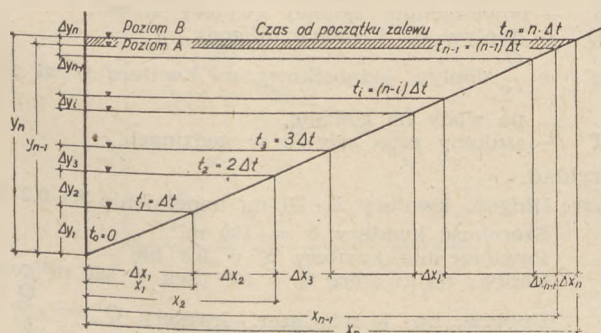
Omówimy to szczegółowiej w jednym z następnych rozdziałów.

11) Obliczanie czasu zalewu metodą kolejnych napełnień

Rozwiązanie ściśle równań różniczkowych [13] lub [14] dla obliczania czasu zalewu w warunkach zmiennej prędkości wsiąkania byłoby zapewne w formie ogólnej niemożliwe z uwagi na charakter funkcji podcałkowej (dwumiennej).

Drogą operacji rachunkowych uda się jednak zadanie obliczenia czasu zalewu przy zmiennym wsiąkaniu rozwiązać, przechodząc do przyrostów skończonych dla Δt i szukając stosownych Δx .

Schemat kolejnego napełniania się kwatery (części naziemnej) w jednakowych przedziałach czasu Δt przedstawia rys. 8.



Rys. 8. Schemat napełniania się kwatery zalewowej

W pewnym momencie $t_{n-1} = (n-1) \cdot \Delta t$, licząc od początku zalewu, osiągnął on poziom $y_{n-1} = \sum_{i=0}^{i=n-1} \Delta y_i$

oraz zasięg $x_{n-1} = \sum_{i=0}^{i=n-1} \Delta x_i$, po czym w ciągu przyrostu czasu Δt nastąpiło na skutek dopływu dalsze podniesienie się wody w kwaterze o wielkość Δy_n , a zalew przesunął się o Δx_n .

Miedzy tymi przyrostami jest związek geometryczny:

$$\Delta y_n \cdot \frac{L}{2h} = \Delta x_n$$

W ciągu czasu Δt dopływa na kwaterę znana ilość wody Q , a na jednostkę szerokości dopływ jest $Q_0 = \frac{Q}{b}$.

Część dopływu idzie na wypełnienie przyrostu zbiornika naziemnego o objętości:

$$\frac{1}{2} [2 x_{n-1} + \Delta x_n] \cdot \Delta y_n = \frac{h}{L} [2 \Delta x_n \cdot x_{n-1} + (\Delta x_n)^2]$$

Część dopływu wsiąka przez zalany odcinek x_n równy

$$\sum_{i=0}^{i=n} \Delta x_i$$

Aby obliczyć objętość wody wsiąkającej w czasie Δt przez ten odcinek, zauważymy, że:

Odcinek pierwszy Δx_1 znajdował się pod wodą, licząc od początku zalewu aż do osiągnięcia poziomu A, przez

$(n-1) \Delta t = t_{n-1}$ godzin, po czym w trakcie napełniania się do poziomu B jeszcze przez Δt godzin, czyli do momentu: $n \cdot \Delta t = t_n$.

Średnia prędkość wsiąkania w okresie czasu od t_{n-1} do t_n będzie dana z pomiarów polowych i wyniesie:

$$W_{t_{n-1}, t_n}$$

Odcinek końcowy Δx_n znajdował się pod wodą tylko przez czas od 0 do Δt . Przyjmując odcinki czasu $\Delta t = 1$, prędkość wsiąkania określimy tu wtedy jako W_{11} .

Ogólna ilość wody wsiąkającej w czasie przyrostu czasu od t_{n-1} do t_n wyniesie:

$$\Delta t [\Delta x_1 \cdot W_{t_{n-1}, t_n} + \Delta x_2 \cdot W_{t_{n-2}, t_{n-1}} + \dots + \Delta x_n \cdot W_{01}]$$

$$\text{albo: } \Delta t \sum_{i=1}^{i=n} \sum_{j=n}^{j=1} \Delta x_i \cdot W_{t_{j-2}, t_j}$$

Ponieważ założyliśmy $\Delta t = 1$ godzinie, mamy równanie zużycia wody dopływającej na wypełnienie przyrostu objętości naziemnej i na wsiąkanie w czasie Δt .

$$Q_0 = \frac{h}{L} [2 \Delta x_n \cdot x_{n-1} + (\Delta x_n)^2] + \sum_{i=1}^{i=n} \sum_{j=n}^{j=1} \Delta x_i \cdot W_{t_{j-2}, t_j} \quad [21]$$

Mając dane z pomiarów polowych średnie prędkości wsiąkania w poszczególnych godzinach 0—1, 1—2, 2—3 itd. oraz przyjmując w równaniu powyższym kolejno $n = 1, 2, 3, \dots$ obliczamy kolejno $\Delta x_1, \Delta x_2, \Delta x_3, \dots$ aż Δx osiągnie wartość L , tj. końcową długość zalewu. Przypuścimy, że będzie to przy pewnej wartości n , stąd czas zalewu $= T = n$ godzin (ponieważ przyjęliśmy $\Delta t = 1$ godz.).

Poszczególne równania będą:

1) Przy $n-1$ $x_{n-1} = 0$ stąd:

$$Q_0 = \frac{h}{L} (\Delta x_1)^2 + \Delta x_1 \cdot W_{01}$$

2) Po obliczeniu Δx_1 zakładamy $n = 2$, wtedy:

$x_{n-1} = x_1 = \Delta x_1$ oraz:

$$Q_0 = \frac{h}{L} [2 \cdot \Delta x_2 \cdot x_1 + (\Delta x_2)^2] + \Delta x_1 \cdot W_{1,2} + \Delta x_2 \cdot W_{01}$$

3) Obliczamy Δx_2 i zakładamy $n = 3$, wtedy:

$x_{n-1} = x_2 = \Delta x_1 + \Delta x_2$

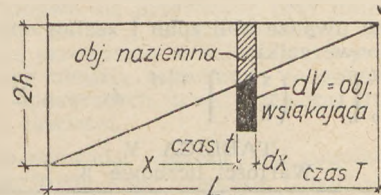
$$Q_0 = \frac{h}{L} [2 \cdot \Delta x_3 \cdot x_2 + (\Delta x_3)^2] + \Delta x_1 \cdot W_{2,3} + \Delta x_2 \cdot W_{1,2} + \Delta x_3 \cdot W_{01}$$

Szukamy Δx_3 itd.

12) Wzór na obliczenie zalewu w warunkach zmiennej prędkości wsiąkania

Sposób obliczania kolejnymi napełnieniami jest rachunkowo dość uciążliwy, w dalszym więc ciągu szukamy rozwiązań prostszych lecz dość ścisłych.

Rozpatrzmy schemat kwatery już zalanej w czasie T do poziomu $2h$ i na długości L wg rys. 9.



Rys. 9. Schemat zalewu

Przyjmujemy, że prędkość wsiąkania jest zmienna w czasie i znana wg relacji (11)

$$W_{0t} = W_{01} \cdot t^a$$

W momencie T gdy zalew jest w pierwszej fazie zakończony musi być spełniona równość: objętość wody, która dopłynęła na kwaterę równa się objętości naziemnej i objętości wsiąkłej w grunt, czyli:

$$Q \cdot T = h \cdot S + V.$$

Objętość V na razie jest nie znana, należy ją obliczyć. Cząstka powierzchni dx będąca w odległości x została zalana w momencie t , licząc od początku zalewu, a pozostawała pod zalewem przez czas $T - t$.

Średnia prędkość wsiąkania w okresie trwania zalewu cząstki x (tj. w czasie od 0 do $T - t$) zgodnie z wzorem [11] wynosi:

$$W_{0, T-t} = W_{01} \cdot (T - t)^\alpha$$

Przez cząstkę dx (na jednostkę szerokości) wsiąka więc objętość wody:

$$dV = W_{0, T-t} \cdot dx \cdot (T - t) = W_{01} \cdot (T - t)^\alpha \cdot dx$$

Na całej szerokości (b) kwatery wsiąka przez cząstkę dx objętość $b \cdot dV$.

Ogółem podczas trwania zalewu wsiąka przez zalaną długość kwatery (L) na jej całej szerokości (b) objętość wody V :

$$V = b \int dV = b \int_0^L W_{01} \cdot (T - t)^\alpha \cdot dx$$

Gdybyśmy znali z góry $t = f(x)$, zadanie byłoby rozwiązane. Ponieważ funkcji tej nie znamy, przyjmijmy na podstawie przesłanek rozdziału 10 o charakterze przebiegu zalewu, że $t = f(x)$ ma postać

$$t = M \cdot x^N$$

Poprzednio widzieliśmy (rozdział 10), że przez dobór współczynników M i N można przebieg danej krzywej (rys. 7) zbliżyć do przebiegu funkcji logarytmicznej, będącej właściwym rozwiązaniem.

Wobec tego, że założyliśmy $t = M \cdot x^N$,

$$\text{to } T = M \cdot L^N,$$

a zatem objętość wody, która wsiąka w trakcie zalewu przedstawi się jako:

$$V = b \cdot W_{01} \int_0^L (MLN - Mx^N)^{\alpha+1} \cdot dx$$

$$V = b \cdot W_{01} \int_0^L \left[MLN \left(1 - \frac{Mx^N}{MLN}\right) \right]^{\alpha+1} \cdot dx$$

Ponieważ $M L^N = T$ mamy:

$$V = b \cdot W_{01} \cdot T^{\alpha+1} \int_0^L \left[1 - \left(\frac{x}{L}\right)^N \right]^{\alpha+1} \cdot dx$$

$$W_{01} \cdot T^{\alpha+1} = W_{0T} \cdot T \text{ wg wzoru [12]}$$

a więc

$$V = b \cdot W_{0T} \cdot T \int_0^L \left[1 - \left(\frac{x}{L}\right)^N \right]^{\alpha+1} \cdot dx$$

Rozwiązanie danej całki jest w postaci ogólnej niemożliwe (różniczki dwumienne), natomiast wartość liczbowa przy określonych N i α łatwo jest obliczyć.

Jak wiemy z rozdziału 7, wartość α waha się zazwyczaj od: $-0,8$ do $-0,3$.

Co do wartości N to przekonał się w rozdziale 10, że przy $N = 3$ (w wypadku $w = \text{constans}$) przebieg zalewu jest najbardziej zgodny ze ścisłym przebiegiem logarytmicznym wynikającym z wzoru Michałowskiego.

Mając to na uwadze obliczono i zestawiono w tabl. V wartości liczbowe całki:

$$\int_0^L \left[1 - \left(\frac{x}{L}\right)^N \right]^{\alpha+1} \cdot dx = \mu \cdot L$$

TABLICA V
Wartości liczbowe μ

$N \backslash \alpha$	-1,0	-0,75	-0,50	-0,25	0 tj. przy $w = \text{const.}$
3	1,000	0,906	0,843	0,789	0,75

Jeśli więc prędkość wsiąkania jest zmienna w czasie, to czas zalewu T związany będzie wzorem:

$$Q \cdot T = h \cdot S + V$$

$$Q \cdot T = h \cdot S + \mu \cdot W_{01} \cdot S \cdot T^{\alpha+1} \quad [21a]$$

$$Q \cdot T = h \cdot S + \mu \cdot W_{0T} \cdot S \cdot T$$

gdzie μ zależnie od α dobieramy z tab. V.

Zauważymy łatwo, że gdy $\alpha = 0$, tj. gdy prędkość wsiąkania jest stała ($w_{01} = w$), wzór powyższy przekształca się w wyprowadzony uprzednio wzór [5]:

$$Q \cdot T = h \cdot S + \frac{3}{4} w \cdot S \cdot T$$

bardzo bliski wzoru Michałowskiego.

Przy $N = \infty$ (b. szybki zalew powierzchni) wartość μ dla wszelkich α równa się 1 i wzór [21] przechodzi we wzór [3] Kosiakowa.

Ogółem zatem wzór przybliżony na czas zalewu T w warunkach zmiennej prędkości wsiąkania i przy gębokim poziomie wody gruntowej będzie:

$$\mu \cdot W_{01} \cdot S \cdot T^{\alpha+1} - Q \cdot T + h \cdot S = 0 \quad [22]$$

$$\text{lub } \mu \cdot W_{01} \cdot T^{\alpha+1} - q \cdot T + h = 0 \quad [23]$$

$$\text{albo } \mu \cdot W_{0T} \cdot T - q \cdot T + h = 0 \quad [24]$$

Obliczenia trzeba w przypadku ogólnym wykonywać drogą prób przez podstawienie kilku wartości T .

We wzorach tych:

W_{01} — prędkość wsiąkania w m/godz. w ciągu pierwszej godziny, oznaczona w polu,

W_{0T} — prędkość wsiąkania średnia za okres $0 - T$,
 α — współczynnik charakteryzujący zmienność prędkości wsiąkania oznaczony wg pomiarów połowych (rozdział 7),

μ — współcz. liczbowy zależny od α wg tab. V,

h — średnia głębokość zalewu w m,

S — powierzchnia zalanej kwatery w m^2 ,

Q — dopływ na kwaterę $m^3/\text{godz.}$,

$q = \frac{Q}{S}$ — dopływ jednostkowy na kwaterę w m słupa wody na godzinę,

T — szukany czas zalewu w godzinach.

Przykład:

Dane: Długość kwatery $L = 80$ m, napełnienie $h = 0,2$ m.

Szerokość kwatery $b = 100$ m,

Powierzchnia kwatery $S = 0,8$ ha,

Dopływ na kwaterę $Q = 100$ l/sek = 360 $m^3/\text{godz.}$

Dopływ na 1 mb szer. kwatery $Q_0 = \frac{Q}{b} = 3,6$ $m^3/\text{godz.}$

Dopływ jednostkowy $q = \frac{Q}{S} = \frac{360}{8000} = 0,045$ $m/\text{godz.}$

Prędkość wsiąkania $w_{01} = 77$ $mm/\text{godz.} = 0,077$ $m/\text{godz.}$

$\alpha = -0,5$.

I. Sposobem kolejnych napełnień wg rozdziału 11 obliczymy (toku obliczeń tutaj nie przytaczamy):

przy $T = 8$ godz. $X_8 = 77,41$ m
„ $T = 9$ godz. $X_9 = 82,21$ m

Stąd przy $L = 80$ m, czas zalewu $T = 8,54$ godziny.

II. Wg wzoru [23].

Przy $\alpha = -0,5$ $\mu = 0,843$ z tab. V.

Mamy więc równanie:

$$0,077 \cdot 0,843 \cdot T^{0,5} - 0,045 \cdot T + 0,2 = 0$$

$$0,045 T - 0,064911 T^{0,5} - 0,2 = 0$$

Po rozwiązaniu:

$$T = 8,70 \text{ godz.}$$

III. Jeśli chodzi o użycie formy [24], postępujemy w ten sposób: przekształcamy równanie [24] obliczając T .

$$T = \frac{h}{q \left(1 - \frac{W_{0T} \cdot \mu}{q} \right)} \quad [25]$$

Dla danego gruntu mamy z pomiarów wyznaczoną wartość W_{0T} , tj. średnie prędkości wsiąkania w kolejnych odstępach czasu $0 - 1$ godz., $0 - 2$ godz., $0 - 3$ godz. itd. Znamy również α .

Przypuśćmy jak wyżej że: $\alpha = -0,5$
 oraz $w_{01} = 0,077$ m/godz. $w_{06} = 0,031$ m/godz.
 $w_{02} = 0,054$ „ $w_{07} = 0,029$ „
 $w_{03} = 0,044$ „ $w_{08} = 0,027$ „
 $w_{04} = 0,038$ „ $w_{09} = 0,026$ „
 $w_{05} = 0,034$ „ $w_{0,10} = 0,024$ „

Inne dane jak w przykładzie poprzednim.

Wartość μ z tab. V równa się 0,843.

Obliczenia prowadzimy drogą prób. Zakładamy czas $T_1 = 10$ godz. Odpowiadające temu $w_{0,10} = 0,024$ m/godz.

$$\frac{h}{q} = \frac{0,2}{0,045} = 4,444 \quad \frac{\mu}{q} = \frac{0,843}{0,045} = 18,75.$$

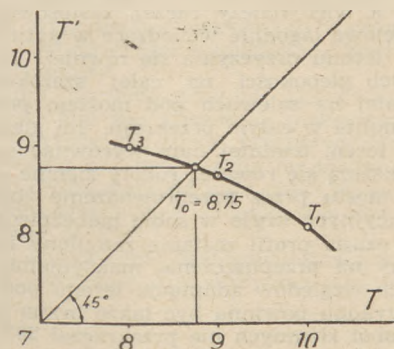
$$\text{Obliczamy } T'_1 = \frac{4,444}{(1 - 0,024 \cdot 18,75)} = \frac{4,444}{1 - 0,45} = \frac{4,444}{0,55} = 8,08 \text{ godz.}$$

Zakładamy wobec tego $T_2 = 9$ godz.

$$T'_2 = \frac{4,444}{1 - 0,026 \cdot 18,75} = \frac{4,444}{1 - 0,487} = \frac{4,444}{0,513} = 8,65 \text{ godz.}$$

Zakładamy jeszcze $T_3 = 8$ godz.

$$T'_3 = \frac{4,444}{1 - 0,027 \cdot 18,75} = \frac{4,444}{1 - 0,506} = \frac{4,444}{0,494} = 9,0 \text{ godz.}$$



Rys. 10. Graficzne rozwiązanie równania [25]

INŻ. JAN WOKROJ

Adaptacja profilu mostowego

Dla zaoszczędzenia kosztów budowy konstrukcji mostowej dążymy do możliwie najmniejszego światła i w tym celu obniżamy teren na zalewach w profilu mostowym dla ułatwienia przepływu Max WW. Zabieg ten nazywamy adaptacją profilu mostowego.

Wprowadzając po pogłębieniu zalewów przeprowadzamy na mniejszej szerokości profilu przepływu Max WW jednak utrzymanie tych głębokości przez czas dłuższy okazuje się może trudne wskutek zamuleń. W dłuższym okresie czasu koszt utrzymania wykopu może wypaść drożej aniżeli oszczędności uzyskane na konstrukcji mostowej o ile adaptacja nie była wykonana w sposób właściwy.

Na niektórych rzekach, nawet przy większych wodach, prawie nie ma ruchu rumowiska, gdyż szybkości graniczne są zbyt małe, aby większa ilość cząstek materiału dennego była poruszana. W tym przypadku adaptacja profilu mostowego do większej głębokości będzie celowa, gdyż nie zachodzi obawa zamulenia.

Również na rzece ujętej zbiornikami lub skanalizowanej, gdzie w stosunku do siły żywej wody jest niedobór rumowiska, mimo jego ruchu, osiadanie jest słabsze aniżeli unoszenie, wobec czego można stosować adaptację profilów mostowych.

Zagadnienie adaptacji profilu wymaga zbadania zdolności rzeki do prowadzenia rumowiska i namulów. Nadto należy się zastanowić nad doбором wielkości robót adaptacyjnych i kształtem wykopu.

Zatem T' (szukany czas napełnienia) leży w granicach między 8 i 9 godzinami.

Interpolację prowadzimy graficznie (rys. 10), odczytując $T = 8,75$ godz.

Otrzymane wartości przy użyciu 3 sposobów są b. bliskie, różnica nie przekracza 2,5%.

13) Streszczenie wyników i wnioski

Po omówieniu dotychczasowych wzorów na obliczanie czasu zalewu kwatery nawodnianej, zanalizowano zakres ich użycia, umożliwiając dobór właściwych rozwiązań zależnie od warunków terenowych.

Wyprowadzono również i przedyskutowano następujące wzory na obliczenie czasu zalewu kwatery:

- Prosty przybliżony wzór [5] dla warunków głębokiego poziomu wody gruntowej i stałej prędkości wsiąkania.
- Wzór [8] dla warunku bliskiego poziomu wody gruntowej.
- Wzór ścisły [13 i 14] w formie różniczkowej oraz jego rozwinięcie [21] w formie przyrostów skończonych dla warunku głębokiego poziomu wody gruntowej i zmiennej prędkości wsiąkania.
- Wzór przybliżony prosty [22, 23, 24, 25] dla warunków głębokiego poziomu wody gruntowej i zmiennej prędkości wsiąkania.

Szersze zastosowanie praktyczne w melioracji łąk znajduje zapewne wzór i metody opisane w punkcie b. Wzory wg punktów a, c, d jako samodzielne będą raczej miały zakres ograniczony, np. do pól irygacyjnych, nawodnienia łąk w dolinach rzecznych z głęboko wciętym korytem lub terenów położonych przy dolnym poziomie stopni kanalizacyjnych.

Tym nie mniej rozważania w związku z konstrukcją podanych wzorów pozwoliły na bliższe wyjaśnienie mechanizmu przebiegu zalewu i wyboru wzorów do obliczeń oraz wskazały na konieczność przeprowadzania pólowych oznaczeń własności wodnych profilu gleby. W tym świetle praca niniejsza ma charakter dydaktyczny i praktyczny.

Do rozwiązania pozostaje przypadek najogólniejszy, gdy prędkość wsiąkania jest zmienna, zależna od czasu lecz równocześnie i od zmiennej wysokości ciśnienia na kwaterze. Można by tu ewentualnie zastosować metodę podaną w rozdziale 12 po zdobyciu materiału doświadczalnego, dotyczącego dynamiki wsiąkania.

Na ściekach o silniejszym ruchu rumowiska może być celowa jedynie adaptacja profilu o nieznacznym obniżeniu terenu oraz wykonana na dłuższej przestrzeni, gdy Max WW zalewają wykop adaptacyjny tylko na krótki czas, niezbyt głęboko, przy czym górne warstwy wód wysokich są słabo obciążone materiałem unoszonym. Ruch rumowiska odbywa się przeważnie przy dnie rzeki. Materiał unoszony grubszy, mający tendencję do osiadania, też porusza się przeważnie w dolnej części profilu, tak że płytkie wykopy ulegają zamulaniu jedynie nieznacznie, przy stanach opadających, trwających czas dłuższy, wskutek osiadania zawieszin.

Jeżeli rzeka prowadzi większą ilość rumowiska w wykopie adaptacyjnym, który znacznie powiększa przekrój przepływu, wskutek czego zmniejsza się prędkość i materiał unoszony opada. Z tych względów przeprowadzamy wykop na znacznej przestrzeni powyżej i poniżej mostu, aby nie było nagłej zmiany przekroju. Również niepożądane są wykopy adaptacyjne w profilach mostów drewnianych o małych przesłach, gdyż jarzma mostowe zatrzymują ruch rumowiska.

Spadek podłużny wykopu adaptacyjnego powinien być zgodny z naturalnym spadkiem rzeki na tym odcinku.

Na lokalizację mostu należy wybrać miejsce pod profil adaptowany w nieco poszerzonym korycie rzeki, gdyż wtedy roboty ziemne wypadną nieznaczne, oraz uzyska-

my naturalne wprowadzenie i odprowadzenie przepływu Max WW.

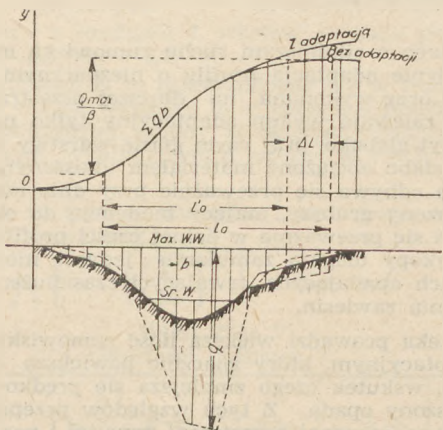
Na zalewach, gdy spadek lokalny Max WW zwiększa się wskutek skrócenia drogi, wzrastają prędkości i siła żywa zdolna do unoszenia rumowiska chroni wykop adaptacyjny od zamulenia. Również gdy profil mostowy znajduje się na odcinku rzeki o zwiększonym spadku lokalnym możemy spodziewać się mniejszego zamulenia aniżeli na spadku przeciętnym. Niepożądana jest adaptacja w profilach rzek o silnym ruchu rumowiska, szczególnie o gwałtownych i krótkotrwałych falach wezbrańowych. Nie należy też przeprowadzać adaptacji profilu do większych głębokości na odcinkach rzek nieuregulowanych, które w niedługim czasie ulegną regulacji, wskutek czego wytworzy się silny ruch materiału dna rzeki.

