

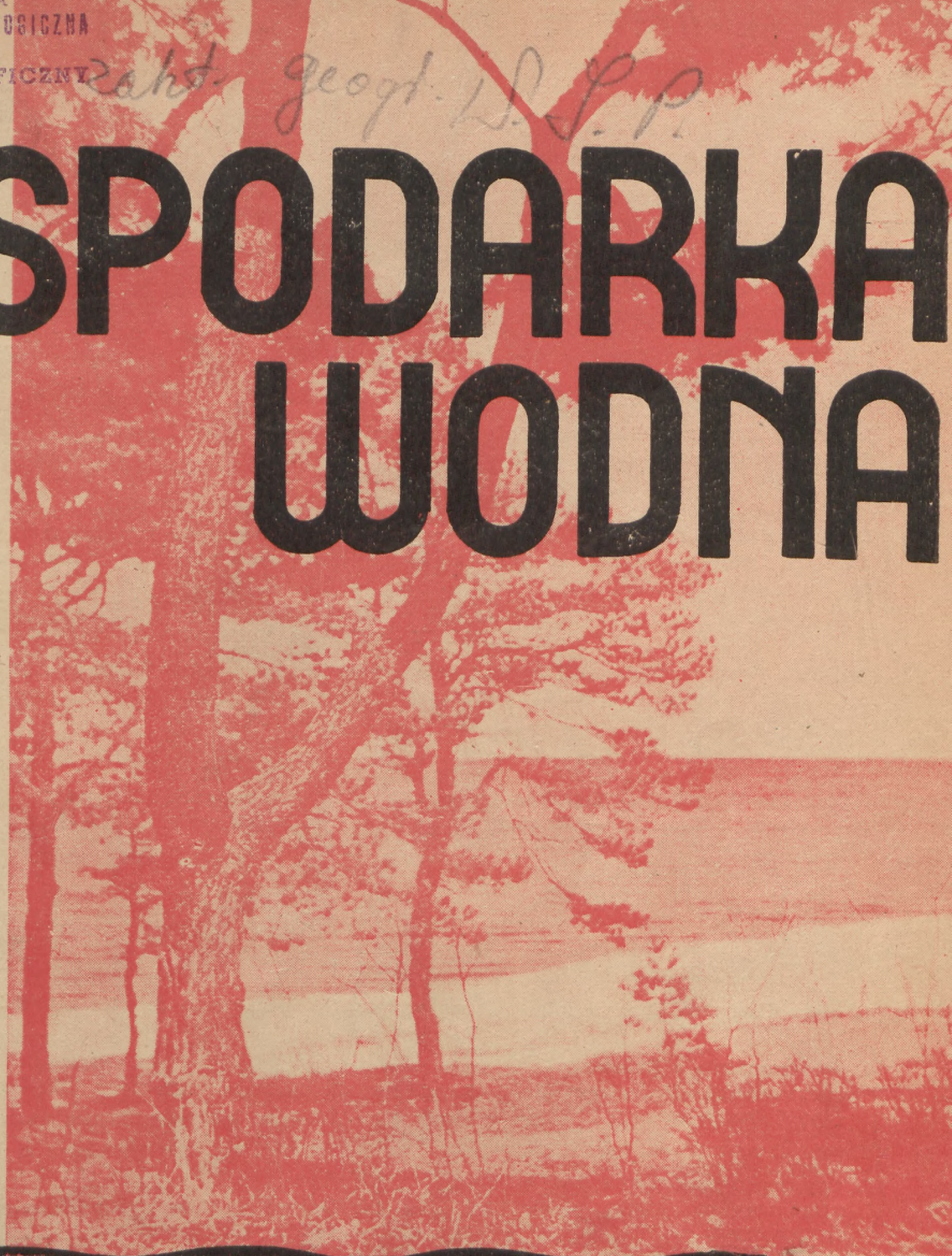
PAŃSTWOWA
WYŻSZA SZKOŁA PEDAGOGICZNA
W GDAŃSKU
INSTYTUT GEOGRAFICZNY

Zakł. Geogr. U.S.P.