Dla orientacji stosować można (podany przez prof. C z e t w e r t y ŋ s k i e g o w książce „Drogi wodne“ T. I) wzór zależności siły unoszenia od prędkości dopuszczalnej $S_0 = \gamma I t$, gdzie $\gamma = 1000 \text{ kg/m}^3$, S według Schoklitscha w zależności od materiału dna może unieść:

	piasku			żwiru	otoczków
o średnicy ziarn $\varnothing$ mm	4 — 1	0,2 — 0,4	2	5 15	40 — 50
kg/m ²	0,25—0,30	0,18 — 0,20	0,40	5—15	4,8

Wzór ten pozwala zorientować się czy rzeka w zależności od rodzaju materiału dna i spadku w czasie wielkiej wody posiada dno w ruchu i na jakiej głębokości ruch się rozpoczyna, przy danej prędkości dopuszczalnej.

Drugim wskaźnikiem, który rozstrzyga czy adaptacja jest wskazana może być sam kształt profilu mostowego. Ł. G. B i e g o m kandydat nauk technicznych podał w podręczniku A n d r e j e w a wykres, który pozwala dobrać najoszczędniejsze światło mostu z uwzględnieniem adaptacji profilu. Mianowicie rysujemy przyrost przekroju co 1 m jako krzywą całkową oraz wyznaczamy odgańczenie tej krzywej z powodu pogłębienia wykopem adaptacyjnym. Szukamy przy pomocy przerzeczystej kalki, na której są narysowane dwie poziome linie w odległości odcinka, przedstawiającego, w skali rysunku krzywej całkowej, potrzebną powierzchnię profilu mostowego, najkorzystniejsze światła mostu. Wykres ten jest praktyczny dla wyznaczenia światła mostu bez adaptacji. Proponujemy zastosować wykres dokładniejszy, który lepiej uwzględni wpływ adaptacji profilu; mianowicie zamiast kreślić krzywą całkową przyrostu powierzchni pro-



Rys. 1.

filu można nanieść krzywą przyrostu przepływu co 1 m szerokości profilu. Odgańczenia tej krzywej będą dotyczyć przepływu w pogłębionej części przekroju. Potrzebne światło znajdziemy przy pomocy dwu prostych równoległych, nakreślonych na kalce przerzeczystej w odległości przepływu Max WW, na którą most liczymy z uwzględnieniem pewnej poprawki β zależnej od wielkości spię-

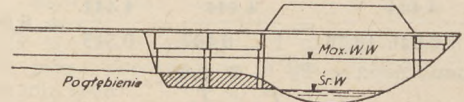
trzenia. Przepływ dla WW $\frac{Q}{\beta}$ wykreślimy w skali krzywej całkowej przepływu $\Sigma b q$. Jeżeli nie dopuścimy spiętrzenia $\beta = 1$, dla dozwolonego spiętrzenia h obliczamy β ze wzoru $h = \frac{\alpha}{2q} (V_m^2 - V_0^2) = \frac{\alpha}{2q} (V_0^2 \beta^2 - V_0^2)$ po

podstawieniu znanych wartości na h , $2g$, V_0 .

Jeżeli chcemy porównać wpływ różnych adaptacji dla każdej głębokości rysujemy osobne odgańczenia krzywej $\Sigma b q$, które wskażą możliwość skrócenia światła mostu.

Dla uzyskania korzystnych warunków utrzymania wykopu adaptacyjnego, obniżenie terenu musi być wykonane na dłuższej przestrzeni.

Literatura radziecka podaje liczne przykłady adaptacji profilu mostowego przy czym wlot wykopu powyżej mostu oraz wylot poniżej zbieżają się pod kątem 45° do brzegów rzeki (rys. 2).

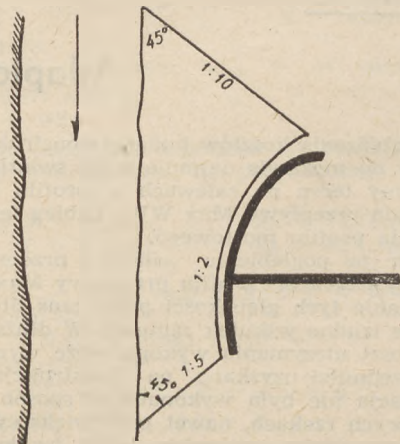


Rys. 2.

Wykonanie zakończenia wykopu musi być w ten sposób przeprowadzone, aby nie było gwałtownych spadków podłużnych, a więc należy raczej zastosować powierzchnie przejściowe łagodnie wchodzące w naturalny teren.

Adaptacja terenu przyczynia się również do utrzymania podobnych głębokości na całej szerokości profilu, a przynajmniej na zalewach pod mostem prędkość jest bardziej jednolita w całym przekroju. Im głębiej będziemy obniżać teren, trudniej nam wyrównać spadki podłużne. Zwiększają się również roboty ziemne. Zmniejszanie światła mostu przez przeprowadzenie zbyt wielkich robót adaptacyjnych kryje w sobie niebezpieczeństwo, że po pewnym czasie profil zostanie zamulony i nie będzie przygotowany na przepuszczenie maksymalnej wielkiej wody. Z tych względów adaptacja terenu pod względem głębokości wykopu powinna być także brana pod uwagę, aby profil robót ziemnych nie przekraczał 20% całej powierzchni profilu Max WW. Zasada ta jest przestrzegana w ZSRR.

Powiększenie profilu przez adaptację i wymycie łącznie nie powinno przekraczać 40% pierwotnego przekroju mostowego.

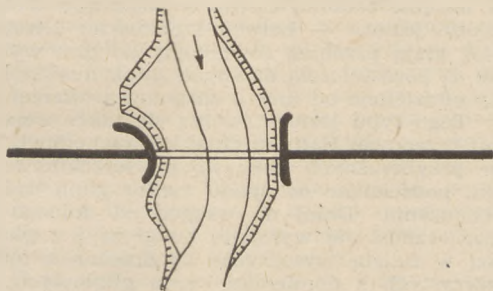


Rys. 3.

W literaturze radzieckiej zalecono przy wlocie wykopu nadać spadek skarpi nie większy jak 1:10, zaś poniżej mostu przy wylocie nachylenie skarpy 1:5. Skarpy boczne mogą mieć nachylenie 1:2 (rys. 2). Długość wykopu minimalna może się równać 6-krotnej szerokości wykopu, lecz nie może wynosić mniej niż 100-krotną głębokość. Dane te należy uważać jako wartości minimalne robót ziemnych. Dążyć należy do jak najłagodniejszego przejścia w spadkach podłużnych, z nachyleniem nie więcej jak 6 do 8%. Dla całkowitego wykorzystania ścię-

cia stosuje się budowę wałów kierujących, które niweczą zżewienie przepływu poniżej mostu. Dla przeciwdziałania silnemu zamuleniu daje się wykop adaptacyjny z tej samej strony koryta głównego, gdzie jest zapewniony przepływ o znacznych prędkościach wody.

Wykopy adaptacyjne, które znajdują się na łukach trasy regulacyjnej otrzymują nieco inny kształt aniżeli na odcinkach prostych (rys. 4). Zżewienia wykopów prowadzimy podobnie lecz tak, aby wypadkowa wprowadzonego przepływu Max WW utrzymała nurt zgodnie z trasą regulacyjną w obrębie wykopu adaptacyjnego.



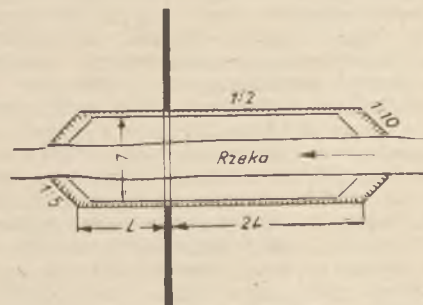
Rys. 4.

Pogłębienie na łukach prowadzimy tylko po stronie brzegu wklęsłego, gdy od strony wypukłej pod wpływem poprzecznej cyrkulacji przekop ulegnie zamuleniu. Nawet w razie wykonania obustronnych wykopów powiększenia przekroju od strony wypukłej nie bierze się do obliczeń światła mostu.

Bezpośrednie otoczenie wykopu adaptacyjnego należy uporządkować, aby nie stwarzać niekorzystnego ruchu cyrkulacji poprzecznej. Strugi przepływu Max WW pod mostem powinny być prostopadłe do profilu mostowego. Wobec czego na prostym odcinku rzeki pożądana jest symetria na obu brzegach, z nachyleniem dna wykopu ku środkowi rzeki do 2%.

Na łukach analogicznie dostosowujemy nachylenia płaszczyzn dna i brzegów, aby utrzymać nurt według trasy regulacyjnej.

Adaptacja profilu może w niektórych przypadkach wymagać odstępstwa od norm poprzednio podanych szczególnie gdy powierzchnia przekroju poprzecznego wykopu przekracza 20% przekroju mostowego. Zwykle w takim razie pogłębiamy przekrój do poziomu tam regulacyjnych i nadajemy nachylenie dna ku środkowi rzeki do 2%. Krawędzie boczne wykopu staramy się utrzymać na jak najdłuższej przestrzeni równoległe do projekto-



Rys. 5.

wanego nurtu rzeki (rys. 5). Zagubienie spadku podłużnego można wykonać pod kątem 45° oraz zastosować poprzednio podane nachylenie, jednak w dalszym odstępie od mostu przynajmniej w 2 odległościach rozpiętości mostu powyżej i 1 odległości od mostu poniżej.

Utrzymanie profilu adaptacyjnego wobec możliwości jego zamulania połączone jest z kosztem jego utrzymania, wobec czego przy projektowaniu adaptacji należy uzasadnić gospodarczą celowość zmniejszania światła mostu oraz koszt utrzymania wykopu adaptacyjnego.

Przy trudniejszych sytuacjach znaczne zżewienie profilu mostowego nastrocza pewne trudności w zaprojektowaniu racjonalnego wykopu adaptacyjnego oraz właściwego rozwiązywania wałów kierujących. W tych przypadkach należałoby laboratoryjnie dobrać właściwe rozwiązanie przy pomocy prób na modelach, lub raczej pozostać przy nieco większym świetle mostu, unikając adaptacji w profilu przy zbyt oszczędnie zaprojektowanym świetle mostu.

PROF. DR STANISŁAW TOŁPA

Stan bazy paszowej na obszarze zlewni rzeki Łeby

(Streszczenie ekspertyzy przedmelioracyjnej)

Duże nasilenie osadnictwa na Pomorzu Zachodnim oraz intensywny rozwój baz paszowych wymaga zwrócenia dużej uwagi na tereny dolin rzecznych w pasie nadmorskim. Jedną z nich może najbardziej charakterystyczną ze względu na specyficzne warunki hydrologiczne, glebowe i gospodarcze — istniejące i potencjalne — jest dolina rz. Łeby, leżąca na pograniczu woj. gdańskiego i koszalińskiego. Niniejszy artykuł jest streszczeniem pracy Autora, opartej na przeprowadzonych studiach terenowych, zleconej przez Biuro Projektów Wodno-Melioracyjnych i opracowanej w formie ekspertyzy przedmelioracyjnej (z 14 mapami) na żądanie Ministerstwa Rolnictwa.

Ze względu na ujęcie tematu, wiele ciekawych spostrzeżeń dotyczących zagadnień gospodarki wodnej, szczególnie wpływu jej na procesy torfotwórcze, stanu obecnego użytków zielonych i możliwości gospodarczych na przyszłość — sądzimy, że praca ta zainteresuje naszych Czytelników, a szczególnie tych, którzy pracują w pasie przyziemskim i będą mogli w niej znaleźć wytlumaczenie zjawisk i warunków podobnych albo identycznych w innych dolinach rzek wpadających do Bałtyku z obszaru między Wisłą a Odrą.

I. Wprowadzenie w zagadnienie

Nie ulega obecnie wątpliwości że najwłaściwsza droga do zwiększenia i podniesienia hodowli prowadzi przez polepszenie jakości i wydajności naturalnej bazy paszowej, którą stanowią łąki i pastwiska. Mamy jeszcze u nas znaczny procent zielonych nieużytków, a ponadto na dotychczas eksploatowanych użytkach zielonych daje się zaobserwować stopniowe pogarszanie się ich wydajności. W tych warunkach perspektywy dalszego rozwoju hodowli zależą będą od tego, w jakim stopniu i jak szybko potrafimy przeobrazić dotychczasowe nieużytki zielone w paszowe obszary produkcyjne oraz od umiejętności zahamowania procesów degradacji na użytkowanych dotychczas terenach łąkowych i pastwiskowych. Jesteśmy świadkami intensywnych prac w obydwu kierunkach. Zreali-

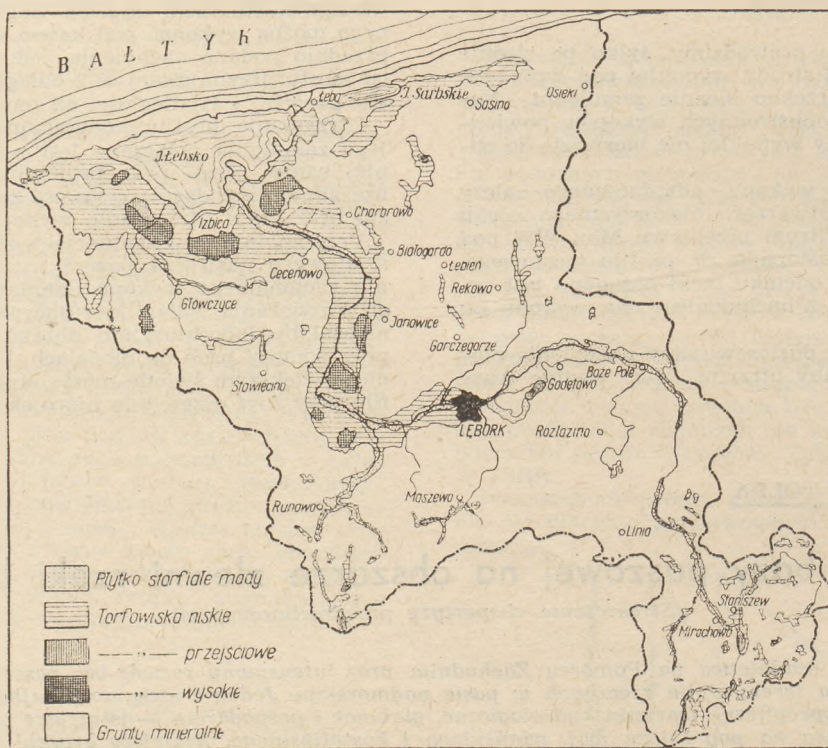
zowanie tych zadań wymaga najpierw skrupulatnych studiów w terenie dla poznania przyrodniczo-gospodarczych warunków obszaru i jego naturalnych tendencji rozwojowych. Na wynikach tego rodzaju badań można dopiero zarysować projekt racjonalnej gospodarczej eksploatacji terenu.

Obiektem, na którym przeprowadziłem ostatnio studia rozpoznawcze są tereny łąkowo-pastwiskowe, występujące w zlewni rz. Łeby na Pomorzu Zachodnim. Tereny te do czasu drugiej wojny światowej były na ogół dobrze zagospodarowane i odznaczały się wysoką produktywnością. Na skutek działań i zniszczeń wojennych, które przede wszystkim odbiły się na stanie urządzeń melioracyjnych, nastąpiło takie pogorszenie się warunków środowiskowych dla produkcji pasz naturalnych,

że obszar ten z roku na rok zaczął tracić swoją produkcyjność. Ponadto zmiany dające się stwierdzić w sianie roślinnej wskazują na to, że jeżeli nie poweźmie się odpowiednich środków zaradczych, to dotychczasowe użytki zielone przeobrażą się wkrótce w całkowite nieużytki.

W niniejszym opracowaniu podaję szkiecowo wyniki studiów przyrodniczo-rolniczych w zlewni rz. Łeby. Uwykuklając zmiany powstałe tutaj pod wpływem gospodarczych przekształceń człowieka i na tle dzisiejszego stanu rozwojowego tego obszaru, staram się podać sposoby i drogi jego gospodarczego uaktywnienia. Na ogólną powierzchnię zlewni wynoszącą około 1800 km² na użytki zielone wypada ponad 250 km². Większość użytków zielonych, bo o obszarze około 200 km² występuje w jednolitym kompleksie w dolinie rz. Łeby, reszta rozrzucona jest w mniejszych lub większych partiach w obniżeniach dolinnych lub przyjeziornych na wysoczyznach zlewni. Jest rzeczą jasną, że duży obszar występujących tutaj użytków zielonych, jeśli doprowadzi się go do stanu wzmoczonej produkcyjności, wywoła od razu wysoki skok gospodarczy nie tylko samej zlewni lecz odbije się również korzystnie na całym obszarze Pomorza Zachodniego, który korzystać będzie bezpośrednio lub pośrednio z produkcyjności tego wielkiego kompleksu paszowego.

Ukształtowanie morfologiczne badanego terenu najlepiej daje się prześledzić na podłużnym przekroju zlewni. Przedstawia się ono następująco: Wzdłuż linii brzegów Morza Bałtyckiego ciągną się łańcuchy wzgórz wydmych, wśród których wyróżnić można utwory starsze i współcześnie powstające. Materiału do ich budowy dostarcza morze, wyrzucając na brzeg ławice piasku. W nieckowatych zagłębieniach występujących między pagórkami wydmych rozwijają się torfowiska wysokie. Z łańcuchem wydym nadbrzeżnych graniczy od południa pas jezior z przylegającymi do nich nizinami nadbrzeżnymi. W obrębie badanej zlewni w pasie tym występują dwa większe jeziora — Łebsko i Sarbskie. Długie osie tych jezior mają przebieg równoległy do linii wybrzeża. Jeziora te są pozostałością dawnych zatok morskich, które zostały oddzielone od morza za pomocą mierzei piaszczystych. Tego typu jeziora tworzą się także współcześnie w linii brzegowej Bałtyku dalej ku wschodowi. W pasie jezior przybrzeżnych pokrywę powierzchnią tworzą piaski, podścielone od spodu ciężką gliną dyluwialnego pochodzenia. Dalej na wschód od dolnego biegu Łeby teren wznosi się wyraźnie ku górze i z płaskiego przechodzi w falistą wysoczyznę zbudowaną z materiałów piaszczystych z domieszką części gliniastych, miejscami zaś wydobywają się na powierzchnię pokłady cięż-



Rys. 1

II. Budowa geologiczna, gleba i klimat badanego obszaru

A) — Budowa geologiczna zlewni rz. Łeby, podobnie jak i całego obszaru Pomorza Zachodniego, pozostaje w ścisłej zależności z działalnością zlodowaceń, a zwłaszcza najmłodszego zlodowacenia europejskiego. Dzisiejsze ukształtowanie morfologiczne zlewni, jakość utworów geologicznych zalegających na jej powierzchni, jak też sposób ich rozmieszczenia jest wynikiem ruchów ostatniego lodowca oraz działalności wód polodowcowych. Na skutek zjawisk glacialnych cały obszar został pokryty materiałem północnego pochodzenia, przeważnie kamienisto-gliniastym lub piaszczystym, który w wyniku ruchów lodowca został uformowany w płasko-faliste wyniesienia lub wysokie górzyście wały morenowe. Wycisnęło to charakterystyczne piętno na budowie morfologicznej zlewni, w której rzucają się w oczy dwa zasadnicze elementy: obszerna depresja dolina rz. Łeby, wy-preparowana przez wody polodowcowe oraz przylegające do niej z obu stron sfałdowane wysoczyzny zbudowane z pokładów dyluwialnych.

kiej gliny dyluwialnej. W górnym biegu rz. Łeby prze-ważający dotychczas płaskowyż przekształca się dość nagle w obszar wzgórzysty. Zbocza poszczególnych wzgórz stają się urwiste i kamieniste. W nieckowatych zagłębieniach terenu, mających charakter otwartych zastoisk polodowcowych rozsiane są dość liczne jeziora rynnowe, które odznaczają się tendencją do zatorfień. Niektóre bezodpływowe zastoiska pokryte są przez torfowiska wysokie. Powierzchniowe utwory dyluwialne, pokrywające obszar badanej zlewni wywarły wpływ na rodzaj i jakość wytworzonych tutaj gleb.

B) — Na badanym obszarze spotykamy się z dwójakimi typami gleb. Jedne, które się formowały na wierzchołkach z tworzywa pozostawionego przez lodowce oraz drugie, których ośrodkiem powstawania była dolina rz. Łeby. Na wierzchołkach zlewni występuje w dużym zasięgu kompleks gleb szczyrkowych. Poza tym spotyka się również dość szerokie płaty gleb linkowatych powstałych z rozmycia pokładów glin dyluwialnych. Na północny wschód od jez. Łebsko rozciąga się pas gleb luźno piaszczystych, który na linii Jeziora Sarbskiego odgałęzia się w kierunku południowym. Gleby glinkowate

i szczerkowe znajdują się w uprawie, gleby zaś luźno piaszczyste w całości są zalesione. W obszernej dolinie Łeby wytworzyły się dwa rodzaje gleb: mady i torfy. W procesie ich powstania główną rolę odegrały przepływowe wody powierzchniowe. Mady wypełniają górny odcinek doliny Łeby, począwszy od Łęborka aż do południowego krańca zlewni. Wykazują one dość silne piaszczystość, miejscami występują wśród nich rozległe wkładki ilaste. Poza tym w obniżeniach doliny powierzchniowe warstwy mad ulegają płytkiemu zatorfieniu. Wyżej wzniezione partie mad są wzięte pod uprawy rolne, natomiast mady wykazujące tendencje do zatorfień są zwykle użytkowane jako łąki kośne. Cała zaś zachodnio-północna przestrzeń doliny począwszy od Łęborka aż do ujścia Łeby pokryta jest nawarstwieniami torfowymi, których miąższość wynosi przeciętnie około 400 cm. Torfowiska rozwinięte w tej części doliny Łeby należą głównie do typu torfowisk nizinnych. Tylko niektóre ich partie uległy w powierzchniowych warstwach przeobrażeniom w torfowiska wysokie. Torfowiska nizinne, wyłączając części zalesione, były prawie w całości zagospodarowane i użytkowane jako łąki kośne, w mniejszym zakresie zaś jako pastwiska lub jako grunty orne.

C) — Duża powierzchnia doliny rz. Łeby, wypełnienie jej dna utworami torfowymi, jej układ depresyjny w stosunku do przyległych wysoczyzn oraz zamknięcie doliny na morze przez łańcuch wzgórz wydmych sprawia, że dolina, w której znajduje się największy kompleks użytków zielonych posiada swoisty klimat w porównaniu z mineralnymi obszarami zlewni.

Mniej więcej jednakowo dla całej zlewni kształtują się stosunki pod względem opadów. Przeciętny opad roczny wynosi tu 650 mm, z czego połowa przypada na okres wegetacyjny. Jednak rozkład opadów na poszczególne miesiące nie przedstawia się zbyt korzystnie. Miesiące wiosenne mają niedobór w opadach, natomiast lipiec, sierpień i wrzesień posiadają zwykle ich nadmiar, gdyż opad wynosi dla tych miesięcy przeciętnie 75 mm. Wskutek tego zbiór drugiego pokosu siana w dolinie Łeby jest połączony z dużymi trudnościami, ze względu na niekorzystne warunki do suszenia oraz niebezpieczeństwo zalewów.

Drugim czynnikiem, który ma wybitny wpływ na życie wegetacyjne doliny Łeby jest temperatura. Duże znaczenie mają tu wahania temperatury zachodzące między dniem a nocą w miesiącach wiosennych. Np. w miesiącu maju notowano często różnice dochodzące do 40°C, będące powodem występowania przymrozków. Z dłuższych obserwacji miejscowych wynika, że właściwie tylko dwa miesiące, tj. lipiec i sierpień są wolne od gwałtownych wahań temperatury. Rzecz przy tym charakterystyczna, że ilość przymrozków w zatorfiałej części doliny Łeby jest o przeszło 50% większa aniżeli w tym samym czasie poza obrębem doliny, na mineralnych obszarach zlewni.

Przeciętny roczny przebieg pogody jest najlepszym odzwierciedleniem tutejszych warunków klimatycznych. Wiosna jest zwykle długa i zimna, jesień zaś do końca października ciepła i sucha z silnymi przymrozkami w nocy. Listopad jest mglisty i zimny. Największa ilość dni słonecznych występuje w maju, czerwcu i lipcu. Na wiosnę (marzec — maj) dominują wiatry ze wschodu i północnego wschodu, powodując obniżkę temperatury i suszę. W lecie zaś mają przewagę wiatry zachodnie i północno-zachodnie, przynosząc opad i silne podniesienie się poziomu wód gruntowych, połączone z niebezpieczeństwem powodzi.