GOSPODARKA WODNA

Burda

rod.



MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI
I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XII

WARSZAWA, MAJ 1952 r.

Nr 5

WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

T R E Ś Ć

DZIAŁ I — PLANOWANIE, ORGANIZACJA

Na 60-lecie urodzin Bolesława Bieruta	161
Inż. Leonard Skibniewski — Gospodarka wodna w Niemieckiej Republice Demokratycznej na tle 5-letniego planu	163
Inż. Włodzimierz Skoraszewski — Melioracje miejskie	166

DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

Inż. Jan Ćmikiewicz — Metody badania współczynnika przepuszczalności gruntu	168
Inż. Jerzy Ostrowski — Nawodnienie wiosenne użytków zielonych	170

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

Inż. Antoni Obuchowski — Dostosowanie regulacji rzek do wymogów rolnictwa	172
Inż. Józef Liebfeld — Normalizacja prac w zakresie sporządzania projektów wodociągowych i kanalizacyjnych	176

DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO

Prof. Inż. Władysław Kollis — Kurzawka, jako grunt w budownictwie wodnym w świetle nowych badań	182
Inż. Kazimierz Puczyński i Inż. Tadeusz Suszczewski — Zapuszczanie obiektów żelbetowych w grunty wodonośne	185

DZIAŁ V — EKSPLOATACJA

Dr Inż. Jan Wierzbicki — Nawodnianie paszowisk naturalnych wodami ściekowymi	189
Inż. Leonard Skibniewski — Bruzdowy system nawodniania ściekami	192

С о д е р ж а н и е.

S O M M A I R E

C O N T E N T S

60-летие Рождения Болеслава Бепута.	60-me anniversaire de naissance de Boleslaw Bierut	60-th birthday of Boleslaw Bierut
Водное хозяйство в Немецкой Демократической Республике на фоне 5-летнего плана.	Aménangement des eaux dans la République Democratique Allemande sur le fond du plan quinquennal.	Water management in German Democratic Republic on the ground of the 5-year plan.
Городские мелиорации.	Hydraulique urbaine.	Town water catchment works.
Исследовательские методы для определения коэффициента фильтрации грунта.	Méthodes d'exploration établissant le coefficient de filtration du sol.	Testing methods of the coefficient of soil filtration.
Весенние обводнения зеленых культур.	Irrigation vernal des terrains verts.	Spring irrigation of green areas.
Регуляция реки с учетом потребностей земледелия.	Regularisation des rivières adaptée aux besoins de l'agriculture.	River regulation as applied to the needs of agriculture.
Нормализация технической документации в области водоснабжения и канализации.	Normalisation de la documentation technique dans la domaine de l'hydraulique urbaine.	Normalisation of technical documents in the sphere of water supply and sewer system.
Плывучий песок и его технические свойства на основе новейших исследований.	Sable boullant et ses propriétés techniques en consideration des études récentes relatives.	Fluent sand its technical properties on the ground of recent researches.
Опускание железо-бетонных колодцев в водоносную почву.	Enfoncement des puits forcés en béton armé dans le sol aquifère.	Pushing down the reinforcement concrete wells into the aquiferous soil.
Обводнение естественных фуражных земель сточными водами.	Irrigation des terrains de pâturage naturel par les eaux d'égout.	Irrigation of the natural pasture-grounds by the sewerages.
Бороздовая система обводнения сточными водами.	Système de sillons pour l'irrigation par des égouts.	Furrow system of town sewerage irrigation.

GOSPODARKA WODNA

MIESIĘCZNIK

POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XII

WARSZAWA, MAJ 1952 R.