III. Stosunki hydrologiczne zlewni

Cała zlewnia, a przede wszystkim sama szeroka dolina, odwadniana jest za pośrednictwem głównej osi hydrologicznej, jaką jest rz. Łeba wpadająca do jez. Łebsko, o powierzchni 7500 ha, które łączy się koło portu tej samej nazwy dość wąskim przejściem z morzem.

Dolina Łeby, a zwłaszcza jej środkowy i dolny odcinek wykazywała w swoim pierwotnym stanie silne i trwałe podtopienie. Składało się na to wiele przyczyn. Przede wszystkim wysoka ilość opadów zwłaszcza w okresie letnim powodowała wysoki stan wód w dolinie, który nie mógł być całkowicie usunięty z powodu słabego spadku rz. Łeby, tym bardziej, że tworzyła ona liczne pętle i zakola. Z tego samego powodu słabo również przebiegał spływ wód wiosennych. Do utrudnienia spływu wód przy-

czyniło się również gwałtowne, deltowate rozszerzenie się wylotu doliny Łeby w pobliżu jez. Łebsko, co stwarzało warunki do tworzenia się licznych odnóg rzecznych, osiablających szybkość przepływu.

Dalszą przyczyną słabego funkcjonowania naturalnego drenażu doliny było stałe spłykanie ujścia rz. Łeby do jeziora. Odbywało się to wskutek osadzania przy ujściu materiału rzeczno-odnóg oraz z drugiej strony przez gromadzenie się w tym miejscu materiałów wymywanych z dna jeziora pod wpływem wiatrów zachodnich. Powodowało to zakorkowywanie ujścia Łeby, wywołując w następstwie podtopienie i zalew doliny, która przeobrażała się przejściowo w płytkie jezioro. Podobne zjawisko następowało również na skutek zamulania ujścia jez. Łebsko do morza.

Proces barykadowania ujścia Łeby był w pierwotnych warunkach przyczyną ciągłych zmian w systemie wodnym jej dolnego biegu. Obszerny na 30 km szeroki wylot doliny przy ujściu rzeki był terenem, gdzie odbywało się często powstawanie nowych rozwidleń i odnóg rzecznych oraz ich zamieranie na skutek tarasowania ujścia rzeki. Przebieg tych procesów daje się prześledzić na podstawie studiów stratygrafii utworów torfowych wytworzonych u wylotu doliny.

Do podtapiania doliny przyczyniają się również okresowo wiejące wiatry zachodnie, powodujące jednostronne spiętrzenie mas wodnych w jeziorze i wyciskanie ich w kierunku górnego biegu Łeby. Powstała pod wpływem wiatrów różnica poziomu zwierciadła wody w jeziorze na jego brzegu zachodnim i wschodnim wynosić może około 100 cm. W takich warunkach powstająca w Łebie cofka wód przyczyniała się do spiętrzenia poziomu wody na przestrzeni kilkunastu kilometrów w górę od ujścia rzeki.

Wszystkie wymienione czynniki utrzymywały środkowy i dolny odcinek doliny w stałym podtopieniu, sprzyjając równocześnie silnemu rozwojowi procesów torfotwórczych. Na skutek tych warunków hydrologicznych cała dolina, na przestrzeni od Łęborka aż do ujścia rzeki, została pokryta pokładami torfów o znacznej miąższości.

Prace nad zagospodarowaniem doliny Łeby rozpoczęto jeszcze w XVIII wieku. Skierowane one były przede wszystkim do opanowania reżimu wodnego w dolinie. Problem nie był łatwy, dlatego też jego realizowanie ciągnęło się z różnymi przerwami aż do lat ostatnich. Cała dolina Łeby została pocięta siecią kanałów i rowów odwadniających. Przestrzenie między otwartymi rowami zostały zmeliorowane za pomocą drenów faszynowych lub glinianych. Dla opanowania klęski zalewów występujących zwłaszcza w okresie letnim przeprowadzono specjalne kanały przeciwpowodziowe mające obniżać wysokie stany na rzece. Przeprowadzono również regulację koryta rzeki, likwidując wiele pętli i zakol, przez co skrócono jej bieg o około 20 km i osiągnięto dzięki temu większy jej spadek. Na niektórych odcinkach koryto Łeby zostało zabezpieczone niewielkimi wałami. Dla szybszego przerzutu mas wodnych pobudowano w głównych kanałach odwadniających pompy turbinowe. W ostatnich czasach czynnych tu było 15 tego rodzaju urządzeń, rozmieszczonych w różnych partiach doliny. Dla przeciwdziałania procesom zamulania poddano systematycznemu bagrowaniu ujście Łeby do jeziora oraz kanał łączący jezioro z morzem. Mimo istnienia tak różnorodnych urządzeń odwadniających, nie zdołali dawni gospodarze całkowicie opanować klęsk powodziowych, gdyż istniejące kanały przeciwpowodziowe okazały się za mało pojemne, aby mogły zredukować wysoką falę w korycie rzeki. Nie potrafiono również przeciwdziałać zalewom, które powstawały na tle cofki wód z jeziora.

Jest rzeczą charakterystyczną dla urządzeń melioracyjnych w dolinie Łeby, że były one nastawione głównie na odprowadzenie wód z obszaru doliny. Nawadnianie odbywało się na drodze podsiąku, w związku z czym w rowach odwadniających pobudowano urządzenia zastawkowe. Nawadnianie podsiąkowe wymaga stałej pieczy nad sprawnym funkcjonowaniem drenów, gdyż zatrzymanie w nich odpływu wody odbija się w sposób ujemny na stanie porostu roślinnego. Gospodarka wodna w dolinie Łeby nie była natomiast nastawiona na nawadnianie za pomocą zalewów. Uważam to za jeden z zasadniczych braków, który powinien być usunięty przy opracowywaniu projektu zagospodarowania tego obszaru. Nawadnianie powierzchniowe przyczynia się do zachowa-

nia struktury właściwej torfom i opóźnia ich degradację. Ponadto zasila ono powierzchniowe warstwy w niektóre składniki nawozowe, jak fosfor, wapń i azot, pochodzący z rozkładu zawieszin organicznych osadzanych przez wodę.

Analiza chemiczna wód Łeby wykazała w nich obecność dość znacznych ilości wymienionych składników. Przy nawadnianiu podsiąkowym składniki te są osadzane w głębszych warstwach torfu i prawie wcale nie są wykorzystywane przez rośliny. Wysuwam deziderat dokonywania trzykrotnych zalewów w ciągu okresu wegetacyjnego: wczesną wiosną, po pierwszym pokosie i po drugim pokosie.

Dzisiejsze stosunki hydrologiczne w dolinie Łeby kształtują się na tle zaniedbanych urządzeń melioracyjnych. Tylko niewielki procent rowów odwadniających jest czyszczony, wyloty drenów są przeważnie zamulone. Mimo braku należytej konserwacji urządzeń melioracyjnych, stan ich jest jeszcze taki, że w dostateczny sposób odwadniają w normalnych warunkach obszar doliny Łeby. Dowodzi tego przegląd badanego obszaru pod względem stopnia uwilgotnienia. Normalny poziom wody wykazuje 280,2 km² torfowisk i mad w dolinie i w zlewni, niedostatek wilgoci 62,1 km², jej nadmiar 21,3 km². Nad-

miar wilgoci posiadają przede wszystkim tereny leżące w depresji jez. Łebsko. Mimo korzystnego na ogół układu poziomu wodnego na obszarze użytków zielonych zlewni, stan ich produktywności przedstawia się ujemnie i z roku na rok ulega pogorszeniu. Przyczyna tego tkwi w braku ruchu wody w rowach odwadniających i w ciągach drenowych wskutek zamulenia ich wylotów, w braku odpowiedniego nawożenia i wskutek zaniechania wszystkich środków pielęgnacyjnych.

Omawiając stosunki hydrologiczne na tutejszym obszarze, należy wspomnieć o procesach erozji. Występują one w dużym nasileniu na obszarze dopływów Łeby oraz w górnym jej biegu. Spętęgowanie zjawisk erozyjnych nastąpiło wskutek zniszczenia podczas drugiej wojny światowej małych zakładów przemysłowych, pobudowanych nad dopływami Łeby. Zakłady te, wykorzystując energię wodną dopływów, przyczyniały się równocześnie do regulacji szybkości spływów wody w dopływach, jak i w samej Łebie, ograniczając równocześnie procesy erozyjne na tych terenach. W górnym odcinku Łeby obserwuje się intensywny proces wcinania się rzeki, który prowadzi do zbyt szybkiego obniżenia poziomu wodnego w występujących tutaj madach.

(d. c. nastąpi)

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

INŻ. KAZIMIERZ PUCZYŃSKI i INŻ. MARIAN CHUDZYŃSKI

Z odwodnień budowlanych¹⁾

Wielki rozwój — jakiego jesteśmy świadkami — budownictwa przemysłowego, osiedlowego i monumentalnego wymaga w naszych warunkach hydrogeologicznych skomplikowanych często odwodnień. Drenaże te wymagają zazwyczaj współpracy specjalistów z dziedzin gruntuoznawstwa, hydrogeologii, fundamentowania i budownictwa wodnego.

Brak bliższych teorii oraz zasad i metod postępowania utrudnia prawidłowe rozwiązanie z tego zakresu i podraża koszty budowli. Wydawnictwa techniczne nie zajęły się dotychczas tą gałęzią hydrotechniki w sposób odpowiadający skali zagadnienia. Marginesowo sprawę drenażu budowlanego traktuje artykuł inż. Wiłuna i inż. Kowalskiego pt. „Tymczasowe wytyczne badania gruntów i oszczędne przygotowania fundamentów”²⁾.

Należy podkreślić, że wytyczne w sprawie drenażu budowlanego nie tylko są potrzebne dla bezpośredniego projektanta i wykonawcy odwodnień budowlanych, lecz i dla statyka projektującego posadowienie fundamentów.

Statycy, nie zapoznani bliżej z problemami odwodnień budowlanych, powodowani koniecznością oszczędnego projektowania konstrukcji, stwarzają nieraz trudne do rozwiązania sytuacje w tym zakresie. Sprawę pogarsza fakt, że projekt odwodnienia nie jest często skoordynowany z projektem fundamentów budowli. Nasępuje on z reguły po zaprojektowaniu i wykonaniu robót fundamentowych. Zagadnienie walki z wodą i jej stałego usunięcia nabiera wtedy specjalnej ostrości.

Ilość i różnorodność przypadków konieczności rozwiązań odwodnień budowli już wzniesionych lub będących w fazie projektowania z jednej strony, zaś wspomniane braki w zakresie teorii i wytycznych co do metod postępowania w tych różnych i skomplikowanych przypadkach — z drugiej strony mogą czynić wrażenie niedocenienia tych zagadnień przez odpowiednie kół fachowców, odpowiedzialne za postęp techniczny w tej dziedzinie. Pozostawiając do dyskusji sprawę omówień ogólnych zasad i kryteriów odwodnień budowlanych, podamy poniżej kilka przy-

kładów rozwiązań, projektowanych w warunkach przymusowych, tj. już po zaprojektowaniu i wykonaniu fundamentów, bez liczenia się z zagadnieniami prawidłowego odwodnienia budowli.

Dla łatwiejszego wyciągnięcia wniosków z tych przykładów, jak również ze względu na wspomniane wyżej braki w literaturze książkowej i periodycznej podajemy kilka uwag systematyzujących zagadnienie odwodnień budowlanych.

Cele dla których wykonywa się odwodnienia budowlane są różnorodne. Do najbardziej charakterystycznych należą:

- przygotowanie terenu do zabudowy,
- ułatwienie robót wykonawczych i zmniejszenie kosztów budowli,
- ułatwienie projektowania w monumentalnych i innych budowlach pomieszczeń o mniej estetycznym wyglądzie, jak kotłownie, garaże, magazyny itp.,
- poprawienie warunków sanitarnych budowli,
- obrona przed skutkami działania wód aktywnych,
- ujęcie wód drenażowych dla celów instalacji klimatyzacyjnych budowli.

Rozróżniać przy tym będziemy obniżanie poziomu wód gruntowych:

- stałe,
 - czasowe (np. na okres zakładania fundamentów, wykonywania konstrukcji izolujących wodę — wanny).
- Jeśli chodzi o sposób usuwania wody z systemu drenażowego, przypomnijmy, że rozróżnia się:
- grawitacyjne odprowadzenie wód,
 - odprowadzenie za pomocą urządzenia przepompowującego.

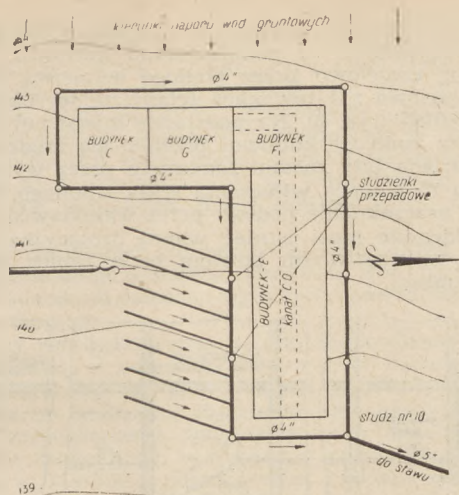
W grawitacyjnym sposobie usuwania wód mamy do czynienia:

- z odprowadzaniem wód do niżej położonego odbiornika, kolektora kanalizacyjnego, rowu lub rzeczki,
- z przepuszczeniem wody drenażowej do niżej położonych warstw chłonnych, poprzez nawiercone otwory w warstwie nieprzepuszczalnej

W podanych niżej przykładach omówimy m. in. stosunek odwodnień do zagadnień posadowienia fundamentów, izolacji budynku, wanień budowlanych, zawilgoceń wodą kapilarną, nawodnień źle wykonanym drenażem itp.

¹⁾ Na podstawie szeregu ekspertyz m. in. prof. Kolliśa, prof. Zakaszewskiego oraz inż. Puczyńskiego.

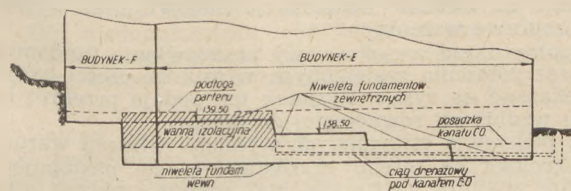
²⁾ „Budownictwo Przemysłowe” Nr 1 z 1952 r. Skrót „Gospodarka Wodna” Nr 12 z 1952 r.



Rys. 1. Plan sytuacyjny z uwidocznieniem zarysu pierwotnego projektu

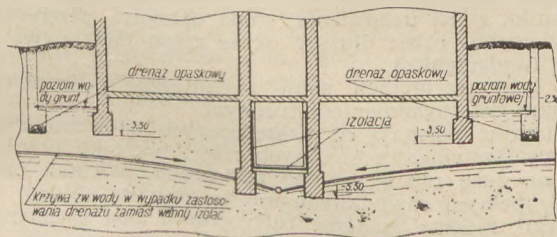
Omówione niżej odwodnienie podziemia jednego z kompleksów budynków pokazanych na rys. 1, usytuowanych na stoku zbocza o dość dużym spadzie (ok. 6%), może stanowić przykład dość typowego przypadku odwodnień budowlanych.

Projektant ze względów oszczędnościowych dostosował posadowienie fundamentów budynku do terenu. W ten sposób niweleta posadowienia zewnętrznych fundamentów budynku E otrzymała kształt linii schodkowej (rys. 2).



Rys. 2. Przekrój wzdłuż spadku zbocza fundamentów budynku E.

Odwodnienie budowli nie przedstawiałoby trudności, gdyby posadowienie fundamentów wewnętrznych było dostosowane do zewnętrznych i przebiegało we wszystkich przekrojach budynku na tym samym poziomie. Tymczasem środkiem budynku E przebiegał kanał centralnego ogrzewania, a fundamenty wewnętrzne, stanowiące ścianę tego kanału, nie wznosiły się schodkowo w górę, lecz założone poziomo wg najniższej rzędnej fundamentów zewnętrznych, w miarę wznoszenia się terenu, wrzynały się głęboko w zbocze. W ten sposób w najwyższej położonej części budynku różnice w posadowieniu fundamentów zewnętrznych i wewnętrznych wynosiły ok. 2 m (rys. 3).



Rys. 3.

Pierwotny projekt odwodnienia przewidywał wykonanie drenażu opaskowego w odległości 5 m od budynku i 0,5 m niżej posadowienia fundamentów. Odwodnienia kanału C. O. nie przewidziano. Tymczasem kanał ten w głównym skrzydle budowli przebiegał ok. 1,5 m poniżej zewnętrznego drenażu opaskowego. Pomimo roku suchego (1951) kanał ten po wykonaniu znajdował się stale pod wodą.

Na podstawie przedłożonych do ekspertyzy planów sytuacyjnych budynków, szkicowych rysunków fundamentowych oraz wyników badań I. T. B. sprawa należytego odwodnienia budynków oraz kanału C. O. przedstawia się następująco:

Ani przekrój podłużny terenu, ani zestawienie badań gruntowych nie podawały dokładnie miejsca skąd pobrane zostały próbki gruntu oraz jak przebiega zwierciadło wód gruntowych. Podawane granice poziomu wody gruntowej 0,5 do 4 m pod terenem były zbyt grubym określeniem, aby na tym można było opierać dokładną analizę lokalnych warunków gruntowo-wodnych.

Również określenie piasek jako drobnoziarnistych, nawet na podstawie podanej przez I. T. B. krzywej uziarnienia, nie wydawało się dosyć ściśle. Próbką, która pobrana została w czasie oględzin terenu, wskazywała raczej na piasek pylasty. Według danych otworów wiertniczych na głębokościach odpowiednio 2 — 3 — 3,5 — 4 m piasek ten posiadał prawdopodobnie właściwości kurzawki.

Fakt istnienia źródła przy podstawie skarpy terenowej przypuszczalnie w miejscu kontaktu warstwy pylastej i gliny świadczył, że istnieje dosyć duże ciśnienie wody na tym odcinku i że należy się liczyć z dużymi ilościami wypływającej wody gruntowej.

Studia przedprojektowe były wprawdzie przeprowadzone dosyć szczegółowo, niestety jednak kierunku i nastawienia tych badań nie można było uznać za odpowiednie, ponieważ brakowało najważniejszego elementu w projekcie odwodnienia — dokładnych notowań poziomów wód gruntowych, wydajności źródła i przekroju geologicznego terenu. Dokonane zbyt szczegółowe badania laboratoryjne w tych warunkach posiadały praktycznie minimalne znaczenie.

Projekt odwodnienia — jeśli chodzi o sytuacyjny układ — uznano w ekspertyzie jako wadliwy. Boczne ciągi drenarskie od strony południowo - wschodniej budynków F i G uznano za zbędne, gdyż żadnej roli w odwodnieniu tych budynków odegrać nie mogą. Natomiast uznano jako ważne otoczenie budynków F, G, C od strony zachodniej głęboko założonym, opaskowym ciągiem drenarskim. Ciąg ten nie mógłby jednak odprowadzać wody obok fundamentów E, jak w projekcie, gdyż w stosunku do tych fundamentów mógłby się stać źródłem ich zawodnienia.

Niezależnie od tego postanowiono nie schodzić poniżej stóp fundamentowych z ciągami drenarskimi otaczającymi budynki. Prowadzić je należy w odległości 1,0 — 1,5 m od ścian budynków. Przez założenie dren powyżej stóp fundamentowych unika się szkodliwych ruchów wody pod fundamentem i jednocześnie zaoszczędza się na robotach ziemnych.

Dla odwodnienia kanału C. O. pod budynkiem E postanowiono założyć odrębny ciąg drenarski pod posadzką, pomiędzy murami i ławami fundamentowymi tego kanału, niestety nie na całej długości budynku. Na odcinku, gdzie zbyt głębokie zagłębienie dren, przy tym niejednakowe w stosunku do fundamentów ścian bocznych, może wywołać szkodliwe ruchy wody pod fundamentami, nierównomierne osiadanie i pęknięcie (rysy) budynku, zalecono odwodnienia zaniechać i wykonać izolowany kanał (wannę), licząc się jednak z wyporem wody, który wg bardzo przybliżonych danych wierzeń wahać się może w granicach 1 — 2 m, w zależności od rzeczywistego poziomu wody (3 do 4 m pod poziomem terenu).

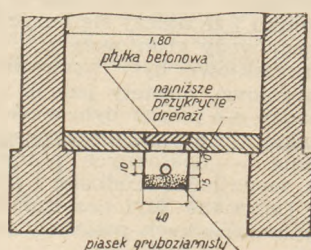
Pozostawienie kanału w tej części bez szczelnej i przeciwcisnieniowej izolacji groziłoby wypieraniem posadzeki i zalewaniem kanału wodą. Dla ostatecznego ustalenia sposobu wykonania izolacji zalecono przeprowadzić dodatkowe zbadanie warunków gruntowo-wodnych pod tą częścią budynku, co wobec dużego kosztu wanny bezwzględnie się opłaca.

W przedłożonym projekcie zalecono zatem przeprowadzić następujące zmiany:

- Dla głównego przechwycenia wód dopływających od strony zachodniej budynku E zaprojektować głęboki drenaż ok. 1 m pod poziomem wody gruntowej w tym miejscu, w odległości ok. 10 m od budynku z odprowadzeniem wody najlepiej bezpośrednio do głównego odbiornika, zasilającego staw w parku.
- Drenaż opaskowy wokół budynku zalecono podnieść o ok. 0,5 m w ten sposób, by nie schodził poniżej posadowienia fundamentów. Odległość jego od budynku zmniejszono z 5 do 2 m. Drenaż zalecono ułożyć na podsypce żwirowej i przykryć również warstwą żwiru

o grubości 20 cm. Zasypkę drenażu opaskowego w wyższych warstwach postanowiono wykonać z piasku średnioziarnistego, tworząc warstwę filtracyjną do poziomu terenu dla pełnego przechwytywania wód z zachodu. Z użycia tłucznia ceglanego jako zasyпки drenażu zrezygnowano, ze względu na jego szybkie lasowanie się i zamulanie dren, a tym samym skracanie czasu ich działania.

- Dla odwodnienia kanału C. O. poprowadzonego wzdłuż budynku E i częściowo F, postanowiono założyć pod nim dodatkowy ciąg drenarski, począwszy od miejsca usytuowania studzienki Nr 10 na około 2/3 długości budynku E, tj. do przekroju w którym stopa fundamentowa jednej ze ścian zewnętrznych przechodzi z rzędnej 138,50 na 139,50. Ciąg zalecono ułożyć w środku posadzki kanału z takim wyliczeniem, by najmniejsze zagłębienie zbieracza nie przekraczało 10 cm. Dreń należy ułożyć w rowku o szerokości 40 cm i przykryć płytkami betonowymi jak na rys. 4. Ułatwi to ewentualne renowacje zbieracza poprzez łatwo wymieniane płytki w dnie kanału.

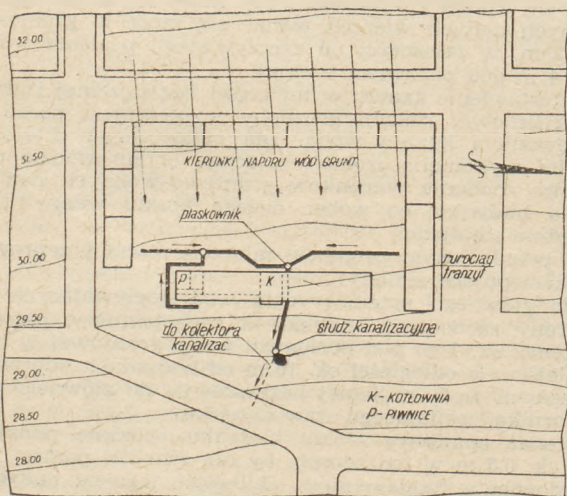


Rys. 4.

- W partii budynku E, gdzie podłoga kanału C. O. przebiega 1,5 m poniżej fundamentów ścian zewnętrznych zalecono wykonać odpowiednią izolację z przyciskiem. Jest to pożądane nie tylko dla utrzymania kanału w stanie suchym, lecz również dla zlikwidowania mogącego się wytworzyć w tych warunkach układu drenującego wyżej położone fundamenty ścian zewnętrznych. Wannę należy zaprojektować na parcie wody 1,5 — 2 m. Zalecono dodatkowo zbadać warunki gruntowo-wodne dla ściślejszego określenia wielkości parcia wody.
- W nie wykonanym jeszcze budynku C należy dodatkowo poprowadzić ciąg pod jego podpiwniczoną częścią. Wobec tego, że tak zaprojektowany ciąg przebiegałby poniżej posadowienia stóp fundamentowych ścian zachodniej budynku, należy zrewidować to posadowienie i ewentualnie obniżyć odpowiednio stopę fundamentu.