Nr 5 (66)

Na 60-lecie urodzin Bolesława Bieruta

Corocznie podejmowane zobowiązania z okazji Święta 1 Maja, zobowiązania robotników, chłopów i pracowników umysłowych, w tym roku nabrały szczególnego znaczenia. Powodem tego jest żywiołowy entuzjazm, z jakim wszyscy współzawodniczący przystąpili do uczczenia 60 rocznicy urodzin Bolesława Bieruta, Prezydenta Polski Ludowej, Przewodniczącego Polskiej Zjednoczonej Partii Robotniczej.

Apel załogi Państwowej Fabryki Wagonów („Pafawagu”), chłopów gromady Chraplewo oraz członków spółdzielni produkcyjnej w Miłlinie został podchwycony przez cały naród, niosący w darze urodzinowym Pierwszemu Obywatelowi Polski nie spotykaną dotychczas ilość i rodzaj podjętych zobowiązań. Wśród współzawodniczących nie zabrakło nikogo — robotnicy, chłopci, pracownicy umysłowi, artyści, uczeni — cały Naród czci dzień 18 kwietnia i Święto 1 Maja.

Sposób, w jaki najszerze masy pracujące czczą 60-lecie urodzin Bolesława Bieruta, świadczy nie tylko o głębokim i serdecznym przywiązaniu do Osoby Prezydenta, ale również o wysokim poziomie świadomości politycznej obywateli. Prezydent Bierut uczy, że wielkość Polski osiągniemy, tworząc Polskę Socjalistyczną i że Socjalizm można zbudować tylko uporczywym trudem dnia codziennego, w wielkim bohaterskim wysiłku. Dlatego też najlepszym, najwspanialszym wyrazem czci i hołdu dla swego Nauczyciela jest to, że masy pracujące postanowiły wzmocnić jeszcze bardziej codzienne wysiłki nad przyspieszeniem tempa naszego marszu do Socjalizmu.

Czym wypełnione jest przeszło czterdzieści lat życia Bolesława Bieruta — wie każdy Polak. Przypomnijmy tylko, że od najwcześniejszych lat młodzieńczych, był świadom konieczności walki o wolność, o wyzwolenie społeczne i narodowe. Jako kilkunasto-

letni robotnik stał się On do czynnej walki rewolucyjnej z caratem, z międzynarodowym imperializmem, z ciemiężącymi lud polski rządami kapitalistycznymi, wreszcie z faszystowskim okupantem.

Po długich latach żmudnych przygotowań, trudnej pracy w konspiracji, po wieloletnim pobycie w więzieniu sanacyjnym — owoce pracy Bolesława Bieruta szybko dojrzewają. A owoce Jego pracy — to Polska Ludowa, to Plan 6-letni, budujący podstawy Socjalizmu, to Projekt nowej Konstytucji.

Ostatnich dziesięć lat Jego życia — to nieprzerwane pasmo wielkich osiągnięć i sukcesów. Po utworzeniu w dniu 1 stycznia 1942 r. Polskiej Partii Robotniczej, Partii ogólnonarodowego, demokratycznego frontu walki przeciw

faszystowskiemu okupantom, organizuje i przewodniczy Krajowej Radzie Narodowej. Następnie jako Prezydent Krajowej Rady Narodowej, a później Prezydent Rzeczypospolitej, kieruje Narodem polskim w walce o przepędzenie hitlerowskiego okupanta z ziem polskich, o powrót Ziemi Zachodnich do Macierzy. Nieustraszonego bojownika polskiego ruchu robotniczego, doprowadza w dniu 15 grudnia 1948 r. do zjednoczenia proletariatu polskiego na gruncie marksizmu-leninizmu. Jako Przewodniczący Polskiej Zjednoczonej Partii Robotniczej wychowuje Partię i Naród w duchu



plómiennego patriotyzmu i proletariackiego internationalizmu. Organizuje i scala wszelkie żywe siły Narodu do pracy nad rozwojem gospodarczym Polski, nad budową podstaw Socjalizmu — w ramach wielkiego Planu 6-letniego.