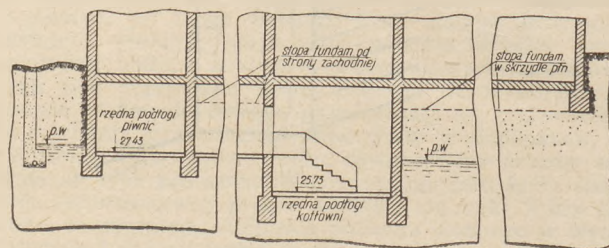
* * *

Inny charakterystyczny przypadek przeprowadzenia odwodnienia po zakończeniu robót budowlanych miał miejsce w jednym z większych budynków szkolnych w Warszawie (rys. 5).



Rys. 5.

W czasie oględzin stwierdzono, że w najniższej położonej części budynku — w pomieszczeniu kotłowni — woda występuje częściowo przez podłogę betonową o rzędnej 25,73, częściowo zaś zawilgaca ściany na wysokości ok. 2 m od podłogi (rys. 6). Na podstawie miejscowych wyjaśnień — w podłodze kotłowni przebito się źródółko, które przed paroma laty zostało zamknięte przez wykonawców budynku za pomocą wtłoczenia szkła wodnego. Fakt podobnego uszczelnienia podłogi przez wykonawców budynku świadczy, że musi istnieć wanna izolacyjna pod kotłownią. W przeciwnym bowiem razie zabieg ten byłby nieracjonalny.



Rys. 6.

Oprócz znacznie zagłębionej kotłowni, istnieją w skrzydle od strony południowej korytarz i piwnica zawilgoczone, których podłoga położona jest na rzędnej 27,43. Korytarz zajęty jest obecnie na składowisko opału, piwnica zaś zalana wodą na głębokość 15 — 20 cm, nie jest gospodarczo wykorzystana z tego powodu. Pozostałe podziemne części budynku na rzędnej 29,61 nie wykazują zawilgoczeń.

Istniejący stan rzeczy powoduje trwałą niemożliwość wykorzystania piwnic jako składu zapasów aprowizacyjnych, poza tym we wszystkich zalanych lub zawilgoczonych piwnicach stałe działanie wód gruntowych wpływa niszcząco na oddolne konstrukcje budowli oraz wyługuje zaprawę w murach.

Ogólny układ wysokościowy posadowienia fundamentów oraz położenia zagłębionych w gruncie części budynku pokazano na rys. 6. Rysunek ten podaje przekrój budynku wzdłuż osi równoległej do skarpy.

Na podstawie otrzymanych wyników wierceń warunki hydrogeologiczne terenu przedstawiają się następująco: Budynek znajduje się na łagodnej skarpie, wskutek czego naturalny ruch wód gruntowych posiada wyraźny kierunek. Grunt w obrębie budynku stanowią bardzo drobne piaski pylaste lub piaszczyste b. silnie nawodnione; gdyby zatem nastąpiło naruszenie ich równowagi, np. przez sąsiednie wykopy niżej położone, mogłoby to spowodować wypłukiwanie gruntu spod fundamentów ze wszystkimi groźnymi skutkami.

Poziomy wód gruntowych, podane w otworach wiertniczych, nie są jednolite, niekiedy różnią się znacznie (0,2 m), co świadczy o prawdopodobnie nie dość ścisłym uchwyceniu stanu wód z danego okresu. Zwilgocenie lub zalanie piwnic w suchym roku (1951) świadczy, że mamy tu w każdym razie do czynienia z wysokimi poziomami wód, które posiadają tylko bardzo słabe odwodnienie wobec charakteru gruntu (pyły, gliny piaszczyste).

Ponieważ przepuszczalność tych gruntów jest b. mała, co wynika z ich uziarnienia, woda opadowa przenikając z powierzchni przez dłuższy okres czasu oddziałuje na ściany fundamentów.

W tych warunkach pełne i skuteczne odwodnienie budynku jest zagadnieniem trudnym.

Trudności polegają na następujących okolicznościach:

- Stopy fundamentowe różnych części budynku położone są na dużych różniących się poziomach, wskutek czego przy pełnym odwodnieniu miejsc najniższych, np. kotłowni, mogłoby nastąpić ruch gruntu pod sąsiednimi, znacznie wyżej położonymi fundamentami, co jest groźne, jeśli się uwzględni charakter gruntu (pyły).
- Dla uzyskania pełnego odwodnienia najniższego miejsca kotłowni i grawitacyjnego odpływu do istniejących urządzeń kanalizacyjnych jest zbyt mała różnica poziomów pomiędzy rzędną podłogi w kotłowni, a rzędną studzienki, położonej na wschód od budynku w odległości ok. 24 m.

Zachodzi zatem konieczność oddzielnego traktowania głębokich kondygnacji i płytkich, skąd wyłania się zagadnienie odwodnienia kotłowni oraz piwnic i korytarza.

Dla całkowitego odwodnienia kotłowni należałoby wykonać drenaż otaczający kotłownię, na poziomie pomiędzy stopą fundamentową a podłogą. Ta część ciągów drenarskich, które jako czynne, przebiegałyby pod stopami fundamentów skrzydeł wyżej położonych, oddziaływałyby niebezpiecznie na sąsiednie fundamenty. W tym stanie rzeczy może być tylko mowa o przepuszczeniu pod budynkiem ciągów czynnych, tj. tranzytowych, jako odpływu wód zebranych przed kotłownią, od strony zachodniej.

Mając na uwadze powyższe zastrzeżenia, jak i konieczność zasadniczego odcięcia drenażem wód płynących od strony zachodniej zalecono wykonanie odwodnienia w sposób następujący:

- Należy wykonać drenaż na odcinku kotłowni od strony zachodniej, w odległości 2 — 3 m od ściany budynku, do głębokości na jaką pozwoli grawitacyjne odwodnienie w kierunku studzienki kanalizacyjnej.
- Dla przechwycenia wszystkich wód płynących z kierunku zachodniego w zasadzie należy przedłużyć ten ciąg w kierunku południowym i północnym. Jednak wobec płytzych fundamentów tych części budynku zalecono odchylenie ciągów od budynku do 6 — 8 m, z ewentualnym rozważeniem przedłużenia ciągu na odległość ok. 20 m.
- Dla odwodnienia części budynku od strony południowej (piwnic i korytarza) zalecono wykonać w odległości 2 — 3 m od budynku drenaż, o kierunku wschód-zachód z prostopadłymi skrzydłami po ok. 20 m otaczającymi piwnice. Drenaż ten o głębokości założenia tuż powyżej stóp fundamentowych, należałoby połączyć z głównym drenażem odcinającym wody od strony zachodniej.
- Dla grawitacyjnego odprowadzania wód zalecono jak najmniejsze stracenie spadku przez wybranie jak najkrótszej drogi pomiędzy kotłownią a studzienką i zastosowanie spadku 5‰. Ta okoliczność zmusza do zaprojektowania odpływu tranzytowego pod budynkiem, np. rurami żeliwnymi sposobem tunelowym.
- Dla niedopuszczenia wód napływowych zalecono wypełnić przestrzeń między powierzchnią terenu a drenażem żwirem lub podzwinkiem.

Pogląd na stosunek drenażu do zagadnienia izolacji pod budynkiem wyjaśnia w pewnym stopniu przykład rozwiązania tego problemu w jednym z monumentalnych budynków w Warszawie.

Chodziło tu o ustalenie, czy wobec zastosowania w projekcie izolacji przeciwwodnej oraz docisku pod fundamentem budowli potrzebne jest także wykonanie drenażu wewnętrznego tego budynku, czy też ewentualne zastosowanie drenażu wewnętrznego nie zastąpiłoby izolacji pod budynkiem (pod podłogą piwnic).

Układ warstw na podstawie wykonanych wierceń wskazywał na zaleganie pod środkową częścią budynku gruntów gliniastych z pewną domieszką piasku. Grunt ten nie jest oczywiście całkowicie przepuszczalny i wody atmosferyczne przenikające od góry mogą tu wytworzyć pewien poziom zastojowy.

Jakkolwiek gody te będą częściowo odsączone przez drenaż opaskowy budynku, to jednak poziom wody zastojowej poniżej założenia dren, w obrębie środkowej części budynku i powyżej (podnoszenie się linii depresji w miarę oddalania się od dreny) będzie mógł się utrzymać. Niezależnie od pęcznienia glin, będzie tu działał podsiąk wody wioskowatej, który może osiągnąć wysokość nawet powyżej jednego metra. Z tego względu mogłoby nastąpić zawiłocenie nisko położonych części budynku. Na zmniejszenie wysokości podsiąku dreny w tych warunkach nie będą miały żadnego wpływu.

Dlatego, gdyby chodziło o usunięcie tych skutków należałoby pod całą podłogą dać warstwę filtru odwrotnego, o grubości warstwy co najmniej 0,5 — 0,7 m i wtedy zastosować drenaż pod całym budynkiem. Ponieważ okazało się, że poniżej podłogi przechodzą jeszcze liczne kanały wentylacyjne, filtr musiałby objąć również te kanały, przez co warstwa filtru zwiększyłaby się przypuszczalnie do 1 m. Wprawdzie tak gruba warstwa podsypki mogłaby zastąpić docisk konstrukcyjny, w kosztach jednak rozwiązanie to nie wypadłoby korzystnie w stosunku do projektowanej izolacji i docisku, poza tym wymagałoby dłuższego czasu do wykonania.

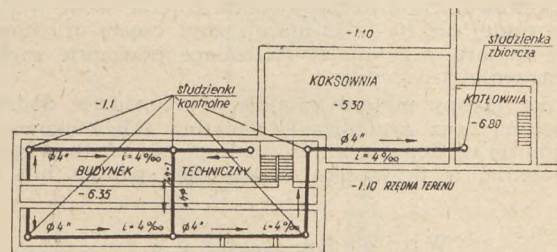
* * *

W szeregu zaprojektowanych budynków istnieją często trudne dla odwodnienia grawitacyjnego warunki. Pociągają to za sobą konieczność instalacji przepompowni lub wanny izolacyjnej. Typowym przykładem w tym zakresie będzie odwodnienie podpiwniczni jednego z większych obiektów w Warszawie (rys. 7).

Materiały przedstawione do ekspertyzy stanowiły:

- profile geologiczne,
- plany sytuacyjne, projekty budynków z podanymi względными rzędnymi: terenu, podłogi piwnic, stopy fundamentów,
- ogólne dane o zaobserwowanych stanach wód, o związku ich występowania z porą roku, deszczami, mrozami itp.

Ogledziny na miejscu pozwoliły stwierdzić poziom, do którego podnoszą się wody w piwnicach i ustalić grunt — szara zbita glina piaszczysta morenowa — w którym zagłębione są fundamenty. Poza tym uzyskano wyjaśnienia o izolacji ścian zewnętrznych pokrytych z zewnątrz warstwą murowanu i dwiema warstwami lepiku.



Rys. 7.

Z przedstawionych przekrojów geologicznych wynikało, że na głębokości 5,3 — 6,8 m poniżej terenu, pod warstwą piasków i żółtych dość lekkich glin zalega szara, piaszczysta, zbita glina morenowa. Wody opadowe lokalne z terenu słabo zabudowanego zbierają się nad tą gliną, zalewając podziemnie budynek technicznego i o 50 cm niżej położonej kotłowni, w sąsiednim budynku mieszkalnym.

Rzędna terenu przyjęta jest w projekcie — 1,10; rzędna podłogi budynku technicznego — 6,35, rzędna stopy fundamentu zewn. — 7,25, wewn. — 6,85, rzędna podłogi kotłowni — 6,80, rzędna podłogi koksowni łącząca budynek techniczny i kotłownię — 5,30.

Wody gruntowe wg obecnych obserwacji zbierają się w budynku technicznym — 6,15, tj. około 0,2 m powyżej podłogi podziemia i muszą być pompowane na powierzchnię do rynsztoków ulicznych. Teren jest skanalizowany, głębokość założenia kanałów ok. 4,5 m poniżej terenu. W okresie mrozów dopływ wody ustawał, po deszczach i w okresie odwilży wzrastał. Obserwacja ta wskazuje, że pochodzenie wód gruntowych jest wyraźnie lokalne.

Koncepcja rozwiązania:

- Wobec zagłębienia podziemia i kotłowni poniżej założenia kanalizacji, usunięcie wód drogą grawitacyjną nie jest możliwe i musi być zastosowane pompowanie ich do kanalizacji miejskiej.
- Zastosowanie wewnątrz budynków warstwy izolacyjnej w podziemiu budynku technicznego nie jest w danym przypadku celowe. Duże światło pomieszczeń i możliwość występowania naporu wody wymagałaby zastosowania płyty silnie zbrojonej, zdolnej wytrzymać występujące ciśnienie wody. Wg wierceń musielibyśmy się liczyć z ciśnieniem wody na warstwę szczelną podłogi 1,5 — 3 ton/m² i to przy dużych wymiarach płyt zbrojonych. Wykonanie pionowej warstwy wodoszczelnej, wytrzymującej analogicznie duże ciśnienie, a jednocześnie szczelnie związanej z płytą podłogową, nasunęłoby trudności jeszcze większe.
- W tych warunkach pozostaje jedynie zastosowanie drenowania, zebrania wody do zbiornika i przepompowywanie wód do kanalizacji.

Występują tu dwie alternatywy:

- Otoczenie budynku technicznego drenem pierścieniowym, zagłębionym o min. 0,6 — 0,7 m poniżej projektowanego poziomu podłogi podziemia. Przy głębokości podziemia 6,35 m głębokość drenu wyniosłaby ok. 7 m i koszt jego byłby bardzo znaczny, a to tym bardziej, że trzeba dać pod i nad rurociągiem warstwę pospółki

- (żwiru kopalnianego pod odsianiu grubszych kamów), a potem na wysokość ok. 3 m zasypać wykop gruboziarnistym piaskiem, pionową warstwą o grubości 20 cm, aby przechwycić przesiaki. Koszt tak wykonanego drenowania byłby bardzo wysoki. Poza tym zaobserwowano w podziemiu dwa małe źródła w glinie, których drogi trudno prześledzić, a ponieważ rurociąg pierścieniowy byłby oddalony od muru o 3 — 4 m, zaś odległość między rurociągami drenowymi wynosiłaby przeszło 20 m w glinie, przeto nie byłoby wykluczone lokalne wewnątrz budynku nawilżenie gruntu pod podłogą podziemia.
- Drugą alternatywą drenowania jest założenie rurociągów drenowych wewnętrznych, prowadzonych na głębokości min. 0,65 — 0,7 m w najpłytszych miejscach, w odległości 2,5 m od ścian zewnętrznych. Przewidziana średnica dren — 10 cm, spad — 4‰, studzienki kontrolne z rur 0,4 m na połączeniach i załamaniach trasy. Do źródła doprowadzić rowki wypełnione piaskiem (bez rurek). Studzienkę zbiorczą należy wykonać w kotłowni. Studzienka powinna zbierać wodę w ciągu nie mniej niż 10 — 12 minut; zbyt częste uruchamianie motoru przy małej studzience powoduje szybkie niszczenie rozrusznika.
- Prócz pompy motorowej należy przewidzieć dodatkowo ręczną oraz sygnalizację świetlną i dźwiękową, ze względu na niedopuszczalność podtopienia użytkowego pomieszczenia, w przypadku uszkodzenia pompy lub motoru.

Wnioski końcowe

- Przed ostatecznym zaprojektowaniem fundamentów i pomieszczeń podziemnych należy zbadać dokładnie warunki hydrogeologiczne terenu.
- W zasadzie należy unikać projektowania głębokich pomieszczeń podziemnych, schodzących poniżej wody gruntowej.
- W przypadku konieczności zaprojektowania zagłębionych pomieszczeń w podziemiu budowli należy unikać piasków nawodnionych, przesuwając głębsze pomieszczenia w miejsca, gdzie zalegają grube warstwy nieprzepuszczalne.
- W przypadku konieczności stosowania odwodnień głęboko podpiwniczonych części budynku należy uzgodnić projekt posadowienia fundamentów z projektem odwodnienia.

- Kryteria konieczności stosowania odwodnienia nie mogą opierać się na jednorazowym i bezpośrednim pomiarze poziomu wody gruntowej lub zaskórnej, mierzonej w otworze wiertniczym. Należy uwzględnić czas wiercen, charakter roku (mokry czy suchy) oraz przeprowadzić bliższą analizę warunków gruntowo-wodnych.
- Należy unikać projektowania drenażu z odprowadzaniem wód za pomocą pompowania.
- Wybranie właściwego typu drenażu powinno być poprzedzone bardzo szczegółową analizą warunków gruntowo-wodnych nie tylko terenu budowy, lecz i bliskiego sąsiedztwa.
- W przypadkach gdy wykopy dla pomieszczeń podziemnych wykonywane są w gruncie gliniastym, należy przeanalizować możliwość napływu wód zaskórnych po pewnym czasie. Należy również zbadać możliwość późniejszego napływu wód zaskórnych przez bardziej przepuszczalne przewarstwienia i spękania gruntów gliniastych.
- Należy zbadać możliwość zmiany warunków gruntowo-wodnych po wykonaniu nowych budowli w sąsiedztwie (lokalne spiętrzenie wód gruntowych).
- Należy pamiętać, że sam drenaż nie zabezpiecza budowli przed zawilgoceniem.
- W przypadku jeśli nie da się uniknąć głębokich pomieszczeń schodzących poniżej wody gruntowej i jeśli stosowanie drenażu narusza strukturę gruntu pod fundamentami, należy stosować inne środki, a m. in. wanny wodoszczelne.
- W przypadku stosowania drenażu należy unikać posadowienia stóp fundamentowych na różnych poziomach. Szczególnie ważne jest zastosowanie jednakowych rzędnych posadowienia stóp fundamentowych budynku w jego przekroju poprzecznym.

* * *

Należy w końcu podkreślić, że nauka polska w zakresie hydrotechniki powinna dążyć do jak najszybszego stworzenia odpowiednich podstaw naukowo-technicznych przeprowadzania omawianych odwodnień pod kątem celowości i właściwości rozwiązań, potrzeb obniżenia kosztów ogólnobudowlanych i kosztów samego zabiegu odwodniania, uwzględniając doświadczenia w tym zakresie.

DZIAŁ V — EKSPLOATACJA

INŻ. KAZIMIERZ KARS

Woda przemysłowa do oczyszczania gazu wielkopiecowego

Zaopatrzenie w wodę zakładów przemysłowych w Polsce, dopiero po ostatniej wojnie światowej rozwinęło się jako samodzielna gałąź techniki wodno-budowlanej. Jest to zrozumiałe, gdy uświadomimy sobie, że spożycie wody przez przeciętny wielki zakład przemysłowy przekracza często spożycie niejednego dużego miasta.

Nic więc dziwnego, że zaopatrzenie w wodę przeciętnego zakładu przemysłowego stanowi poważny problem, który powinien być rozwiązany z uwzględnieniem, z jednej strony przeanalizowanych uzasadnionych potrzeb inwestora, z drugiej zaś kompleksowej gospodarki wodnej.

W numerze 3/52 „Gospodarki Wodnej” w artykule pt. „Gospodarka wodna w zakładzie przemysłowym” poruszono sprawę gospodarki wodnej w większym zakładzie przemysłowym, celem zwrócenia uwagi na konieczność bardziej oszczędnego projektowania zaopatrzenia w wodę zarówno całego zakładu, jak i jego poszczególnych procesów produkcyjnych. Jednym z najważniejszych postulatów zadość czyniących wyżej podanym warunkom jest konieczność stosowania obiegów zamkniętych oraz wielokrotność korzystania z wody.

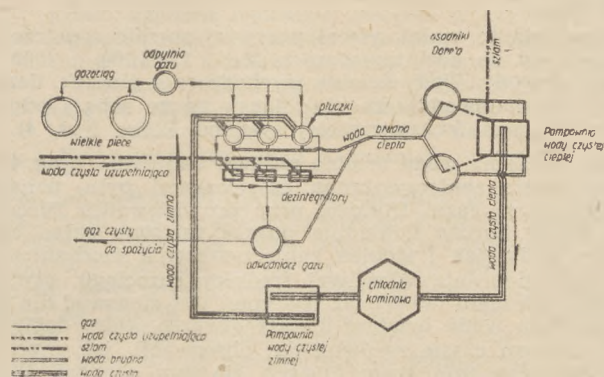
W jednym z następnych numerów (12/52) „Gospodarki Wodnej” w artykule pt. „Organizacja i rentowność zaopatrzenia zakładów przemysłowych w wodę” zwrócono również uwagę na potrzebę ujednolicenia sposobu zaopatrywania w wodę poszczególnych zakładów przemysłowych i podano w jakich przypadkach centralne zaopatrywanie w wodę jest racjonalne i rentowne.

Obecnie zostaje poruszony jeden z licznych procesów produkcyjnych w zakładzie hutniczym, który wymaga bardzo znacznych ilości wody i dlatego może służyć przykładem dla projektujących jak można i należy projektować zaopatrzenie w wodę, stosując zarówno obieg zamknięty, jak i wielokrotność użycia wody.

W szczególności omówiona została sprawa oczyszczania gazu wielkopiecowego przy pomocy wody dla huty o produkcji 1 500 000 ton stali rocznie. Sposób ten najczęściej używany w dużych zakładach przemysłowych, daje najlepsze rezultaty, chociaż jest dość skomplikowany. Właściwe doprowadzenie i odprowadzenie wody, jej chłodzenie, oczyszczanie i tłoczenie (rys. 1) może tylko wtedy być racjonal-

nie rozwiązane, kiedy jest dobrze znany proces otrzymywania gazu z wielkiego pieca i warunki jakim powinien odpowiadać gaz jako paliwo.

okoła osi poziomej. Gaz doprowadza się z obu stron osi od dołu, a wodę bez ciśnienia również z obu stron, jednak od góry. Obracające się łopatki rozbijają zarówno wodę jak



Rys. 1. Schemat obiegu wody dla oczyszczania gazu wielkopiecowego

Jak wiemy, właściwa produkcja hutnicza składa się z szeregu faz, do których należą:

- wytop z rudy żeliwa, który następuje w wielkich piecach;
- powtórny wytop w piecach martenowskich, który odbywa się w stalowni;
- wyrób gotowych produktów w walcowni.

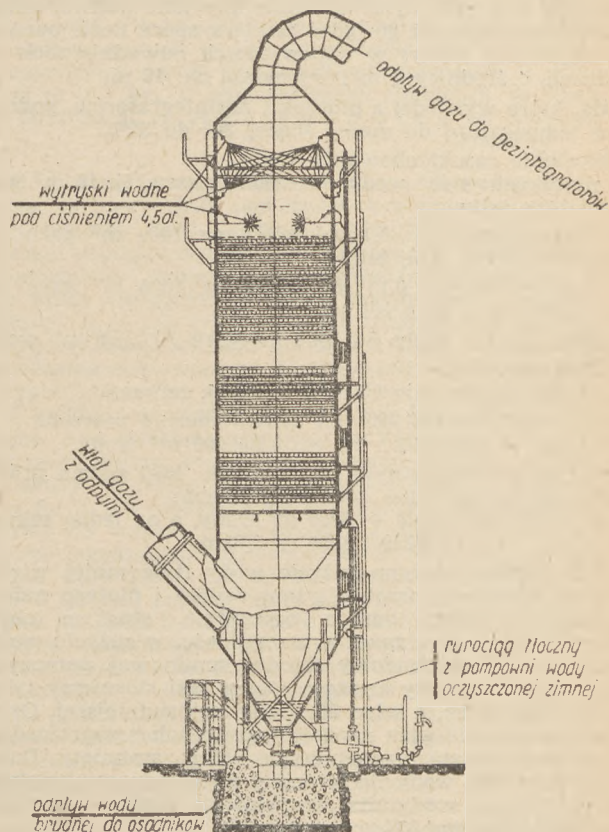
Do ogrzewania pieców martenowskich, walcowni, siłowni itp. używany bywa zarówno gaz, który otrzymuje się bezpośrednio z koksołowni, jak i gaz, który wydobywa się z wielkich pieców. Gaz używany jako paliwo powinien odpowiadać pewnym wymaganiom, a w szczególności powinien być czysty, tzn. nie zawierać żadnych części mechanicznych, gdyż obecność nawet najdrobniejszych części pyłowych, z jednej strony zmniejsza zawartość kaloryczną gazu, z drugiej zaś przyczynia się do ogromnego zanieczyszczenia przewodów, uniemożliwiając częstokroć doprowadzenie gazu do miejsca spożycia w dostatecznej ilości; ponadto gaz powinien posiadać stosunkowo niską temperaturę.

Gazy, wydobywające się z wielkich pieców posiadają ogromną prędkość i pociągają za sobą znaczne ilości pyłu składającego się z drobnych cząsteczek rudy, wapienia itp. Skierowuje się je zatem odpowiednimi gazociągami do oczyszczalni gazu. Najpierw gaz przechodzi przez odpylnię gazu, gdzie traci w sposób mechaniczny prawie 80% zawartości pyłu, przy czym prędkość jego znacznie maleje. Po wyjściu z odpylni gaz zawiera jeszcze 5 g pyłu w 1 m³. Dlatego skierowuje się go dalej do właściwego oczyszczenia, tj. do oczyszczalni wodnej, gdzie musi być, z jednej strony oczyszczony całkowicie, z drugiej strony powinien uzyskać temperaturę odpowiednią do użycia go jako paliwa.

W pierwszej kolejności gaz dla oczyszczania przedwstępnego skierowuje się do skrubatorów (pluczek). Pluczki są to metalowe walce o średnicy od 5 do 7 m i wysokości od 20 do 30 m (rys. 2). Gaz wchodzi do dolnej części walców i unosi się do góry. Po drodze napotyka strumienie drobnych kropelek wody, doprowadzonej od góry i spadającej z szeregu natrysków, skierowanych do góry i w dół. Czasteczki trwale pyłu zostają jak gdyby oblepione wodą i spadają w dół cylindra, skąd całą wodę odprowadza się poza obręb oczyszczalni gazu.

Po przejściu przez płuczki gaz obniża swą temperaturę z 300°C do mniej więcej 40°C, przy czym zawiera jeszcze od 0,5 do 1,0 g pyłu w 1 m³. Ilość wody potrzebna do oczyszczenia gazu w tej fazie jest bardzo znaczna i zależy z jednej strony od temperatury gazu przy wejściu do płuczek, z drugiej zaś od stopnia zanieczyszczenia gazu i zawartości pary wodnej. Według danych doświadczalnych na każde 1000 m³ gazu zużywa się w płuczkach przeciętnie 4 m³ wody. Przyjmując, że przy wytopie 1 tony żeliwa otrzymuje się około 4000 m³ gazu, znajdujemy, że wydatek wody w przeliczeniu na wyprodukowanie 1 tony żeliwa wyniesie około 16 m³.

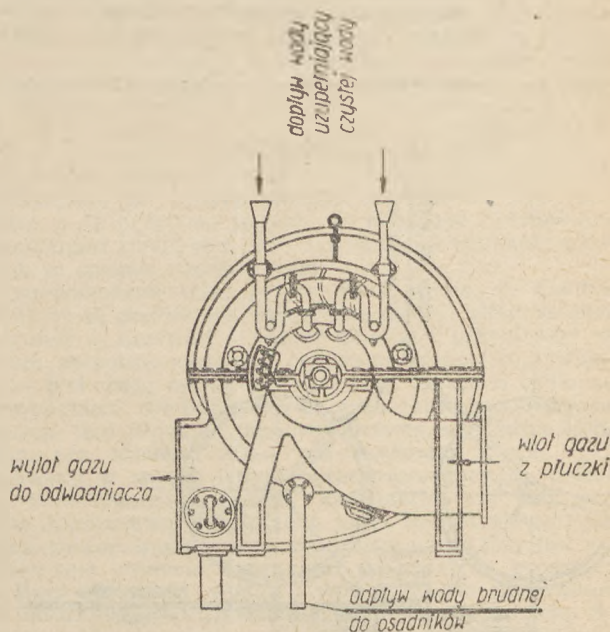
Po wyjściu z płuczek gaz jeszcze nie nadaje się do spożycia i powinien być ostatecznie oczyszczony. W tym celu sklerowuje się go do dezintegratorów (rys. 3). Są to pewnego rodzaju wentylatory, posiadające wewnątrz dwa rodzaje łopatek — nieruchomych i ruchomych, obracających się do



Rys. 2. Płuczka

i gaz, umożliwiając doskonale przemieszanie się gazu z wodą. Tak jak i w płuczkach, woda oblepia pozostałe w gazie drobne cząsteczki pyłu, które opadają w dół. Brudną wodę odprowadza się na zewnątrz.

W przeliczeniu na wyprodukowaną jedną tonę żeliwa zużycie wody w dezintegratorze będzie następujące: na 1000 m³



Rys. 3 Dezintegrator

gazu potrzeba 0,6 — 0,8 m³ wody, a na jedną tonę żeliwa, tj. na 4000 m³ gazu, potrzeba 2,8 m³ wody. Temperatura gazu po wyjściu z dezintegratora wynosi około 30°C.

Po przejściu dezintegratorów gaz zawiera już tylko około 0,01 g pyłu w 1 m³ i może być używany jako paliwo, naturalnie po odwodnieniu go (gdyż zawiera spore ilości porwanych cząstek wody) w odpowiednich odwodniaczach — cylindrach, o średnicy 4 m i wysokości ok. 12 m.

Woda, która wychodzi z płuczek i dezintegratorów, podnosi swą temperaturę do mniej więcej 30° do 35°C.

Zestawienie zapotrzebowania wody.

Na płuczkach: 4 m³ wody na 1000 m³ gazu, tj. 16 m³ wody na 1 tonę żeliwa;

na dezintegratorach: 0,7 m³ wody na 1000 m³ gazu, tj. 2,8 m³ wody na 1 tonę żeliwa;

na odwodniaczach: 0,15 m³ wody na 1000 m³ gazu, tj. 0,8 m³ wody na 1 tonę żeliwa

Razem: 4,85 m³ wody na 1000 m³ gazu, tj. 19,6 m³ wody na 1 tonę żeliwa.

Przyjmuje się średnio 20 m³ na 1 tonę żeliwa.

Przy produkcji 1 500 000 ton żeliwa rocznie potrzeba:

$$Q_w = 1\,500\,000 \cdot 20 = 30\,000\,000 \text{ m}^3 \text{ wody.}$$

Licząc, że w przeciętnym roku jest ok. 4800 godzin pracy, znajdujemy, że na jedną godzinę potrzeba:

$$Q_{wh} = 30\,000\,000 : 4800 = 6250 \text{ m}^3 \text{ wody, a na jedną sekundę } 6250 : 3600 = 1,74 \text{ m}^3.$$

Jest to bardzo znaczne zużycie wody (tyle mniej więcej zużywała Warszawa przed ostatnią wojną) i dlatego należy gospodarować wodą bardzo oszczędnie, stosując obieg zamknięty, który daje znaczne oszczędności w zużyciu wody, pomimo że wymaga budowy chłodni kominowej, pompowni oraz oczyszczalni wody brudnej. Obieg taki stosujemy tylko dla wody z płuczek, a więc dla wody najbrudniejszej. Ostateczne oczyszczanie gazu na dezintegratorach przeprowadzamy już wodą czystą, uzupełniającą obieg zamknięty. Dajemy tu zatem tyle wody ile stracimy na obiegu zamkniętym. Zapotrzebowanie wody dla uzupełnienia obiegu powinno odpowiadać stratom, które wynoszą:

- na rozwodnieniu szlamu ok. 4% obiegu,
- na parowaniu i rozpylaniu w chłodni kominowej 1,5% do 2% obiegu w zależności od rodzaju chłodni,
- na odnowieniu wody w obiegu dla uzupełniającego odświeżenia wody, w ilości do 10% obiegu w zależności od potrzeb, a w szczególności od składu chemicznego gazu i od możliwości wykorzystania brudnej wody do innych procesów technologicznych.

Ponieważ w naszym przykładzie przyjęliśmy, że w obiegu zamkniętym będzie cyrkulować woda w ilości (16 + 0,8) m³ na jedną tonę produkcji, a więc przy wykonaniu 1 500 000 ton żeliwa, globalny obieg roczny wyniesie: 1 500 000 · 16,8 = 25 200 000 m³ wody, a na jedną godzinę 25 200 000 : 4800 = 5250 m³ wody.

Straty na rozwodnienie szlamu wyniosą: 5250 · 0,04 = 210 m³ wody.

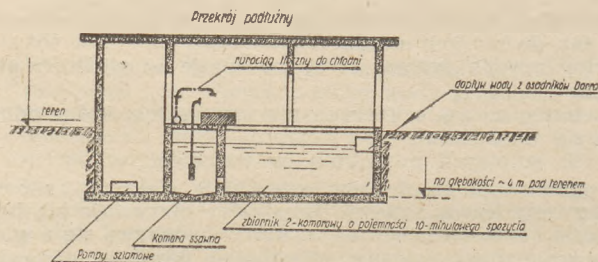
Straty w chłodni: 5250 · 0,02 = 105 m³ wody.

Straty na odświeżenie: 5250 · 0,10 = 525 m³ wody.

Razem straty wyniosą 840 m³ wody na godzinę co daje 233 l/sek.

Odpowiada to mniej więcej przyjętej normie zapotrzebowania wody na dezintegratorach (2,8 · 1 500 000) : 4800 = 875 m³ wody. Wody brudne wychodzące z płuczek, dezintegratorów i odwodniacza gazu łączy się ze sobą i odprowadza na osadniki, najczęściej systemu Dorra (rys. 4).

Odprowadzana woda brudna posiada temperaturę ok. 40°C i jest bardzo zanieczyszczona cząsteczkami pyłu, ponadto zawiera sporo gazu. Dlatego, przy projektowaniu rurociągów należy bardzo dokładnie poznać zarówno skład chemiczny wody, jak i stopień zanieczyszczenia mechanicznego, celem dobrania właściwej średnicy rurociągu, czy też wymiarów kanału otwartego. Najlepiej jest stosować dla odprowadzenia wody brudnej kanały otwarte, które dostępne są w każdym czasie zarówno dla obserwacji, jak i periodycznego usuwania gromadzących się tam osadów. Woda brudna, ciepła, po oczyszczeniu się na osadnikach Dorra, dostaje się grawitacyjnie do zbiornika pod pompownią (rys 5).



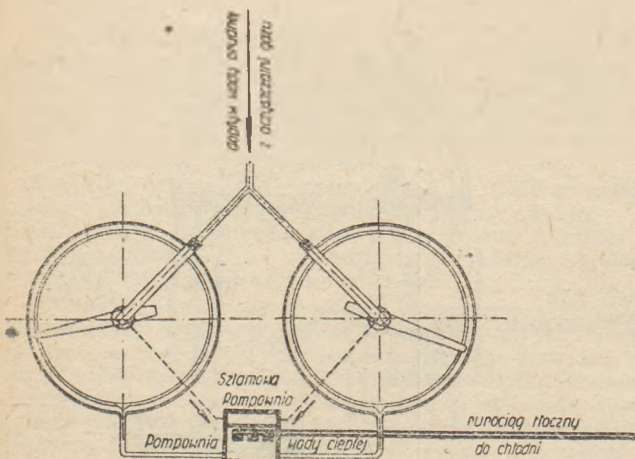
Rys. 5. Pompownia wody oczyszczonej ciepłej i szlamu

Przed pompownią lub za pompownią część wody oddawana jest w ilości około 10% do ponownego oczyszczenia i użycia jako uzupełniająca woda dla tegoż obiegu, albo dla jakiegokolwiek innej produkcji, np. granulacji żużla. Pompy szlamowe usuwają rozcieńczony szlam poza obręb zakładu, albo przetłaczają do produkcji brykietów. Wodę oczyszczoną ciepłą, nie nadającą się jeszcze do chłodzenia gazu, pompy tłoczą na chłodnię kominową, w której woda obniża swą temperaturę do ok. 15° do 20°C. Po ochłodzeniu woda może być już użyta do oczyszczania gazu i w tym celu pompy wysokiego ciśnienia przetłaczają wodę na płuczki.

Wodzie uzupełniającej, tj. wodzie którą dajemy na dezintegratory, nie stawiamy żadnych specjalnych wymagań; może to być woda odpadkowa z każdego zakładu przemysłowego czy kopalni, byle by była zimna. Z tego też względu, jak również i na skutek znacznego zanieczyszczenia jej po wyjściu z oczyszczalni gazu, obieg tej wody nazywamy obiegiem „brudnym”, w odróżnieniu od obiegów półbrudnych i czystych, służących do innych faz produkcji w zakładzie hutniczym.

* * *

Przedstawione powyżej dość szczegółowe omówienia procesu oczyszczania gazu wielkopiecowego za pomocą wody w płuczkach i dezintegratorach stanowi jedno z ogniw spożycia wody przez zakład przemysłowy. Zastosowanie zamkniętego obiegu wody przy równoczesnym wielokrotnym jej wykorzystaniu doprowadza do uzyskania znacznych oszczędności w jej bezzwrotnym zużyciu. Przyjęcie tej samej oszczędnościowej zasady do innych ogniw spożycia wody przez zakłady przemysłowe, które będzie omówione w jednym z następnych artykułów, powinno się przyczynić do pobudzenia myśli konstruktorskiej w kierunku wyszukiwania dalszych możliwości coraz oszczędniejszego rozwiązywania gospodarki wodnej zakładów przemysłowych. Wnikliwe zaznajamianie się z procesami technologicznymi produkcji przemysłowej, obiektywna ocena życzeń inwestora w zakresie potrzeb wodnych oraz dążenie do najprostszyc układów obiegu wody powinny doprowadzić do zamierzonego celu, jakim jest oszczędna gospodarka wodna w zakładzie przemysłowym.



Rys. 4. Osadniki Dorra

INŻ. JERZY OSTROWSKI

Nawodnienia zimowe

Żywa dyskusja, która toczy się wśród melioratorów i łąkarzy na temat zagadnień nawodnienia i zagospodarowania użytków zielonych zmierza w kierunku ustalenia najwłaściwszych metod meliorowania i zagospodarowania łąk i pastwisk celem uzyskania najbardziej optymalnych plonów — jako podstawy do rozwinięcia gospodarki hodowlanej. Znalazło to swój wyraz w szeregu artykułów, zamieszczonych w naszym czasopiśmie.

Niniejszy artykuł ma charakter dyskusyjny i nawiązuje do wypowiedzi inż. F. Stryjewskiego zawartych w artykule pt. „Rola nawodnień pozawegatacyjnych” umieszczonym w nr 1 z br. O nawodnieniach zimowych na użytkach zielonych pisał na łamach naszego czasopisma w nr 12/52 inż. A. Parfianowicz w artykule „Kilka uwag na temat nawodnień zalewowych”.

Redakcja

Podział nawodnień łąk na nawodnienia w okresie wegetacyjnym i w okresie pozawegatacyjnym, w założeniu inż. Stryjewskiego, że okres wegetacyjny rozpoczyna się w połowie kwietnia, a kończy z dniem 1.IX. nie jest słuszny, gdyż w całej Polsce (również i w zlewni Bugu) trawa na łąkach rośnie dłużej niż 4 i pół miesiąca. Podział taki jest podziałem sztucznym. Wegetacja rozpoczyna się z chwilą podniesienia się temperatury do odpowiedniej wysokości (oziminy ca 4°C), co następuje po stopnieniu pokrywy śnieżnej, czyli przy normalnym przebiegu wiosny, niedługo po spłynięciu wielkich wód zimowych. Wobec twierdzenia inż. Stryjewskiego, że „w dorzeczu Bugu największe odpływy przypadają na początek kwietnia, i odpływy te należy doliczać do okresu przedwegetacyjnego” zaznaczyć należy, iż wg danych PIHM, na stacji Wyszaków ($A = 38159 \text{ km}^3$), na 17 lat (od roku 1920/21 do 1936/37) było 11 lat, a więc 65%, w których wielka woda zimowa spłynęła w marcu, 1 rok, w którym spływy marca i kwietnia były prawie równe (12,5 i 12,9 mm), a tylko 5 lat, a więc zaledwie 30%, było takich w których spływy kwietniowe były większe od marcowych. W górnym biegu Bugu na stacji Sokół ($A = 6531 \text{ km}^2$) stosunki spływu były podobne: na 12 lat (w okresie od 1922/23 do 1933/34 r.) było 7 lat, a więc 58%, w których wielka woda zimowa była w marcu, 1 rok, w którym woda marcowa była prawie równa kwietniowej (17,3 i 19,3), a tylko 4 lata, tj. 33%, w których spływy kwietniowe były większe od marcowych. Założenie więc, że spływy okresu wegetacyjnego trwają tylko 4 i pół miesiąca wynoszą zaledwie 32% spływów rocznych jest błędne.

W wyniku powyższego, nawodnienia wiosenne, które rozpoczynać będziemy w czasie spływania wielkich wód zimowych, a kończyć w kwietniu, należy raczej zaliczyć do nawodnień wegetacyjnych, podobnie jak i nawodnienia jesienne, które wykonujemy w miesiącu wrześniu po drugim pokosie, gdyż wrzesień jest bezwzględnie jeszcze miesiącem wegetacyjnym.

Poza tym nawodnienia wiosenne i jesienne są już znane i uznane, podczas gdy celowość i słuszność nawodnień zimowych jest raczej dopiero w fazie dyskusji. Dlatego też lepiej jest sprawę nawodnień zimowych traktować osobno, nie łącząc ich z nawodnieniami wiosennymi i jesiennymi.

Jako zadanie nawodnień zimowych inż. Stryjewski uważa:

- 1) ochronę roślin przed niszczącym działaniem mrozów i wiatrów,
- 2) „zwiększenie plonów przez magazynowanie wody w okresie zimowym na okres letni”.

Co do p. 1 muszę podkreślić, że nie zdarzyło mi się widzieć zniszczenia trawostanów łąk naturalnych na skutek mrozów i wiatrów zimowych. Wiadome są fakty o wymarzeniu niektórych traw na łąkach sztucznych, zasianych nowozami importowanymi z „ciepłych krajów”. Oczywiście, lolium italicum, sprowadzone z Włoch lub południowej Francji i posiane pod Grajewem lub Goniądzem zmarznie od razu, zmarzną również i inne trawy zasiane zbyt późno przed mrozami. Ale trawy tutejszego pochodzenia lub importowane z krajów o warunkach klimatycznych podobnych do naszych, zasiane w odpowiednim czasie nie wymarzną zimą. Niskie temperatury mogą spowodować zmniejszenie ilościowe zbioru pierwszego pokosu, będą to jednak mrozy i przymrozki okresu wegetacyjnego, a przede wszystkim w maju i czerwcu. Zasymilowane u nas trawy są mało wrażliwe nawet na niskie temperatury w kwietniu — w samym początku wegetacji. Natomiast zimowe nawodnienia, stosowane tak, jak je radzi inż. Stryjewski, w pierwszym rzędzie wzmogą niebezpieczeństwo wymarzenia traw w początkach we-

getacji. Stwierdza to zresztą sam Autor. Doprowadzenie do tego, że trawy rosły pod lodem w pierwszych dniach marca, podczas 12°C, istotnie „rewolucji” w dziedzinie melioracji użytków zielonych nie spowodował. Rewolucję tę spowodowałoby dopiero „przeprowadzenie delikatnych roślin przez niebezpieczny okres przymrozków do pełni wegetacji”, a to jest rzecz znacznie trudniejsza i na razie nie wykorzystana. Szklarni na łąkach robić nie możemy, a pobudzanie zbyt wczesne do wegetacji traw skazuje je na wygubienie przez przymrozki, które u nas zdarzają się w każdym miesiącu roku, lipca i sierpnia nie wyłączając, a w miesiącach marzec — kwiecień — mają zjawiskiem stałym, corocznym. Trudno zatem przypuszczać, ażeby w czasie od 5.III. do 5.IV. nie było mrozu i żeby mroz ten mogła znieść roślina, w miesiącu lutym sztucznie do wegetacji pobudzona. I dlatego trudno mi uwierzyć łagodzącemu zapewnieniu, że „pomimo wszystko, łąki dały lepsze plony od nienawodnianych, choć mrozy w drugiej połowie maja poczyniły dalsze szkody”. Również nie może mnie na razie przekonać do nawodnień zimowych twierdzenie inż. Stryjewskiego: „W województwie poznańskim dobre wyniki (z nawodnień pozawegatacyjnych — dop. mój) osiągnięto w powiatach końskińskim i ostrowskim. Wszędzie one były stosowane w okresie marcowych przymrozków”. Twierdzenie to nie może mnie przekonać dlatego, że nawodnienia wykonane w marcu nie są nawodnieniami zimowymi, lecz wiosennymi, celowość których jest znana i uznana.

Co do p. 2 — to przecież magazynowanie wody w gruncie na okres późniejszy powoduje konieczność utrzymania tej wody w gruncie na poziomie mniej więcej stałym przez okres około 6 miesięcy (połowa zimy, połowa lata), a więc powoduje właśnie to zło, które inż. Stryjewski tak energicznie w moim obliczeniu nawodnienia doliny Nurczyka zwalcza, z tą tylko różnicą, że ja założyłem utrzymanie mniej więcej stałego poziomu wody gruntowej na przeciąg półtora miesiąca (maj i pół czerwca), a inż. Stryjewski chce to robić w okresie znacznie dłuższym. Poza tym „magazynowanie” wody zimą drogą nawodnień na okres letni jest zgoła zbyteczne, gdyż spływy wiosenne miesięcy marzec — kwiecień są aż nadto wystarczające, aby dostateczne „zmagazynowanie” wykonać wiosną. Inż. Stryjewski powołując się m. in. na inż. Nowikowa, opisującego doświadczenia radzieckie z nawodnieniami ściekami miejskimi, stwierdza, że „korzyści z zimowych nawodnień mogą być znacznie większe niż z letnich”. Zgodzić się na to można pod warunkiem, że będą to nawodnienia właśnie ściekami miejskimi, a nie — zazwyczaj w zimie jałowymi — wodami naszych rzek. Nawodnienie pół ornych wodami ściekowymi Neru pod Łodzią, o ile będziemy je robić, to będą one również nawodnieniami zimowymi. Ale nawodnienia ściekami miejskimi, to sprawa zupełnie inna.

Wypowiedziana tutaj przeze mnie opinia, że dla łąk szkodliwe są przymrozki (względnie mrozy) głównie miesięcy maj — czerwiec, a mrozy zimowe i przymrozki na samym początku wegetacji odgrywają raczej rolę wtórną — jest moją opinią subiektywną, opartą li tylko na obserwacjach. Nie będąc ani doświadczalnikiem, ani naukowcem, lecz pracując jako wykonawca, względnie kontroler, nie miałem czasu ani możliwości ujęcia tych obserwacji w sposób jedynie przekonywujący, tj. cyfrowy. Potwierdzeniem jednak częściowym tej tezy jest opinia Dymitriewa, przytoczona przez inż. Stryjewskiego: „jeszcze poważniejszym potwierdzeniem mojej tezy jest zalazowanie notowań temperatur podanych w broszurze dra Baca „Stosunki wodne i wpływ ich na plonowanie łąki naturalnej na torfowisku niskim” (w Dublinach). Są to notowania temperatur minimalnych w poszczególnych dniach miesięcy V — VI — VII — VIII — IX. Miesiąc 1950 — 1951 w numerze styczniowym nie było. Obecnie,

kwiecień został tutaj pominięty (słusznie!), gdyż „przymrozki nocne w kwietniu występują w znacznej liczbie we wszystkich latach“. Są więc czynnikiem stałym.

Podając zestawienie z danych cyfrowych, znajdujących się w powyższej pracy:

Tablica I. Ilość dni z przymrozkami w miesiącu maju oraz plony I pokosu

Rok	Ilość dni z przymrozkami	Ostatni dzień przymrozku	M i e s i a c m a j			Opady mm	Plon I pokosu w q/ha
			I l o ś ć d n i				
			z temp. mi- nimalną od 0° do — 5°C	z temp. mi- nimalną od -5°C do -10°C	z mrozami większymi od -10°C		
1928	17	29.V	9	6	2 ¹⁾	48,8	31,4
1935	12	22.V	8	3	1 ²⁾	81,5	38,4
1936	10	19.V	9	1 ³⁾	—	5,8	25,2
1933	5	13.V	5 ¹⁾	—	—	63,6	62,5
1934	3	31.V	3 ²⁾	—	—	25,5	46,8

Z tablicy I wynika:

- Przymrozki majowe powodują wyraźne obniżenie plonu I pokosu, o ile są częstotliwe i silne. Lata 1928, 1935, 1936 wykazują wyraźnie niższe plony niż lata 1933 i 1934, aczkolwiek w tych ostatnich dwóch latach były również przymrozki, lecz mniej długotrwałe i nie przekraczające — 2,2° C, względnie — 1,9° C.
- Plon pierwszego pokosu jest zależny w daleko większym stopniu od opadów majowych, niż od przymrozków. W 1936 r., w którym przymrozki były daleko mniejsze pod względem częstotliwości i nasilenia, niż w 1928 i 1935 r., pierwszy pokos był jednak mniejszy niż w latach 1928 i 1935, co zostało spowodowane bardzo małymi opadami majowymi (5,8 mm).
- Droga nawodnień w miesiącu maju można zwiększyć plon I pokosu nawet w latach o silnych przymrozkach majowych (vide — 1935 r.). Nie można jednak drogą nawodnień ochronić w większym stopniu roślinności przed działaniem przymrozków majowych (por. 1934 i 1935 r.), chyba że zalejemy łąkę warstwą wody na cały maj, co jest wątpliwe, aby dało efekt w przyroście trawy.