Bolesław Bierut, jako Prezydent Rzeczypospolitej, i jako Przewodniczący KC PZPR, nie tylko brał decydujący udział w opracowaniu Planu Sześcioletniego, lecz również kieruje walką o jego wykonanie. W chwili obecnej, w trzecim roku realizacji tego Planu, odczuwamy już pierwsze doniosłe skutki przekształcania zacofanej Polski w kraj nowoczesny, przemysłowy, kulturalny i zamożny.

Jako Przewodniczący Komisji Konstytucyjnej kieruje olbrzymią akcją, związaną z opracowaniem Konstytucji i z ogólnonarodową dyskusją. Jest autorem podstawowych założeń i artykułów Projektu Konstytucji, ujmującej w formę prawną dotychczasowe zdobycze ludu pracującego Polski i tworzącej ramy dla dalszego rozwoju życia Państwa i Narodu.

Bolesław Bierut łączy w sobie niezłomny hart rewolucyjny, głęboką i plómienną nienawiść do wszelkiego wyzysku i ucisku człowieka przez człowieka, z gorącą miłością do wielkiej przeszłości Narodu polskiego, z głębokim poczuciem więzi ze wspaniałą tradycją polskiego postępu.

* * *

We współzawodnictwie ku czci sześćdziesięciolecia urodzin Bolesława Bieruta i z okazji Dnia 1 Maja bierze udział również polski świat hydrotechniczny, podejmując nie spotykane dotychczas zobowiązania. Bierze udział tym bardziej żywiołowo, że jest w pełni świadom roli, jaką gospodarka wodnej i budownictwu wodnemu wytycza Plan 6-letni i Projekt Konstytucji Polskiej Rzeczypospolitej Ludowej. Straszliwe zacofanie gospodarki wodnej w kapitalistycznej Polsce przedwzględniowej, tak dotkliwie dające się odczuć w całokształcie gospodarki narodowej, zostało przecięte jasnymi kartami Planu 6-letniego i nowej Konstytucji. Od przeszło dwóch lat, z chwilą rozpoczęcia realizacji Sześcioletniego Planu, trwają wielkie prace budownictwa wodnego, prace badawczo-naukowe, rozwija się produkcja dokumentacji technicznej dla wielkich inwestycji wodnych.

Świadomość wszystkich zatrudnionych przy tych pracach o znaczeniu i roli gospodarki wodnej oraz budownictwa wodnego dla rozwoju gospodarczego Polski, dla jej uprzemysłowienia, dla przyspieszenia intensyfikacji rolnictwa, dla komunikacji, rozwoju bazy energetycznej itd. — powoduje wzmożenie codziennych wysiłków świata hydrotechnicznego.

Świadomość ta wybitnie wpłynęła na charakter, rodzaj i wielkość podejmowanych zobowiązań dla uczczenia 60 rocznicy urodzin Prezydenta Bieruta.

Zalogi wszystkich budowli i robót hydrotechnicznych, grupujące robotników, majstrów, techników i inżynierów — zalogi biur produkujących dokumentację techniczną dla robót wodnych — pracownicy instytutów naukowych i badawczych — wreszcie pracownicy katedr i zakładów uczelnianych, związanych z gospodarką wodną i budownictwem wodnym — podjęli różnorodne i w olbrzymiej ilości zobowiązania, zmierzające do przyspieszenia wykonania zadań Planu Sześcioletniego i przygotowania się do następnych planów gospodarczych.

Wypełnienie podjętych zobowiązań przyspieszy zaopatrzenie w wodę przemysłu i ludności robotniczej okręgów: łódzkiego (wielki wodociąg Tomaszów — Łódź), Zagłębia Śląsko-Dąbrowskiego (zbiornik Goczałkowice i ujęcie Strumień), Nowej Huty, huty im. B. Bieruta i innych obiektów przemysłowych — pozwoli szybciej usprawnić żeglugę na Odrze i Wiśle (budowa stopni kanalizacyjnych na tych rzekach, roboty regulacyjne oraz budowa i remont taboru na stocznich) — przyspieszy zamierzoną intensyfikację rolnictwa poprzez wzmoczenie robót wodno-melioracyjnych, ich konserwację i zagospodarowanie użytków zielonych, umożliwi — wskutek przyspieszenia i polepszenia produkcji dokumentacji technicznej — sprawniejszą realizację wielkiej drogi wodnej Wschód — Zachód, nowych zbiorników wodnych, zapór i siłowni wodno-energetycznych, nowych urządzeń gospodarki wodnej dla wielu obiektów przemysłów i nowopowstających oraz rozbudowujących się osiedli itd.

Spółród olbrzymiej ilości współzawodniczących z okazji 60 rocznicy urodzin Bolesława Bieruta oraz Święta 1 Maja należy przede wszystkim wymienić następujące instytucje:

- CZ Wodnych Melioracji z jednostkami podległymi — wojewódzkimi i miejskimi zarządami wodno-melioracyjnymi oraz rejonowymi kierownictwami robót wodno-melior.;
 - CZ Dróg Wodnych z jednostkami podległymi — okręgowymi i rejonowymi zarządami dróg wodnych;
 - CZ Budownictwa Wodno-Inżynierskiego grupujący zjednoczenia: warszawskie, krakowskie, katowickie, morskie i wiertniczo-fundamentowe;
 - CZ Żeglugi Śródlądowej i Stoczni z podległymi oddziałami i ekspozyturami żeglugi, stoczniami na Wiśle i Odrze oraz przedsiębiorstwami eksploatacji żwiru;
 - Centralne Biuro Studiów i Projektów Budownictwa Wodnego „Hydroprojekt“;
 - Biuro Projektów Wodno-Melioracyjnych wraz z oddziałami i pracowniami terenowymi;
 - Biuro Projektów Energetycznych „Energoprojekt“ — Brygada Siłowni Wodnych;
 - Centralne Biuro Studiów i Projektów Budownictwa Komunalnego — Dział Techniki Sanitarnej wraz z oddziałami terenowymi;
 - Centralne Biuro Studiów i Projektów Budownictwa Przemysłowego i inne biura projektów przemysłowych, posiadające komórki wodne;
 - Państwowy Instytut Hydrologiczno-Meteorologiczny;
 - Instytut Wodny Politechniki Gdańskiej;
 - Instytut Uprawy, Nawożenia i Gleboznawstwa — Dział Gospodarki Wodnej z podległymi oddziałami;
 - katedry i zakłady uczelniane, związane z gospodarką wodną i budownictwem wodnym.
- Szeroki wachlarz podjętych zobowiązań przez polski świat hydrotechniczny nabiera szczególnego wyrazu wobec szczupłości kadr inżyniersko-technicznych, w pierwszym rzędzie w biurach projektowych, instytutach badawczych i zakładach naukowych.
- Jako najbardziej charakterystyczne zobowiązania wymienić należy:
- biur projektów: „Hydroprojekt“, „Energoprojekt“, wodno-melioracyjnych, budownictwa komunalnego i przemysłowego, charakteryzujące się:

- a) przyspieszeniem wykonania dokumentacji technicznej, szczególnie dla budów realizowanych w roku bieżącym;
 - b) wprowadzaniem nowych metod projektowania, zmierzających do obniżenia kosztów realizacji inwestycji, m. in. na drodze stosowania nowych pomysłów racjonalizatorskich i doświadczeń praktyki i nauki radzieckiej;
 - c) wprowadzaniem nowych metod pracy zespołowej poszczególnych pracowników, zmierzających do obniżenia kosztów własnych biur projektowych;
 - d) podniesieniem kwalifikacji pracowników, drogą wzmożonego szkolenia wewnętrznego.
- stoczni rzecznych, żeglugi śródlądowej na Odrze oraz przedsiębiorstw eksploatacji kruszywa i żwiru — dające gospodarce narodowej wielomilionowe zyski.