Uzależnianie nawodnień ochraniających łąki przed przymrozkami od zapowiedzi przymrozków przez radio — wydaje się pomysłem najzupełniej nierealnym.

O ile nawodnienia zimowe mają wywołać w dziedzinie melioracji zupełną rewolucję, jak o tym pisze inż. Stryjewski, to celowość i skuteczność tych nawodnień winny być udowodnione bardzo poważnym materiałem cyfrowym. Nawodnienia zimowe są wykonywane w dolinie Górnej Pokrzywnicy od 1947/48 r.: podobno przedtem, jak twierdzi inż. Stryjewski, nawodnienia te były również wykonywane przez chłopów w pow. kaliskim i kieleckim, a do dnia dzisiejszego miarodajnego materiału cyfrowego nie posiadamy. W „Gospodarce Wodnej“ Nr 1 z 1952 r. na str. 39 inż. Stryjewski w art. pt. „Zagadnienie nawodnień łąk na tle doświadczeń w pow. kaliskim“ podał wynik nawodnień zimowych na 30 ha w 1947/48 r.: przed nawodnieniem na glebie „wyjątkowo ubogiej, piaszczystej, z dużą ilością rudy osiągnano dawniej przed wyregulowaniem rzeczki 600 q; na skutek erozji wywołanej niefortunną regulacją rzeczki, plon ten obniżył się do 300 q czyli 10 q/ha. Po wybudowaniu jazu i wykonaniu nawodnienia zimowego zebrano w dwóch pokosach 800 q, czyli przyrost wyniósł 16,7 q/ha. Skądinąd słychać było, że dzięki pobudowanemu jazowi, było tam stosowane nie tylko zimowe, ale i letnie nawodnienie i niewiadomo, czy ten niewielki przyrost nie spowodowany został raczej nawodnieniem letnim. Cyfrowych wyników, osiągniętych w latach 1948,

inż. Stryjewski pisze: „Zupełnie bezużyteczne, wysuszone piaski z rudą zostały dzięki nawodnieniom, głównie zimowym zamienione na dobre, miejscami wyczyńcowe łąki o plonie dochodzącym do 80 q/ha z dwóch pokosów i to bez żadnych upraw i nawożenia. Trudno uwierzyć, aby na bezużytecznych piaskach z rudą dzięki nawodnieniom, bez żadnych upraw i nawożenia osiągnąć można było w dwóch pokosach 80 q/ha. Nie wiem czy zadaniu temu sprostałby Ner pod Łodzią, a Górnej Pokrzywnicy jest daleko do żyzności wód Neru. I dlaczego nie było mowy o tych 80 q/ha w artykule zamieszczonym w „Gospodarce Wodnej“ Nr 1 z 1952 r. Musiał to chyba być plon z któregoś roku 1949 — 1950 — 1951 (rok 1952 odpada, gdyż w chwili pisania artykułu przez inż. Stryjewskiego, drugi pokos nie był jeszcze zebrany). Wygląda na to, że inż. Stryjewski o tak wspaniałym rezultacie jeszcze w styczniu 1952 r. nie wiedział.

Inż. Stryjewski w omawianym artykule kwestionuje zrobione przez mnie obliczenie nawodnienia doliny Nurczyka (por. art. „Obliczenie nawodnienia podsiąkowego łąk doliny rzeki Nurczyk“ Gospodarka Wodna Nr 4 z 1952 r.), twierdząc że zalecam utrzymanie w ciągu całego okresu wegetacyjnego optymalnego poziomu wody gruntowej obliczonego wzorem prof. Ostromeckiego na 53 cm. Nie jest to zgodne z prawdą. Pisałem natomiast we „wskazówkach praktycznych“ w cytowanym artykule, że w wyniku rachunku przeprowadzonego wzorami prof. Ostromeckiego, należałoby lustro wody gruntowej w ciągu maja i do 15 czerwca utrzymać na poziomie 50 cm. Od 15 czerwca na skutek wstrzymania dopływu wody na czas sianokosów nastąpiłoby (zgodnie z rachunkiem) obniżenie lustra wody gruntowej, które w dn. 1 lipca byłoby na poziomie ca 70 cm, a w końcu lipca na poziomie ca 80 cm lub głębszym. W całym więc okresie wegetacyjnym poziom wody gruntowej wg moich „wskazówek“ nie utrzymałby się na stałym poziomie 53 cm, tak jak to podaje inż. Stryjewski, lecz wahałby się od 35 do 80 cm i więcej, obniżając się stopniowo. Poza tym woda w gruncie zasilana byłaby tutaj prawie stałym dopływem wody świeżej, dlatego też stosunkowo niedługo, bo półtoramiesięczny okres stałego lustra wody gruntowej procesów bagiennych nie wywołałby jeszcze. Oczywiście że sposobem gwarantującym lepsze rezultaty byłoby zastosowanie podsiąku okresowego, nie wymagającego utrzymywania stałego poziomu wody w ciągu 1,5 miesiąca. Ale takie nawodnienie wymaga więcej wody, około 2,0 l/sek/ha, a w dolinie Nurczyka mamy do dyspozycji tylko 0,31 l/sek/ha brutto (a w czasie II pokosu dużo mniej). Jest to ilość wody, która zaledwie pozwala na „podtrzymanie“ lustra wody, ale w żadnym razie nie pozwoli na jego podnoszenie.

Okresowe nawodnienie podsiąkowe, polegające na kilkakrotnym podnoszeniu i opuszczaniu lustra wody gruntowej jest systemem nowym. Przed wojną, zarówno u nas, jak i w Niemczech, gdzie wykonywano dużo podsiąków o małej ilości wody, nie myśłano o stałym podnoszeniu i opuszczaniu lustra wody gruntowej. Pilnowano tylko właściwego osuszenia i przewietrzania gleby w okresie pozawegetacyjnym. I rezultaty nie były takie złe, a czasami były bardzo dobre, jak widać to z przedwojennej literatury fachowej.

Twierdzenie, że woda podawana z wierzchu wprowadza do gleby powietrze, a podawana z dołu przed podsiąk powietrze to usuwa — jest błędne. Woda i powietrze w gruncie wzajemnie się wypierają i nie ma tu różnicy między podsiąkiem, a zalewem. Wystarczy spojrzeć na powierzchnię wody w zalanej kwaterze pokrytej pęczkami ustępującego powietrza, aby o tym się przekonać. Raczej liczyć można na to, że pewna ilość powietrza utrzyma się w gruncie przy powolnym napełnianiu go wodą, co ma miejsce przy podsiąku, w przeciwnieństwie do zalewu, gdzie woda pod ciśnieniem wsiąka z góry w dół daleko szybciej.

Również niezupełnie prawdziwe jest twierdzenie, iż woda podawana z wierzchu, w ruchu zwiększa zawsze żyzność gleby, w przeciwieństwie do wody z podsiąku, która „wypiera jednocześnie powietrze i zmniejsza pokarmy“. Bezwzględnie woda żyzna, a więc przede wszystkim woda wiosenna i letnia burzowa w zlewniach o dobrych gruntach (np. Wieprz), lub zasilana ściekami miejskimi (np. Ner), podana z wierzchu — łąkę użyźni. Natomiast nie można tego twierdzić o niskich letnich wo-

¹⁾ najniższa temperatura — 2,2° C dn. 6.V.

²⁾ najniższa temperatura — 1,9° C dn. 28.V.

³⁾ — 6,4° C w dn. 18.V.

⁴⁾ najniższa temperatura — 10,9° C w dn. 5.V.

⁵⁾ — 10° C w dn. 4.V.

dach dość jałowych zlewni (np. Biebrzy, Jegrzni), które spuszczone bezpośrednio po dokonanych nawodnieniu, raczej zabiorą ze sobą część pokarmów dostarczonych łące w formie nawozów.

Częste przewietrzanie gleby torfowej w okresie letnim drogą sztucznego wywoływania szybkich i częstych ruchów wody gruntowej może zwiększyć plon pokosów. Jednakże tak silne napowietrzanie niektórych torfów, głównie pochodzenia drzewnego, o większym rozkładzie, nie zawsze jest pożądane. Wydaje się, że silne przewietrzanie torfów w okresie zimowym nie działa tak silnie pobudzająco na ich dalszy rozkład, jak w okresie letnim.

Całkowicie błędne jest twierdzenie inż. Stryjewskiego, że odpadki produkcji roślinnej pól ornych, stanowiące 75% całego plonu są paszą objętościową, pozbawioną praktycznie witamin i białka. Nie wiem co inż. Stryjewski nazywa odpadkami produkcji roślinnej, chyba tylko słomę. Ale odpadkami produkcji roślinnej względnie odpadkami przeróbki produkcji roślinnej pól ornych są również liście buraczane, otręby, makuchy, wytloki. Odpadki te nie są paszami objętościowymi, ale treściwymi,

o bardzo dużej, znacznie większej niż siano, zawartości białka strawnego, a często o dużej zawartości witamin. Jeżeli średnie siano łąkowe na 1 kg suchej masy ma ca 45 g białka strawnego, to w tym samym stosunku makuch lniany lub rzepakowy ma 262 g białka, otręby — 103 g, wytloki 63 g, liście buraczane świeże 93 g białka strawnego. Otręby i makuchy mają duże ilości witamin A—B. Nawet słoma grochu ma 37 g białka, a słoma bobiku 42 g. Złą więc przysługę użytkom zielonym oddaje inż. Stryjewski, twierdząc zupełnie mylnie, że tylko siano ma białko i witaminy. Duża wartość użytków zielonych w gospodarstwie narodowym wywodzi się z innych przyczyn, a nie z braku białka i witamin innych pasz, będących odpadkami produkcji roślinnej pól ornych.

Nie będę twierdził, że melioracje użytków zielonych stoją u nas dobrze i że zmian nie potrzeba. Również nie wydaje mi się, aby np. powiązanie nawodnień łąk i pastwisk z wysokim poziomem wód gruntowych na gruntach torfowych było pomysłem bezapelacyjnie dobrym. Ale chcąc wprowadzać zmiany i to zmiany „rewolucyjne“, trzeba oprzeć się na dobrze przeprowadzonym i wszechstronnym naukowym doświadczeniu.

INŻ. STEFAN FRISCH

Zastosowanie wiatraków w gospodarce wodnej

Nowoczesne wiatraki szczególnie nadają się do nawodniania i odwodniania pól, zalewania stawów oraz do innych celów gospodarczych np. zasilania osiedli w wodę.

Ze względu na prostotę urządzenia, małe koszty ruchu i obsługi zastosowanie ich może przynieść znaczne oszczędności.

Dawne wiatraki straciły dzisiaj zastosowanie z powodu wad, których nie można usunąć bez zmiany konstrukcji. Wykazywały one niewystarczającą sprawność, przy małej ilości obrotów, duży ciężar i znaczny koszt budowy. Do dawnych wiatraków zalicza się wiatraki wiejskie tzw. holenderskie i późniejsze tzw. turbiny wieloskrzydłowe z blaszanymi skrzydłami. Zwiększenie sprawności i ilości obrotów tych wiatraków oraz turbin wieloskrzydłowych jest niemożliwe z powodu dużego oporu płaskich skrzydeł.

Wiatraki nowoczesne ze skrzydłami o profilach opływowych, (podobnie jak śmigła samolotów) mogą być budowane jako szybkoobrotowe, o wysokiej sprawności $\eta = 0,42$, przewyższającej nawet najbardziej ekonomiczne motory Diesla, których sprawność waha się od $\eta = 0,3$ do $\eta = 0,35$. Dzięki temu wiatraki te są mniejsze i tańsze aniżeli dawne o płaskich skrzydłach.

Poza kosztem budowy wiatraka, nie ma dalszych kosztów ruchu ani obsługi, jedynie tylko potrzebny jest czasem dozór w celu kontroli urządzeń i smarowania.

Jeżeli chodzi o amortyzację urządzenia, to można przyjąć okres minimum 30 lat.

Dla silników ropnych lub benzynowych czas amortyzacji jest znacznie krótszy, gdyż wynosi 10 — 15 lat. Silniki spalinowe potrzebują materiałów pędnych, a przy użyciu wiatraków koszt ten odpada zupełnie, co stanowi poważny zysk, a zarazem oszczędza się cennych materiałów pędnych, które mogą być użyte do innych ważniejszych celów, a zwłaszcza tam, gdzie nie mogą być niczym innym zastąpione, jak np. w lotnictwie i motoryzacji.

Tam gdzie nie wymaga się ciągłości ruchu motoru, wiatraki mogą z korzyścią zastąpić inne maszyny.

Dla wyjaśnienia podajemy przykład zastosowania wiatraka do nawodnienia 50 ha gruntu.

Ażeby obliczyć wielkość i moc wiatraka, trzeba znać ilość wody, wysokość pompowania i rodzaj pompy. Do nawodnienia 1 ha gruntu trzeba około 20 m³ wody na 24 godziny. Wysokość pompowania przyjęto 3 m. Dla tych danych obliczona moc wiatraka wynosi $N = 0,5$ KM.

Wiatrak zrobimy o skrzydłach kształtu opływowego i o małym module, ażeby przy słabym wietrze np. o prędkości $v = 4$ m/sek (wiatr dający się odczuć) dał moc 0,5 KM i łatwo ruszał z miejsca. (Przez moduł rozumiemy się stosunek prędkości obwodowej skrzydła do prędkości wiatru). Zaprojektowano wiatrak trójskrzydłowy. Dla tych założeń dłu-

gość skrzydła, względnie promień wirnika musi wynosić $R = 2,8$ m.

Ponieważ jest to mały wiatrak, więc wirnik może być umieszczony na słupie pojedynczym lub złożonym, zależnie od wysokości położenia wirnika nad ziemią. Jeżeli nie ma przeszkód dla wiatru, jak np. bliskie lasy, drzewa, budynki itp., to umieszczenie wirnika nad ziemią w dobrych warunkach może wynosić nawet 10 — 9 m. Słupów można użyć telefonicznych, impregnowanych o wysokości od 6 do 12 m. Słupy mocujemy cięgnami. Jeżeli wirnik musi być umieszczony na wysokości, ponad 12 m, budujemy wieżę konstrukcji kratowej z żelaza lub drewna.

W głowicy wirnika umieszczone są koła zębate przenoszące ruch na pionowy wał prowadzący na dół do przekładni zębatej, przy pomocy której porusza się pompa.

Automatyczne nastawianie wirnika do kierunku wiatru odbywa się za pomocą steru albo też sam wirnik może służyć jako ster, ewentualnie można go też nastawiać ręcznie.

Przy silnym wietrze o prędkości ponad 10 m/sek trzeba wiatrak zatrzymywać, tak samo gdy pompowanie chwilowo jest niepotrzebne. Najprostszym sposobem zatrzymania wiatraka jest użycie zwykłego hamulca.

* * *

Na marginesie zagadnienia wiatraków w gospodarce wodnej, omówimy pokrótce śrubę Archimedesą, stosowaną przy nawodnieniach i odwodnieniach terenów.

Śrubę Archimedesą, ze względu na prostą budowę i wielką trwałość, odlewa się z żeliwa i osadza na wale żelaznym. Śrubę Archimedesą umieszcza się w korycie żelaznym otwartym lub zamkniętym. Koryto ze śrubą ustawione pochyło, górnym końcem wspiera się przegubowo na fundamencie, a dolnym zawiesza na wciągarnie umieszczonej na mostku. W celu regulowania głębokości zanurzenia śruby w wodzie. Górny koniec wału ma przekładnię zębata do wału wiatraka oraz sprzęgło przegubowe, aby można śrubie nadawać różne nachylenia do poziomu, wynoszące od 15° do 30°.

Sprawność wydajności śruby waha się od $\eta = 0,6$ do 0,7. Przy większych nachyleniach do poziomu sprawność maleje, gdyż więcej wody splywa z powrotem przez szczelinę między śrubą a korytem.

Śruby buduje się o średnicy 30 cm do 160 cm. Przy średnicy 30 cm wydajność wynosi od 45 do 70 m³/godz., przy nachyleniu śruby 15° do poziomu. Przy średnicy 160 cm wydajność wynosi 1200 — 1800 m³/godz.

Śruby te są trwałe, jednak ciężkie i drogie. Lepsza byłaby spirala Archimedesą (najstarszy typ pompy) w kształcie rury zwiniętej śrubowo. Sprawność wydajności spirali wynosi $\eta = 1$, gdyż nie ma szczelin, przez które woda mogłaby wracać z powrotem. Spirala taka mogłaby być wykonana z rury ołowianej dla łatwości zginania. Jeżeli woda jest dość

czysta, to można użyć zwykłej pompy tłokowej lub zastosować pompy odśrodkowe jednostopniowe, które są łatwe w użyciu i mają prostą konstrukcję.

Dla ilości wody podanej w powyższym przykładzie średnica wewnętrzna rury spiralnej musi wynosić 8 cm. Jeżeli wysokość pompowania wynosi 3 m, a nachylenie spirali do poziomu 30°, to długość spirali wynosi 6 m, skok śruby 43 cm i ilość zwojów śruby 14.

Zamiast z rury ołowianej można zrobić spiralę z kawałków rur blaszanych, przy czym łatwiej jest wykonać spiralę, jeżeli kształt zwoju jest kwadratowy, gdyż wtedy łączenie poszczególnych części rur i nadanie im kształtu śrubowego jest łatwe. Czy przekrój zwoju jest w kształcie koła, wieloboku lub kwadratu jest to obojętne. Spiralę montuje się na szkielecie osadzonym na wale obrotowym. Wał może być żelazny pełny lub z rury, a także drewniany z czopami żelaznymi.

Jeżeli spirala jest tak zanurzona w wodzie, że jeden pełny zwój jest zanurzony, to przy jednym obrocie spirali otrzymamy objętość jednego zwoju wylanej wody. Podobnie jak urządzenie z czerpakami, każdy zwój spirali przedstawia jeden czerpak.

Ażeby w miejscach płytkich spirala była dostatecznie zanurzona w wodzie, można wykopać dół i zanurzyć spiralę według potrzeby.

* * *

Przy odwodnianiu gruntów stale zawodnianych przez jakieś źródła wody, przyjmuje się średnio na 1 ha około 40 m³ wody na 24 godziny do wypompowania. Np. dla 100 ha stale zawodnianych trzeba wypompować około 4000 m³ na 24 godz., tj. 167 m³ na godz., a przy wysokości pompowania 3 m moc wiatraka musi wynosić 1,85 KM, promień wirnika 5,3 m.

W gospodarstwach rolnych, wiatrak może wykonywać wiele prac, zastępując siłę roboczą koni i ludzi.

Budowa wiatraka powinna być względnie tania, lekka w konstrukcji i łatwa do wykonania. Skrzydła o profilach opływowych wewnątrz puste (podobnie jak skrzydła samolotu) mogą być dla lekkości i taniości o konstrukcji drewnianej.

Zależnie od wielkości ciśnienia osiowego przeniesionego z powierzchni opisanej w 1 sek. przez skrzydła wirnika, decydujemy czy wirnik może być osadzony na słupie, czy na wieży. O wysokości położenia wirnika nad ziemią decydują miejscowe warunki. Jeżeli są przeszkody dla wiatru, to wir-

nik trzeba umieszczać wyżej. Prędkość wiatrów dolnych jest najmniejsza przy ziemi i wzrasta wraz z wysokością.

Pomiary wykazują następujące prędkości wiatru wraz z wysokością nad ziemią:

Wysokość w m	0	5	10	15	25	30
Prędkość wiatru m/sec	1,15	4,05	4,53	4,83	5,15	5,5

Z tego widać, że wysokość położenia wirnika nad ziemią nie powinna być mniejsza od 10 m.

W różnych częściach kraju są różne wiatry tj. o różnej częstotliwości i prędkości. Jeżeli dla średniej prędkości wiatru 6 m/sec istnieje np. w pewnym okręgu kraju tylko 151 dni wietrznych w roku, to nawet mały wiatrak o mocy 5 KM da rocznie $151 \times 24 \times 5 = 18120$ koniogodzin.

W ZSRR buduje się dużo wiatraków różnej wielkości, które służą do różnych celów gospodarczych, a także i do wytwarzania energii elektrycznej. Na rozległych stepach wiatraki oddają duże usługi, gdzie instalowanie motorów ciepłych byłoby bardzo kosztowne albo nawet niemożliwe ze względu na trudny dowóz materiałów pędnych na wielkie odległości. W Ameryce jest także dużo mniejszych wiatraków gospodarczych, gdyż prawie każda ferma ma wiatrak.

Pod Berlinem wybudowano jako doświadczalny wiatrak dla otrzymywania energii elektrycznej na 1000 kW o średnicy wirnika 60 m, na wieży 60 m wysokości, ażeby wirnik wiatraka leżał powyżej granicy szkodliwych wirów przyziemnych. Koszt wytworzenia 1 kWh wynosił 1 fenig.

Drugi duży wiatrak zaprojektowano w Niemczech w 1942 r. na 10 000 kW, o średnicy wirnika 130 m, umieszczonego na wieży 250 m wysokości w sferze stałych i regularnych wiatrów. Cała elektrownia miała być na szczycie wieży w kabinie 45 m długiej i 26 szerokiej. Roczna produkcja energii elektrycznej miała wynosić 25 000 000 kWh. Po zamortyzowaniu kosztów budowy, koszt wytworzenia 1 kWh wynosiłby 0,5 feniga. Cena bezkonkurencyjnie niska. Jednak budowa nie doszła do skutku z powodu wojny.

* * *

Wykorzystanie energii wiatru u nas przyczyniłoby się niewątpliwie do podniesienia stanu gospodarczego na wsi. W tym celu należałoby opracować kilka wielkości wiatraka pewnego typu, tj. znormalizować dla danych celów.

Wiatraki należą do maszyn długotrwałych, nie wymagających kosztów ruchu, stałej obsługi i remontów.

PRZEGŁĄD WYDAWNICTW

SZKOLENIE NAWIGATORÓW W RADZIECKIEJ FLOCIE RZECZNEJ A NASZE POTRZEBY W TYM ZAKRESIE

Podstawowym zagadnieniem w żegludze śródlądowej jest sprawa wyszkolenia i przygotowania odpowiednich kadr fachowców we wszystkich działach różnorodnej pracy żeglugowej. W naszych warunkach, po wieloletnich zaniedbaniach w tej dziedzinie, sprawa powyższa stała się bardzo palącą. Braki w tej dziedzinie są duże na wszystkich szczeblach administracji przedsiębiorstw żeglugowych i personelu pływającego.

* * *

Wielkie osiągnięcia w rozwoju żeglugi radzieckiej były możliwe dzięki powołaniu przez władzę radziecką Techników i Szkół Nawigacyjnych Żeglugi Śródlądowej, które w ciągu 35 lat istnienia wyszkoliły liczne szeregi inżynierów transportu, techników żeglugowych, kapitanów i szturmanów¹⁾. Ten, wyszkolony na podstawach naukowych teorii i zdobytej praktyki, zespół nowej inteligencji radzieckiej, ożywionej socjalistycznymi zasadami pracy, współzawodniczącej z sobą o uzyskanie jak najlepszych wyników pracy, stał się jedną z poważniejszych dźwigni żeglugi radzieckiej.

Wiedza żeglugowa — nawigacyjna i techniczna — znalazła poparcie uczonych radzieckich. Dzięki ich wysiłkom

¹⁾ Szturman — oficer nawigacyjny wyszkolony w zakresie prowadzenia i administrowania statkiem, pracujący w charakterze pomocnika kapitana lub jego zastępcy, posiadający wszystkie wiadomości niezbędne dla przyszłego kapitana.

zostały opracowane dzieła naukowe, rozszerzające i pogłębiające zakres wiadomości w tej dziedzinie. Do wzmoczonego rytmu pracy na tym polu włączyli się nowatorzy i racjonalizatorzy; powstały wzorowe zespoły załogowe kolektywnej pracy, osiągające duże wyniki, dzięki wysokiemu opanowaniu techniki prowadzenia statku, należytego poznania działalności jego mechanizmów oraz usprawnieniu wielu czynności.

* * *

Pomimo znacznych postępów i osiągnięć w dziedzinie żeglugi śródlądowej, problem podwyższenia poziomu kwalifikacji personelu pływającego, głównie jednak przygotowania wykwalifikowanych sił nawigacyjnych dla prowadzenia statków jest zagadnieniem nadal aktualnym w żegludze radzieckiej. Daje temu wyraz dyskusja prowadzona na łamach fachowej prasy radzieckiej²⁾. Rozpatrywane w niej zagadnienie przygotowania oficerów nawigacyjnych (szturmanów) dla kierowania statkami w żegludze śródlądowej ma wiele ciekawych i pouczających momentów.

W. S. P r o t a s o w, naczelnik Zarządu Głównego Zakł. Naukowych Min. Floty Rzecznej ujmując zagadnienie wyszkolenia oficerów nawigacyjnych w następujący sposób:

²⁾ Artykuł G. W. B o j c o w a, wykładowcy Szkoły Nawigacyjnej w Gorkim, umieszczony w czasopiśmie „Riecznoj Transport“ Nr 5 z 1951 r. i artykuły w tymże samym czasopiśmie Nr 1 z 1952 r. Artykuł W. S. P r o t a s o w a zamieszczony w czasopiśmie „Riecznoj Transport“ Nr 2 z 1952 r.

„Szturman floty rzecznej powinien być dokładnie zaznajomiony z nowymi metodami prowadzenia statku; znajomość jego w tym zakresie powinna wpływać z wszechstronnego poznania dróg wodnych śródlądowych, floty transportowej i technicznej, mechaniki statkowej, elektrotechniki i środków łączności, ekonomiki, planowania i organizacji transportu rzecznej. Szturman powinien znać zasady transportu — przewozy ładunków i pasażerów. Otrzymywane przez niego wykształcenie specjalnie powinno go przygotowywać teoretycznie i praktycznie do odpowiedzialnej pracy pomocnika kapitana i kapitana statku i to nie tylko w sensie umiejętnego dowodzenia powierzonym mu statkiem, ale również w kierunku umiejętnego zorganizowania na nim pracy całej załogi dla wykonania państwowego planu przewozu ładunku i pasażerów.

Wypracowany przez specjalistów nowy program naukowy dla kursu szturmańskiego w Szkołach Nawigacyjnych i Technikum daje możliwość przygotowania szturmana o wysokich kwalifikacjach, odpowiadających obecnemu poziomowi rozwoju transportu rzecznej.

Do specjalnych przedmiotów, stanowiących podstawę wykształcenia szturmana, w nowym programie naukowym zalicza się: locja ogólna śródlądowych dróg wodnych, locja specjalna (danego dorzecza), prowadzenie statku i przepisy żeglugi, nawigacja, mechanika statkowa, elektrotechnika i środki łączności, budowa, wyposażenie i remont statków, eksploatacja techniczna floty, technika bezpieczeństwa, geografia transportu radzieckiego, ekonomika, organizacja i planowanie transportu rzecznej, ładunkowe operacje i eksploatacja handlowa oraz księgowość statkowa“.

W dalszych swoich wywodach na temat przygotowania szturmanów W. S. Protasow pisze:

„Praktyka na statkach holowniczych jest nie mniej ważna i niezbędna, jak praktyka na statkach pasażerskich. Praca holownika jest bardziej skomplikowana i bardziej interesująca; odzwierciedla ona cały kompleks operacji transportu rzecznej przy przewozie ładunków: współdziałanie floty rzecznej, dróg wodnych i brzegu (portów, klienteli, baz bunkrowych i zaopatrzeniowych) w procesie przewozowym i ruchu statków. Zakłady naukowe, kapitanowie statków, kierownicy przedsiębiorstw żeglugowych, Zarządy Dróg Wodnych powinni poświęcić więcej uwagi praktycznemu wykształceniu studentów Szkół Nawigacyjnych i Techników. Praktyka wymaga umiejętnego kierownictwa, jest ona nieodłączną, niezmiennie ważną składową częścią wykształcenia kadry szturmanów.

Słabą stroną przygotowania szturmanów dotychczas jest brak wykładowców locji specjalnej z wyższym wykształceniem i podręczników do nauki prowadzenia statków na drogach wodnych śródlądowych. Kadry wykładowców locji specjalnej rekrutowały się dotąd z najbardziej doświadczonych kapitanów ze średniotechnicznym wykształceniem. Nie rozwiązywało to w pełni zagadnienia przygotowania szturmanów z tak ważnego przedmiotu, jakim jest locja rzeczna.

Dla wypełnienia tej luki w roku 1952 utworzono 5-letni kurs specjalny prowadzenia statków żeglugi śródlądowej przy fakultecie eksploatacyjnym Gorkowskiego Instytutu Inżynierów Transportu Wodnego. W niedługim czasie w zakładach naukowych transportu rzecznej zjawia się wykładowcy z wyższymi kwalifikacjami — inżynierów mających prawo prowadzenia statków (sudowoditeli).

Nowe, będące w opracowaniu, podręczniki: „Prowadzenie statków rzecznych“, „Ekonomika, organizacja i planowanie w transporcie rzecznej“ i „Planowanie produkcyjne w transporcie rzecznej“, jakie ukażą się w najbliższym czasie, ułatwią zadania, związane z przygotowaniem szturmanów dla floty rzecznej.

Pomimo to rzeczą niezbędną jest kontynuowanie prac nad nowymi podręcznikami i pomocami naukowymi w tym zakresie, nad udoskonaleniem laboratoriów i gabinetów doświadczalnych w oddziałach szturmańskich Szkół Nawigacyjnych i Techników“.

Jak wynika z przytoczonych wypowiedzi W. S. Protasowa, poziom wykształcenia oficerów floty rzecznej radzieckiej jest wysoki. Szkoły Nawigacyjne i Technikum przygotowują kadry inteligentnych, kulturalnych, otrzymujących odpowiednie przygotowanie teoretyczne i praktyczne oficerów nawigacyjnych (szturmanów).

Nasza żegluga śródlądowa w jej obecnych niewielkich rozmiarach nie może być porównywana z żegluga radziecką.

Wymagania stawiane personelowi nawigacyjnemu statków w ZSRR nie mogą mieć zastosowania w tej samej skali w odniesieniu do naszych załóg statkowych.

Tym niemniej nie ulega wątpliwości, że podniesienie poziomu żeglugi jest ściśle uzależnione od posiadania dostatecznie licznej kadry wyszkolonych sił. Zasada ta dotyczy nie tylko wielu działów administracyjnych żeglugi, dla których znajomość techniki żeglugi, nawigacji, budowy i napraw taboru jest konieczna — w jeszcze większym stopniu dotyczy to naszych kadr załogowych, w szczególności kapitanów i mechaników statkowych.

Największe trudności przedstawia sprawa przygotowania personelu nawigacyjnego, a więc kapitanów i ich zastępców. Zagadnienie to nabiera specjalnego znaczenia, szczególnie dla żeglugi regularnej, całodobowej. Praca statku trwająca bez przerw nocnych, przy ograniczeniu do minimum zbędnych przestojów, wymaga należytej organizacji i wachtowego jej podziału na statku. Zmienia to zasadniczo praktykowany u nas dotychczas w żegludze holowniczej, uproszczony tryb pracy, przy jednoczesnym wejściu załogi, pracującej w granicach światła dziennego. Ciągłość pracy statku i holowanego pociągu w ciągu całej doby wymaga organizacji pracy co najmniej na dwie zmiany, czyli wprowadzenia kolejno zmieniających się wacht. W zasadzie prosty, nieskomplikowany podział pracy, na zmieniające się w kolejnym porządku wachty, znany od dawna w żegludze śródlądowej radzieckiej, a od setek lat w żegludze morskiej, w naszych dotychczasowych warunkach pracy żeglugi narażać pewne trudności; wynikają one nie tylko z braku kadr, ale również z faktu przejścia z bardziej prymitywnej formy pracy żeglugi do formy doskonalszej, wymagającej większej rutyny i dyscyplinowania zespołu załogowego na statku.

Poza tym ujęcie przewozów, dokonywanych przez żeglugę w ramy ściśle określonych planów pociąga za sobą konieczność ściślego powiązania z sobą wszystkich elementów aparatu przewozowego.

Czynnikiem niezmiennie ważkim tej pracy jest kapitan statku odpowiedzialny za kierownictwo statkiem, za należyte, umiejętne zorganizowanie zespołu załogowego w zwarty, świadomy swoich obowiązków kolektyw pracy, wykonujący planowe zadania, związane z pracą eksploatacyjną danej jednostki.

Rola kapitana, jako jednoosobowego administratora i gospodarza statku, ponoszącego pełną odpowiedzialność za jego pracę za jego stan techniczny, za polityczno-moralny stan załogi, jest duża. Do zasadniczych jego obowiązków należy wykonanie planu produkcyjnej pracy statku, mobilizacja jego załogi do pracy bez przestojów i bez awarii; wykonywanie rejsu ściśle według graficznego wykresu ruchu, z zachowaniem ustalonych wskaźników czasu dla danej operacji. Kapitan statku jest poza tym odpowiedzialny za utrzymanie statku i jego urządzeń w należytej sprawności i czystości, za prawidłową organizację robót statkowych, za należyłą pracę poszczególnych wacht przy pracy całodobowej oraz za utrzymanie należytej dyscypliny na statku.

W naszych warunkach w programie szkolnym Szkół Nawigacyjnych Rzecznych powinien być położony większy nacisk na przedmioty specjalne (locja ogólna, locja specjalna, prowadzenie statku z uwzględnieniem pracy holowniczej i nowej techniki w tym zakresie).

Należyte opanowanie teorii tych przedmiotów, uzupełnionych praktyką na holownikach i statkach pasażerskich, względnie na statkach szkolnych w tym celu specjalnie wyekwipowanych i posiadających doborowy zespół kormenderujących stojący na odpowiednim poziomie, może dać rezultaty pozytywne i dopomóc do przygotowania nowych kadr pracowników nawigacyjnych dla naszej żeglugi.

Z licznych przykładów jakie przynosi nam fachowa prasa radziecka widzimy, że wydajność pracy statku zależna jest w dominującej mierze od właściwego doboru załogi. W wielu przypadkach holowniki równej mocy, pracujące w jednakowych warunkach nawigacyjnych przy jednakowym obciążeniu, osiągają różne wyniki pracy eksploatacyjnej.

Główne nasze niedomagania w żegludze wynikające z braku wyszkolonej kadry nawigatorów, zdolnych do prowadzenia statków holowniczych i pasażerskich, powinno być możliwie w najkrótszym czasie usunięte. Do naszych Szkół Nawigacyjnych Rzecznych powinniśmy przy-

ciągnąć młodzież mającą zamiłowanie do pracy na wodzie, zdolną do aklimatyzacji w niełatwych warunkach pracy w żegludze. Młody narybek, posiadający po skończeniu Szkoły Nawigacyjnej Rzecznej odpowiednie przygotowanie teoretyczne po odbytej praktyce, powinien być powo-

łany do obejmowania stanowisk pomocnika kapitana, ażeby po upływie pewnego czasu pracy na tym stanowisku i zdobyciu odpowiedniego doświadczenia móc dowodzić statkiem w charakterze kapitana.

T. M.

K R O N I K A

Z OBRAD III KRAJOWEGO NAUKOWO-TECHNICZNEGO WODNO-MELIORACYJNEGO (11—12.XII.52 R.)

W uzupełnieniu opublikowanych referatów i wniosków Zjazdu podajemy streszczenie przebiegu dyskusji, nasświetlającej referowane zagadnienia.

Po referatach inż. A. Służewskiego na temat „Wpływ zmniejszania się zasobów wodnych na rolnictwo w Polsce” i doc. J. Lambora na temat „Przyczyny pogłębiających się okresów suszy na ziemiach naszych”, zabrał głos prof. dr Bac, zwracając uwagę na niewłaściwe używanie terminu „stepowanie”. Przebieg krzywej opadów rocznych w Polsce osiąga swe maksimum w lecie, na stepie natomiast opady układają się inaczej: w zimie są najwyższe, a w lecie ich nie ma. Z powyższego wynika, że w Polsce jest zjawisko odwrotne niż na stepach, ponieważ jesteśmy pod wpływem innego klimatu, zatem „stepowanie” odnośnie poznańskiego nie ma uzasadnienia. Następnie prof. Bac stwierdził, że z wygłoszonych referatów wynika niezmiennieś bilansu wodnego, a tylko zmienność rozkładu opadów, których ilość się nie zmniejsza.

Po wygłoszeniu referatu przez prof. Baccę pt. „Aktualne zagadnienia gospodarki wodnej w rolnictwie” prof. Hohendorf wyjaśnił, że zajmował się zagadnieniem zmienności opadów dla Europy, Ameryki, a obecnie opracowuje te zagadnienia dla całej kuli ziemskiej i doszedł do wniosku, że u nas nie istnieje kierunkowość zmian wysokości opadów. Następnie przytoczył wyniki przeprowadzonych badań niedosytu wilgotności powietrza w Polsce oraz średniej temperatury powietrza w Polsce oraz średniej temperatury miesięcznej i rocznej. Z badań tych wynika, że do charakterystyki rolniczej klimatu więcej przydatny jest niedosyt wilgotności niż opad. Niedosyt, będący jednocześnie czynnikiem bilansu wodnego, mówi nam jakie zasoby wodne znajdują się w glebie i w powietrzu. Z badań nad niedosytem wilgotności wynika, że okres zimowy nie przynosi wielkich strat w parowaniu w przeciwieństwie do okresu wegetacyjnego. Badania wykazały, że niektóre lata miały niedosyt dotkliwy i szkodliwy dla produkcji roślinnej. Obecnie prof. Hohendorf wykańcza pracę nad rozkładem niedosytu wilgotności w Polsce, który wykazuje wielką jego różnorodność od 500 do 1100 mm (Poznańskie 900 mm). Stanowi to niekorzystny czynnik dla wegetacji roślin. Pojedyncze lata charakteryzujące się wielkim brakiem wody mogą spowodować, że bilans wodny okaże się ujemny.

Inż. Smólska na podstawie własnych badań, przeprowadzonych dla owsa, doszła do wniosku, że zależność plonu od opadów nie istnieje. Prace Saloniaego, w których stara się on udowodnić tę zależność, nie należy traktować poważnie, bowiem szereg innych czynników w większym stopniu niż opady wpływa na plony. Zatem rzeczą melioratorów będzie projektować melioracje tak, aby współdziałanie tych czynników było jak najbardziej pożyteczne.

Inż. Ostrowski zgadza się z ogólnymi wytycznymi referatu inż. Służewskiego z pewnymi jednak zastrzeżeniami, dotyczącymi zależności plonu od opadów i stepowania w Polsce. Mówca uważa, że istnieje stosunek między wodą i produkcją na łąkach, a zależności plonów od opadów na polach ornych nie stwierdzono. Istnieją zatem inne czynniki, które wpływ niedoboru wody potrafią zniwelować w sensie pozytywnym. Następnie inż. Ostrowski kwestionował wyciąganie wniosków na podstawie krótkich okresów obserwacji opadów, jak i zbiorów, dotyczących małych obszarów. Wnioski takie okazują się często mylne. Uważa, że najważniejszym czynnikiem wpływającym na wysokość plonu nie jest strefa małych lub dużych opadów, lecz gleba i jej kultura, która przy drenażu jest właśnie wysoka. Nawilgoenie gleby na początku wegetacji ma większe znaczenie niż opady. Co się tyczy „stepowania”, to w woj. lubel-

skim, kieleckim i poznańskim tego zjawiska nie stwierdzono. Obecnie przeprowadza się na większą skalę zalesienie Poznańskiego. Zwiększenie zaś produkcji można spowodować przez podwyższenie kultury gleby bez nawodnienia (Niemcy), które jedynie będzie można stosować w krytycznych miesiącach braku opadów. W dalszym ciągu inż. Ostrowski utrzymuje, że doc. dr Lambor mówiąc o stepowaniu w Polsce nie poparł tego przekonywającymi dowodami.

Inż. Rurta podkreślił znaczenie Zjazdu, zwłaszcza ze względu na obalenie kardynalnej zasady zależności plonu od opadu. Następnie zakwestionował łączenie opadów (IV, V, VI) przez inż. Służewskiego, uważając to stanowisko za niewłaściwe ze względu na różne znaczenie opadów w poszczególnych miesiącach. W obliczeniach hydrologicznych należałoby wyodrębniać miesiące oddzielnie, prześledzić temperaturę tych miesięcy, połączyć ze środowiskiem glebowym i porównać ze zbiorem plonów, takie doświadczenie dałoby wskazówkę od czego uzależniony jest zbiór.

Prof. Stanisławski zreasyumował wyniki do jakich doszli referenci. Zostało stwierdzone, że przyczyną „stepowania” czy depresji wodnej w pasie pradoliny jest wytrzebiecie lasów i niewłaściwa technicznie melioracja. Nie przyjęto natomiast pod uwagę dość istotnych momentów, jak to, że powinien być szerzej nakreślony wpływ niedosytu wilgotności i szerzej opracowana wysokość produkcji rolniczej. Mało też została naświetlona sprawa właściwej i racjonalnej agrotechniki. Następnie podkreślił, że na plon wpływa kompleks czynników i zagadnienie wody jest mniej więcej równorzędne z innymi czynnikami, z których w poszczególnych latach coraz to inne dochodzą do głosu.

Prof. Stanisławski powiedział, że szereg zagadnień gospodarczych wymaga rozwiązań przez prace zespołowe wielu dziedzin naukowych, do których należy gleboznawstwo. Na wysokość plonu wpływa ilość rozporządzalnej wody, którą dana roślina otrzymuje w okresie wegetacyjnym, wszystko jedno jaką drogą. Następnie zwrócił uwagę na zagadnienie „stepowania”, którego przyczyną wg doc. dr Lambora jest niewłaściwe budownictwo wodne.

Doc. Lambor, dziękując mówcom za uzupełnienie jego referatu, podkreślił, że zasadniczo nie ma metody, która by określiła zmienność opadów w zależności od wzrostu zalesienia. Odnośnie wypowiedzi inż. Ostrowskiego wyjaśnił, że nie jest przeciwnikiem drenowania. Następnie poruszając w referacie zmiany biocenotyczne opierał się na danych dostarczonych przez przyrodników w postaci prac i wypowiedzi, na podstawie których można stwierdzić przesuwanie się biocenozy w kierunku bardziej stepowym. Przyczyną tego jest zbytne wylesienie i odwodnienie terenów bez możliwości nawodnienia w okresach posuchy.

Prof. Sławiński podkreślił znaczenie wody jako jednego z wielu czynników, działających kompleksowo. Wydzielanie jednego czynnika jest trudne, wobec czego kombinacje z opadami nie dają pewnego rezultatu. Potwierdza, że u nas nie ma stepowania, jest raczej kontynentalizacja. Zapotrzebowanie wody zwiększa się w związku ze wzrostem produkcji.

Prof. Turczynowicz zwraca uwagę na charakter i rozkład opadów (ulewy i deszcze małe), które mają duże znaczenie dla wegetacji. Poruszył również sprawę, dotyczącą straty wody w rzekach o przepuszczalnym dnie, na co powinni zwrócić uwagę melioranci.

Prof. Bac podkreśla, że dla gleb jest bardzo ważna dobra gospodarka wodna, uzależniona od melioranta, toteż należy podać wniosek, aby nauka melioracji została szerzej potraktowana na wydziałach agrotechnicznych w sensie powstania działów szczegółowej melioracji przyrodniczej i budowy melioracyjnych.

Inż. Służewski wyjaśnił, że nie miał odpowiednich materiałów dla wyjaśnienia wpływu wody na florę

(żyto i pszenice) i z konieczności posługiwał się metodą statystyczną, która nie jest naukowa.

Na tym dyskusję nad referatami inż. Słuzewskiego, doc. Lambora i prof. Baca zamknięto.

Po wygłoszeniu referatu przez inż. Obuchowskiego pt. „Analiza wyników wykonanych melioracji dolin rzecznych” i przez inż. Kulwiecia pt. „Najbardziej odpowiednie w naszych warunkach sposoby nawadniania” zabrał głos inż. Kwapiszewski. Podkreślił on wpływ człowieka (rolnika), od którego uzależniony jest spływ powierzchniowy oraz na ilość zamagazynowanej wody w glebie. Należy zatem odpowiednio wyszkolić rolników oraz wykorzystywać zalewy wodami rzecznyymi również dla celów nawożących. Zastosowanie drenowania kreciego na torfach daje dobre wyniki.

Prof. Niewiadomski zwrócił uwagę, że celem uzyskania żyzności gleb torfowych w gospodarce torfowej nie jest osiągnięcie struktury gruzełkowej, lecz włóknistej. Poruszył poza tym sprawę nawodnień okresowych, stosowanych w poszczególnych porach roku. Największy wpływ na zretencjonowanie wody w glebie ma dopływ wody w jesieni, gdyż opad zimowy jest dla gleby prawie stracony.

Prof. Ostromięcki zaznaczył, że procesy torfienia występują tam, gdzie jest brak wody, następnie poruszył sprawę podawania wody i jej niedoborów. Omawiał konieczność udoskonalenia kompleksu zabiegów celem podwyższenia plonów. Odczuwany potrzebę agromeliorantów, którzy łączyliby w sobie specjalność wodną, leśną i rolniczą z nastawieniem na przekształcenie obiegu wody w zlewni.

Inż. Prończuk uważa, że metoda statystyczna zastosowana przez inż. Słuzewskiego daje do pewnego stopnia wskazówki, jeżeli chodzi o zrozumienie problemów gospodarki wodnej. Następnie omawiał zagadnienie gospodarowania melioracyjnego, podkreślając, że brak wody, które nie wypływają ze zmian klimatycznych, lecz ze złego rozrządu wody, są wynikiem złego gospodarowania zarówno w zlewni, jak i w mniejszym obieku. Łąkarze i melioranci powinni ze sobą współpracować, gdyż zagadnienie ruchu wody jest dla łąk bardzo ważne. Powinno również mieć miejsce współdziałanie łąkarstwa z leśnictwem ze względu na konieczność zalesienia, zwłaszcza strumych zbroczy, co przyczyni się do ułatwienia gospodarki wodnej.

Inż. Orkisz zwrócił uwagę na znaczenie wody węglanej, którą można by było wykorzystać dla celów nawadniających i poruszył sprawę niebezpieczeństwa nawodnień w okresie przymrozków.

Przy końcu dyskusji zabrał głos prof. B a c. Zwrócił on uwagę na niekiek warszawską, do której skutkiem dużego poboru wody ze studni głębinowych zaczęło się podziemne przelewanie wody aż z rejonu Ciechocinka, na co nie można pozwolić. Bilans wody węglanej musi być utrzymany, studni głębinowych stosować zatem nie można.

Prof. B a c. podkreślił, że koledzy i profesorowie przyjeżdżający ze Związku Radzieckiego dali nam szereg cennych informacji, zalecając jednak wypróbowanie metod radzieckich na naszym własnym terenie bez ślepego naśladowania. Następnie zwrócił uwagę na celowość wprowadzenia na Żuławach, stosownie do cennej rady uczonych radzieckich, ruchomej stacji pomp, zmontowanej na pontonach, która by posuwając się mogła szeroko nawadniać tereny.

Wreszcie po odczytaniu wniosków Zjazdu, umieszczonych już w nr 2 „Gospodarki Wodnej”, prof. Turczyński o w i c z zamykając Zjazd podkreślił wielkość zadań meliorantów, którym w obecnej chwili przypada rola przekształcania przyrody. Jednak dodatnie wyniki osiągnięte są tylko wówczas, gdy melioratorzy zostaną wszechstronnie wykształceni.

L. S.

NARADA W SPRAWIE OSZCZĘDNEGO PROJEKTOWANIA URZĄDZEŃ GOSPODARKI WODNEJ KOMUNALNEJ I PRZEMYSŁOWEJ

W dniu 13.XI.1952 r. odbyła się w Min. Gosp. Komunalnej narada w sprawie omówienia zasad i ustalenia wytycznych oszczędnościowego projektowania urządzeń wodociągowo-kanalizacyjnych.

Na naradzie wygłoszone zostały referaty prof. Zaczynskiego o wytycznych oszczędnościowego projektowania urządzeń gospodarki wodnej komunalnej i przemys-

słowej oraz inż. Riedla o zasadach ekonomicznego projektowania¹⁾.

Na tle wygłoszonych referatów rozwinęła się dyskusja, w której udział wzięło ogółem 20 uczestników.