Ostatnią wreszcie grupę stanowią zobowiązania instytutów badawczych i zakładów naukowych, zobowiązania indywidualno-zespołowe, jak np.: przyspiesze-

nie przygotowania materiałów do nowych publikacji (prof. R. Cebertowicz — kierownik Instytutu Wodnego w Gdańsku), opracowanie projektu ważnych części konstrukcyjnych dla doświadczeń na modelach (inż. Karwowski i laborant Czaja), opracowanie zagadnienia wpływu wahań wody dla potrzeb elektrowni wodnych (pracownicy Zakładu Hydrauliki i Hydrologii Politechniki Warszawskiej z prof. E. Czetwertyńskim), 23 zobowiązania zespołowe i 58 indywidualnych pracowników Państw. Instytutu Hydrologiczno-Meteorologicznego i wiele innych.

Zobowiązania te, jak i inne nie wymienione oraz napływające meldunki z ich wykonania dają obraz świadomej szerokiej akcji współzawodnictwa polskiego świata hydrotechnicznego.

Podjęte zobowiązania, przyspieszające realizację inwestycji wodnych, stanowią wyraz czci i hołdu dla Bolesława Bieruta, Prezydenta Polski Ludowej i Przewodniczącego Polskiej Zjednoczonej Partii Robotniczej, w dniu 60 rocznicy Jego urodzin.

DZIAŁ I — PLANOWANIE, ORGANIZACJA

INŻ. LEONARD SKIBNIEWSKI

Gospodarka wodna w Niemieckiej Republice Demokratycznej na tle 5-letniego planu

Po opublikowaniu opisów wielkich inwestycji i urządzeń wodnych w Związku Radzieckim — elementów budownictwa komunistycznego, po interesującym artykule o budowie kanału Dunaj — Morze Czarne, podajemy poniżej dane o pięcioletnim planie gospodarki wodnej w Niemieckiej Republice Demokratycznej.

Zwraca uwagę fakt integralnego traktowania wszelkich zagadnień, wchodzących w zakres gospodarki wodnej, z położeniem szczególnego nacisku na problemy wodne w przemyśle.

Poniższe opracowanie oparto na nowopowstałym czasopiśmie „Wasserwirtschaft — Wassertechnik”.
Redakcja

Nowe zadania, które powstają przed Niemiecką Republiką Demokratyczną, jak rozbudowa przemysłu ciężkiego, maszynowego i tekstylnego, zwiększenie produkcji rolnej, zadośćuczynienie kulturalno-sanitarnym potrzebom ludności i rozwój dróg wodnych — osiągnąć zamierzone wyniki, jeśli ich podstawą będzie na odpowiednim poziomie gospodarka wodna. Dlatego też rozbudowa urządzeń wodnych znajduje się na jednym z naczelnych miejsc w 5-letnim planie gospodarczym NRD.

Większe prace z tego zakresu dotychczas wykonywane były tylko dorywczo i przede wszystkim miały na celu odbudowę zniszczeń wojennych i ochronę przeciwpowodziową.

Poza tym należy podkreślić, że powojenna spuścizna w dziale gospodarki wodnej NRD posiadała znaczne zaległości. Przed wojną rzucało się w oczy duże zanieczyszczenie rzek, niewłaściwe traktowanie ścieków, polegające na ich odprowadzaniu do odpływów, źle zorganizowana ochrona przeciwpowodziowa i niewystarczające zaopatrzenie w wodę przemysłu, jak i ludności. Wymienione niedomagania znacznie się pogłębiły w okresie wojny.

5-letni plan w zakresie gospodarki wodnej

Pięcioletni plan gospodarczy przewiduje wyrównanie wszystkich zaległości w zakresie gospodarki wodnej i doprowadzenie jej poziomu do nowych, zakrojonych na szeroką miarę celów w innych dziedzinach gospodarki narodowej. Będzie to związane z pewnymi

trudnościami natury gospodarczej, gdyż w stosunku do Niemiec Zachodnich warunki naturalne w NRD pod tym względem są niesprzyjające: skutek niedostatecznej ilości opadów i dłużej trwającego okresu letniej suszy rezerwy wodne są niewielkie, a niewykorzystana struktura gleby wpływa ujemnie na wysokość zbiorów. Dlatego też celem pokonania nasuwających się trudności ustawa o narodowym planie gospodarczym na rok 1954/55 poza wskazaniem ogólnymi przewidywaniami wykonanie licznych nowych urządzeń i budowli wodnych.