W dyskusji poruszono między innymi następujące zagadnienia:

- brak, mimo wydanych w tym względzie instrukcji, ściślejszej współpracy między urbanistą, opracowującym plany zagospodarowania przestrzennego a inżynierem sanitarnym. Taka współpraca, uwzględniająca wymagania późniejszych urządzeń wodociągowych i kanalizacyjnych często może stanowić o możliwości znacznego ekonomicznego zaprojektowania tych inwestycji. Szczególnie duże możliwości istnieją w zakresie urządzeń kanalizacyjnych;
- jednym z poważniejszych utrudnień przy opracowywaniu dokumentacji dla wodociągów i kanalizacji jest brak w ogóle planów urbanistycznych, w związku z czym należy zastanowić się nad znalezieniem środków przyspieszenia opracowania planów urbanistycznych, przynajmniej w zakresie umożliwiającym wykonanie dokumentacji dla wodociągów i kanalizacji;
- jako podstawowy warunek uzyskania oszczędności przy projektowaniu inwestycji wysunięto konieczność opracowywania dokumentacji w kilku alternatywach, przede wszystkim na etapie opracowania założeń oraz projektu wstępnego. Oba te stadia dają w tym względzie największe możliwości przez analizę i porównanie wyboru najodpowiedniejszego rozwiązania;
- plany urzędzenia placu budowy są sporządzane z reguły dopiero w okresie realizacji inwestycji; okoliczność ta uniemożliwia kosztorysantowi dostatecznie wczesne zorientowanie się co do sposobu zamierzonego wykonawstwa (sprzęt, maszyny, środki transportowe itd.) i co za tym idzie uwzględnienie tego sposobu przy opracowywaniu kosztorysu urzędowego;

W dyskusji zabierali głos między innymi:

Prof. Rudolf, który podkreślił:

- konieczność włączania się przez inżynierów sanitarnych do pracy przy tworzeniu urbanistycznych projektów zagospodarowania przestrzennego już w stadium powstawania założeń tych projektów,
- konieczność doboru weryfikatorów o najwyższych kwalifikacjach, stosownie do problematyki projektu, korzystając w tym celu z sił naukowych instytutów i uczelni,
- że warunkiem ekonomicznego projektowania jest dokładna znajomość przez projektanta warunków eksploatacji urządzeń wodociągowo-kanalizacyjnych,
- że duże oszczędności może dać praca dobrze zaorganizowanych komórek studiów oraz jak najszerzej podjęta normalizacja urządzeń i elementów wodociągowo-kanalizacyjnych,
- że celem umożliwienia dokonania wyboru najwłaściwszego pod względem ekonomicznym rozwiązania, dokumentacja techniczna powinna być opracowywana w wariantach, w szczególności dotyczy to założeń projektów i projektów wstępnych.

Inż. Petrozolin zwrócił uwagę na konieczność wydania przez odpowiednie władze zarządzeń na tle wyników narady, a ponadto podkreślił ogromne znaczenie dla sprawy oszczędności:

- ustalenia norm zużycia wody i współczynników rozbioru wody i spływu,
- wydanie szczegółowej instrukcji o zasadach sporządzania dokumentacji projektowo-kosztorysowej z zakresu wodociągów i kanalizacji,
- opracowania projektów typowych dla elementów powtarzających się.

Inż. Skoraszewski stwierdził, że:

- sprawa oszczędności w budowie wodociągów i kanalizacji jest zagadnieniem skomplikowanym. Ocena uzyskanych przy budowie fragmentu urządzeń wodociągowo-kanalizacyjnych oszczędności powinna być dokonywana pod kątem widzenia kosztów budowy, eksploatacji i amortyzacji całości tych urządzeń w danej miejscowości. Zdarza się bowiem w praktyce, że oszczędne zaprojektowanie jakiegoś fragmentu nie daje oszczędności istotnych z punktu widzenia eksploatacji całości urządzeń i odwrotnie, często nieoszczędne,

¹⁾ „Gospodarka Wodna” Nr 1/53 str. 24 i 26.

na pozór, zaprojektowanie fragmentu daje w ostatecznym wyniku poważne oszczędności;

- oszczędne projektowanie zależy przede wszystkim od stopnia inteligencji projektanta i odpowiednich warunków jego pracy. W pierwszym rzędzie projektant nie powinien znajdować się pod presją błyskawicznych, nierealnych terminów wykonania projektu;
- największe oszczędności można uzyskać w wykonawstwie, w związku z tym wypróbowane metody i osiągnięcia w wykonawstwie powinny być publikowane w formie instrukcji, co nie zawsze ma miejsce, np. instrukcja o układaniu rur żelaznych, opracowana przez Dyрекcję Wodociągów i Kanalizacji w Warszawie nie została dotychczas ogłoszona.

W konkluzji inż. Skoraszewski stwierdził, że poszukiwanie najoszczędniejszych rozwiązań w zakresie wodociągów i kanalizacji ma duże znaczenie z tego względu, że ogólna wartość tych urządzeń w stosunku do globalnej wartości nieruchomości w danym mieście wynosi od 3 do 6%.

Inż. Michalik stwierdził, że:

- aby uniknąć szkód wynikających dla miasta z wadliwego rozmieszczenia dzielnic mieszkaniowych, nie liczącego się z możliwością ich skanalizowania i zaopatrzenia w wodę, PKPG powinno wydać zarządzenie przewidujące konieczność dołączenia do projektu planu zagospodarowania przestrzennego elaboratu, w którym będą rozpracowane zagadnienia wodociągowo-kanalizacyjne;
- dla usprawnienia prac projektowych powinny być jak najrychlej zatwierdzone i ogłoszone normy zużycia wody oraz zasady obliczania wód opadowych;
- również w celu usprawnienia prac projektowych oraz uniknięcia ujemnych skutków niezajomości najnowszej literatury technicznej (zwłaszcza zagranicznej) należałoby spowodować wydanie przez PKPG zarządzenia zapewniającego biurom projektowym prawo pierwszeństwa w nabywaniu ukazujących się na rynku książek z zakresu literatury technicznej;
- PKPG powinno nałożyć na Centralę Zbytu Maszyn, Aparatów i Urządzeń obowiązek natychmiastowego przesyłania biurom projektowym katalogów oraz uzupełnień do tych katalogów, jakie wynikają ze zmian w produkcji przemysłowej. Uniknie się przez to wprojektowywania maszyn i urządzeń, które zostały wycofane z produkcji.

Inż. Jenz wypowiedział następujące poglądy:

- projekty wodociągów i kanalizacji miast i osiedli stanowią część składową projektów urbanistycznych i z tego względu współpraca pracowni urbanistycznych i techniki sanitarnej powinna być prowadzona od początku zaprojektowania planów urbanistycznych, tj. od ustalenia wytycznych, kończąc na szczegółowych planach zagospodarowania przestrzennego;
- należy opracować dokładne wytyczne odnośnie zapotrzebowania wody poławowej. Obecne wytyczne są rozmaicie rozumiane przez projektantów. W małych miastach i osiedlach przekroje rur wypadają zbyt duże. Przekroje rur 100 mm okazują się niedostateczne i projektuje się rury $\varnothing$ 150 mm. Należy w asortymencie rur zachować średnice 125 mm, co da pewne oszczędności;
- obniżenie kosztów budowy sieci wodociągowej przez zastosowanie rur z materiałów zastępczych jest zagadnieniem bardzo ważnym i może dać duże oszczędności przy budowie wodociągów, gdzie koszt materiałów znacznie przekracza koszt robocizny. Studia nad zagadnieniem produkcji rur betonowych, żelazobeto-

nowych, eternitowych, a może i szklanych powinny być ześrodkowane w specjalnie stworzonej komórce badawczej, współpracującej z wytwórniami rur;

- koszty urządzenia i eksploatacji oszyszczania ścieków stanowią duży nakład finansowy w stosunku do całej kanalizacji. Rozporządzenie z dnia 2.IX.50 r. określa warunki, jakim powinny odpowiadać ścieki odprowadzane do odbiorników. Przepisy są zbyt ostre i wymagają budowy zbyt kosztownych urządzeń, ażeby zadość uczynić tym wymogom;
- wykorzystanie ścieków dla celów rolnych lub ogrodniczych może obniżyć koszty budowy i eksploatacji urządzeń oczyszczających, lecz to zagadnienie napotyka na duże trudności wobec niezrozumienia tego zagadnienia przez sfery rolnicze. Przeprowadzone pertraktacje z administracją PGR oraz gminnymi i powiatowymi Radami Narodowymi nie dają pozytywnych rezultatów. Sprawą tą powinny zainteresować się odpowiednie władze i odgórnie dać wskazówki organizacjom rolniczym.

Inż. Zamorski zgłosił następujące uwagi i postulaty:

- opracowanie większych projektów powinno być konsultowane przez specjalistów względnie naukowców z poza biur projektowych (niezależnie od konsultacji, wykonywanych przez kierowników pracowni i kierowników działów branżowych tych biur);
- zastosowanie materiałów zastępczych można w projektach uwzględniać dopiero po przeprowadzeniu prób, doświadczeń i badań oraz uzgodnieniu z wytwórniami i wykonawcami;
- należy uzgadniać projekty oczyszczania ścieków z władzami wodnymi, sanitarnymi i komunalnymi. Zachodzi konieczność ustalenia jednolitej władzy uprawnionej do zatwierdzania projektów wodociągów i kanalizacji, opracowanych przez różne resorty.

Inż. Rochacz wysunął następujące propozycje:

- wydawania przez CBS i PBK biuletynów informujących o ciekawszych zatwierdzonych projektach, nowych materiałach i maszynach (pompy, kompresory, dmuchawy itp.);
- urządzania narad produkcyjnych Głównych Inżynierów biur projektowych różnych resortów celem porównania programów pracy, omówienia planów produkcyjnych itd.

Podsumowania dyskusji dokonał prof. Zaczynski, dzieląc wielokrotnie w dyskusji podkreślany pogląd, że brak norm, wskaźników, instrukcji itd. w dużym stopniu utrudnia oszczędne projektowanie; stwierdził jednocześnie, że zaradzić temu brakowi można jedynie przez włączenie się projektantów — jako praktyków — do opracowywania tych istotnych dla właściwego projektowania elementów. W związku z tym prof. Zaczynski apelował do zebranych o branie jak najszerszego udziału nad opracowaniem normatywów technicznych i ekonomicznych oraz instrukcji i wytycznych, koniecznych przy projektowaniu.

Na zakończenie narady przemawiał przedstawiciel PKPG inż. Budaszewski, który stwierdził, że dyskusja wniosła wiele cennego, aktualnego materiału, który posłuży jako wytyczne do dalszego rozpracowania i pogłębienia zagadnień oszczędnościowych na etapie projektowania urządzeń wodociagowych i sanitarnych dla miast i przemysłu.

Inż. Budaszewski zapowiedział wydanie, w dostosowaniu do naszych warunków gospodarczych, nowej instrukcji w sprawie zasad projektowania oraz instrukcji ustalającej normy zużycia wody pitnej i wody przeciwpożarowej.

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, inż. JAN WOKROJ

SEKRETARZ REDAKCJI — HALINA MIKULSKA

REDAKTOR TECHNICZNY — JÓZEF IŻYCKI

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

Konkurs na recenzję książki technicznej

W walce o nową, przyspieszającą postęp książkę techniczną — twórcza krytyka w formie recenzji dopomaga, ułatwia, udoskonala pracę autora i wydawcy oraz zwiększa czytelnictwo piśmiennictwa technicznego.

Zarówno w samej książce, jak w jej ocenie powinny być uwzględnione przede wszystkim: najnowsze zdobycze polskiej myśli technicznej naszych uczonych, racjonalizatorów, wynalazców, nowatorów, olbrzymie osiągnięcia przodującej nauki i techniki radzieckiej rewolucjonizującej metody pracy ludzkiej, dorobek techniczny krajów demokracji ludowej, krytycznie ocenione prace z dziedziny techniki w innych krajach oraz powiązanie treści i ujęcia praktyką ze szczególnym uwzględnieniem potrzeb czytelnika-robotnika.

Dotychczasowy stan recenzji omawiający krytycznie wydaną w Polsce książkę techniczną nie jest zadowalający zarówno pod względem ilościowym jak i jakościowym.

Dążąc do pobudzenia ruchu recenzyjnego i wzmocnienia pracy twórczej w tym zakresie Państwowe Wydawnictwa Techniczne (PWT) ogłaszają konkurs na najlepsze recenzje książek technicznych wydanych przez PWT.

WARUNKI KONKURSU

1. Recenzja powinna dotyczyć wydanej przez PWT książki, oryginalnej lub tłumaczonej, z wyłączeniem instrukcji oraz prac badawczych instytutów naukowo-badawczych.
2. Przedmiotem konkursu są podpisane recenzje, opublikowane w czasopismach wydanych za rok 1953, a mianowicie:
 - 2.1. w czasopismach technicznych wydawanych przez Naczelną Organizację Techniczną (NOT) i PWT — wszystkie wydrukowane recenzje, bez specjalnych zgłoszeń,
 - 2.2. w innych czasopismach — po zgłoszeniu do PWT egzemplarza czasopisma z wydrukowaną recenzją, z zaznaczeniem na egzemplarzu: „Konkurs na recenzję“.
3. Przy ocenie recenzji brane będą pod uwagę przede wszystkim następujące kryteria:
 - 3.1. twórcza krytyka i ocena treści recenzowanej książki, a w szczególności następujących jej cech:
 - 3.1.1. walory ideologiczne,
 - 3.1.2. przydatność i aktualność tematu dla potrzeb gospodarki narodowej,
 - 3.1.3. oryginalność ujęcia i opracowania tematu,

- 3.1.4. poprawność opracowania tematu (zgodność ze współczesną nauką, jasność ujęcia i wy-czerpanie, układ itd.),
- 3.1.5. dostosowanie ujęcia tematu do poziomu czytelnika, dla którego przeznaczono książkę, ze szczególnym uwzględnieniem potrzeb robotnika,
- 3.1.6. poprawność słownictwa technicznego,
- 3.1.7. poprawność językowa,
- 3.1.8. celowość, trafność i poprawność zilustrowania treści rysunkami, fotografiami, wykresami,
- 3.2. twórcza krytyka i ocena wykonania edytorskiego recenzowanej książki, a w szczególności następujących elementów:
 - 3.2.1. układ typograficzny,
 - 3.2.2. szata zewnętrzna,
 - 3.2.3. poprawność wykonania technicznego,
- 3.3. poprawność opracowania recenzji,
- 3.4. okres czasu, jaki dzieli ukazanie się książki od ogłoszenia recenzji.

4. W skład Sądu Konkursowego wchodzi przedstawicie:

Naczelnej Organizacji Technicznej,
Centralnego Instytutu Dokumentacji Naukowo-Technicznej,
Państwowych Wydawnictw Technicznych.

5. Wyniki konkursu ogłoszone będą do dnia 30 czerwca 1954 r.

6. Autorom najlepszych recenzji zostaną przyznane następujące nagrody:

— nagroda pierwsza	zł 2 000
— dwie nagrody drugie po	„ 1 500
— trzy nagrody trzecie po	„ 1 000

7. Jeśli na podstawie oceny Sądu Konkursowego zajdzie potrzeba podziału każdej z przewidzianych nagród albo zmniejszenia ogólnej liczby nagród, to Państwowe Wydawnictwa Techniczne zastrzegają sobie prawo dokonania takiej zmiany.

Wszelkich dodatkowych wyjaśnień dotyczących konkursu udziela Dział Informacji i Propagandy PWT, Warszawa, ul. Mazowiecka 2/4, tel. 749-92 do 98.

PAŃSTWOWE WYDAWNICTWA TECHNICZNE

Warszawa, luty 1953 r.

Nakładem Państwowych Wydawnictw Technicznych została wydana i ukazała się w sprzedaży księgarskiej książka opracowana przez Naczelną Organizację Techniczną pt.

GOSPODARKA REMONTOWA

format B5, s. 304, rys. 96, tablice, cena zł 8.—

Książka napisana w oparciu o materiały i rezolucje Pierwszej Krajowej Narady Remontowej oraz doświadczenia techniki radzieckiej, stawia po raz pierwszy w Polsce zagadnienie gospodarki remontowej pod kątem całości rozwiązań organizacyjnych i technicznych. Celem jej jest mobilizacja kadr technicznych do walki o przedłużenie życia maszyn oraz o maksymalne wykorzystanie zdolności produkcyjnej zakładów wytwórczych.

Książka omawia szereg konkretnych tematów z zakresu postępowych metod technologii remontów oraz podaje obszerną bibliografię liczącą ponad 700 pozycji z literatury polskiej i zagranicznej, szczególnie radzieckiej. „GOSPODARKA REMONTOWA” może być z pożytkiem wykorzystana przez wszystkich pracowników służb produkcyjnych, w szczególności konserwacyjno-remontowych, może również służyć jako lektura pomocnicza w szkołach średnich i wyższych technicznych.

Książkę „Gospodarka Remontowa” można nabywać w księgarniach technicznych Domu Książki oraz zamawiać (do przesyłki pocztą) w następujących ekspozyturach Domu Książki:

Warszawa — ul. Wiejska 16
Bydgoszcz — ul. Parkowa 2
Poznań — Pl. Kolegiacki 17
Łódź Fabr. — ul. Piotrkowska 96
Kielce — ul. M. Buczka 33
Lublin — ul. Dąbrowskiego 8
Białystok — ul. Sienkiewicza 2
Olsztyn — Pl. Wolności 2/3

Gdańsk — ul. Miszewskiego 16
Koszalin — ul. Grunwaldzka 1
Szczecin — Wojska Polskiego 29
Zielona Góra — Rynek Drzewny 1
Wrocław — ul. Rynek 60
Opole Główne — ul. Kropidły 5
Stalinogród — Pl. Wolności 12a
Kraków — ul. Smoleńsk 33
Rzeszów — ul. Asnyka 18.

PAŃSTWOWE WYDAWNICTWA TECHNICZNE

Nowości wydawnicze

- Bruins D. H.:** Obrabiarki do metali. Tłum. z niem. T. Pietrzkiewicz. 1953. S. 305, zł 19.— (w oprawie).
- Dietrych J.:** Osadzarki. 1953. S. 204, zł 20.40 (w oprawie)
- Foryst J.:** Wytrawianie stali. 1953. S. 48, zł 2.60.
- Hoare W. E.:** Blacha biała. Produkcja i zastosowanie. Tłum. z ang. K. Tarnowski. 1953. S. 40, zł 2.80.
- Ignatow I. I.:** Młoty matrycowe. Tłum. z ros. K. Bosiacki. 1953. S. 367, zł 38.30 (w oprawie).
- Mechanik. Poradnik techniczny.** Dzieło zbiorowe pod red. A. T. Truskolańskiego. Tom II. Część 3. Wyd. 3 całkowicie przerobione. 1953. S. 666, zł 76.— (w oprawie).
- Mechanik. Poradnik techniczny.** Dzieło zbiorowe pod red. A. T. Truskolańskiego. Tom IV. Część 3. Wyd. 3 całkowicie przerobione. 1953. S. 666, zł 76.00 (w oprawie).
- Obrąpalski J.:** Gospodarka energetyczna. 1953. S. 336, zł 31.— (w oprawie).
- Pietrzkiewicz T.:** Pomiar mocy silników spalinowych. 1953. S. 120, zł 8.50.
- Przestępski W.:** Tynki w budownictwie. 1953. S. 132, zł 17.30
- Szczukariw B. A.:** Metody potokowe w produkcji wielkoseryjnej. Tłum. z ros. W. Kamiński. 1953. S. 151, zł 14.10.
- Szmirek J.:** Powietrzne wiertarki obrotowe. Obchodzenie i naprawa. 1953. S. 35, zł 1.80.
- Szupp B.:** Kurs spawania acetylenowego (w pytaniach i odpowiedziach). Wyd. 5 niezmiennione. 1953. S. 108, zł 4.50
- Technika bezpieczeństwa w górnictwie.** Praca zbiorowa, tom XVIII. 1953, S. 491, zł 45.50 (w oprawie).
- Tomaszewski A.:** Zarys metrologii warsztatowej. Podstawy teoretyczne i środki miernicze do pomiarów długości i kątów. 1953. S. 431, zł 58.50 (w oprawie).
- Zniński Z.:** Stolarstwo budowlane. Część 2. Analiza jednokowa robocizny i zużycia materiałów robót stolarskich budowlanych. 1953. S. 123, zł 38.— (w oprawie).
- Zyszkowski Z.:** Podstawy elektroakustyki. 1953. S. 682, zł 58.— (w oprawie).

Książki wydane poprzednio:

- Akimow C. W.:** Podstawy nauki o korozji i ochronie metali. Tłum. z ros. M. Orman. 1952. S. 359, zł 56.—.
- Gosztowtt L.:** Usprawnienie obsługi i modernizacja pras hydraulicznych. 1952, s. 88, zł 11.60.
- Gosztowtt L.:** Uszczelnienia. 1951, s. 230, zł 22.—.
- Kataliza i katalizatory.** Praca zbiorowa. 1952, s. 373, zł 59.—.
- Kowalski F.:** Egzamin mechanika motopompy. 1952, s. 166, zł 12.— (w oprawie).
- Kreid F.:** Obrona i sprzęt przeciwpożarowy w pożarnictwie. 1952. s. 121, zł 7.—.
- Lipowicz R.:** Urządzenia chłodnicze sprężarkowe. Działanie i obsługa. 1952, s. 92, zł 10.—.
- Maślanka Z.:** Korozja i ochrona przed korozją magnezu i jego stopów. 1950, s. 83, zł 16.50.
- Nowakowski W.:** Metody oczyszczania wody zasilającej kotły parowe. 1951, s. 203, zł 23.—.
- Olczakowski N., Ficki Z.:** Woda w zakładach przemysłowych. 1952, s. 238, zł 35.—.
- Olczakowski W.:** Zmiękczenie wody w wymiennikach stwardniających. 1953, s. 31, zł 2.30.
- Oszczędna gospodarka węglem.** Praca zbiorowa. 1951, S. 338, zł 38.—.
- Przychodzki J.:** Straty ciśnienia w armaturze wodociągowej. 1952, s. 25, zł 13.—.
- Riedel A.:** Drogi wodne w Planie Sześcioletnim. 1952, S. 67, zł 6.—.
- Riedl R.:** Urządzenia i ruch gazowni. Tłum. z czeskiego J. Obidowicz i J. Czaplicka. 1952, s. 506, zł 80.—.
- Rosner W.:** Kontrola ruchu urządzeń do ulepszania wody. 1950, s. 95, zł 10.—.
- Sawaszyński I.:** Przeciwożarowe zaopatrzenie wodociągów. Wyd. 1, część 1. 1950, s. 152, zł 9.—. Część 2. 1950, S. 336, zł 18.50. Część 3 i 4. 1950, s. 203, zł 12.50.
- Stefanowski B.:** Chłodnictwo. 1952, s. 367, zł 60.—.
- Tolloczko B.:** Kotły parowe. Tom 1. Zeszyt 1. 1951, s. 8.—. Zeszyt 2. 1952, s. 147, zł 5.—.
- Wolozyn S.:** Wykaz materiałów stosowanych do wyrobu urządzeń odpornych na korozję. 1952. s. 142, zł 14.—.

Do nabycia w księgarniach technicznych Domu Książki.

Technika ochrony pracy służy zachowaniu przy życiu i zdrowiu największego dobra narodu, jakim jest człowiek pracy, zwiększaniu jego wydajności i usprawnieniu produkcji.

Każdy inżynier i technik, pracujący zarówno w terenie, jak i w instytucjach centralnych, powinien znać i stosować przepisy o ochronie pracy, jak również śledzić postęp myśli technicznej, lekarskiej i społecznej w tym zakresie.

Miesięcznik „Ochrona Pracy”

przeznaczony dla inżynierów i techników ruchu

- zawiera wiele pożytecznych informacji i danych z wszelkich dziedzin związanych z ochroną pracy, wskazuje konieczność oparcia metod postępowania w bezpieczeństwie i higienie pracy na podstawach naukowych,
- daje przykłady sposobów, metod, wzorów konstrukcji, rozwiązań, etc. z terenu kraju oraz Związku Radzieckiego i krajów demokracji ludowej,
- porusza nowe problemy techniczno-organizacyjne, wiąże nową technikę z ochroną pracy.

Technicy i inżynierowie ruchu! Jesteście odpowiedzialni za stan bezpieczeństwa i higieny na swoim odcinku pracy.

Czytajcie „Ochronę Pracy”, która Wam niesie pomoc w Wszyskich codziennych obowiązkach.

Prenumeratę przyjmuje PPK „RUCH” w Warszawie i Oddziałach prowincjonalnych; prenumerata roczna — 48 zł, prenumerata półroczna — 24 zł. Konto PKO I-17400/110.