Miedzy innymi 5-letni plan postanawia, że rozwój przemysłu, rolnictwa i transportu, odbudowa wielkich miast, doprowadzenie do niezbędnego poziomu kulturalnych, socjalnych i sportowych urządzeń czynią niezbędną integralną organizację gospodarki wodnej.

W szczególności na pierwszy plan wysuwają się następujące prace:

- wykończenie rozpoczętych prac w związku z budową 4 zapór dolinowych celem zaopatrzenia w wodę saskiego okręgu przemysłowego i zagłębia węglowego oraz zapoczątkowanie budowy wielkiej zapory wodnej w Eibenstock o pojemności zbiornika 43 miln. m³;
- budowę zbiorników retencyjnych dla centralnych wodociągów i oczyszczalni ścieków dla okręgu przemysłowego Plauen z ukończeniem budowy 5 rozpoczętych już zapór dla zbiorników o pojemności 32 miln. m³;
- zakończenie budowy centralnych wodociągów dla okręgów przemysłowych Bitterfeld i Lipsk;

- wykonanie zapór dolinowych w celu utworzenia zbiorników o pojemności 110 miln. m³ dla wodociągów na obszarach na wschód od Harcu;
- odbudowa okręgowego wodociągu w zagłębiu burów węglowym Niederlausitz dla 138 gmin;
- odwodnienie 70 tys. ha podmokłych gleb w dolinach Szprewy, Haveli i Łęgów Odrzańskich;
- melioracje doliny na obszarze 75 tys. ha w okolicy Meklemburga;



Rys. 1.

- rozbudowa deszczowni dla nawodnienia ściekami miast Drezn, Magdeburga, Frankfurtu n. Odrą i innych.

Poza tym przewiduje się przeprowadzenie rowów odpływowych i doprowadzających dla obszarów o powierzchni 302.000 ha.

Ustawa następnie wyjaśnia dodatkowo, że celem zwiększenia urodzajności gleby będą odwodnione zbyt wilgotne użytki zielone i obszary bagienne, z jednoczesnym wykorzystaniem nawozowych właściwości ścieków miejskich i przemysłowych. Obszary odczuwające niedosyt wilgoci będą nawodnione. Celem ochrony od zalewów będzie w miarę możliwości zwiększona ilość zbiorników retencyjnych.

Dalsze punkty ustawy o 5-letnim planie przewidują uporządkowanie wszystkich siłowni wodnych i bardziej wszechstronne zastosowanie zbiorników oraz odbudowę i rozszerzenie możliwości wykorzystania żeglugi śródlądowej.

Zaopatrzenie w wodę przemysłu i osiedli

Zagadnieniem, na które 5-letni plan gospodarczy NRD kładzie zasadniczy nacisk jest zwiększenie produkcji w przemyśle hutniczym, budowy maszyn, metalurgicznym i chemicznym. Niestety, ośrodki tych przemysłów prawie wszędzie są zlokalizowane w miejscowościach o niedostatecznym zaopatrzeniu w wodę, co poza utrudnieniami dla mieszkańców, hamowałoby rozwój wspomnianych kluczowych gałęzi przemysłu.

Z tego względu w zagłębiu węglowym i obszarze przemysłowym Saksonii przewidziano budowę szeregu zbiorników dla celów wodociągowych. Zbiorniki te

będą ciągnęły się systemem łańcuchowym od Drezn do Plauen, aby w związku z tym nie zmniejszył się zbyt przepływ na Muldzie; na obszarze Eibenstock przewidziano budowę większego zbiornika wyłącznie dla wyrównania przepływu na rzece. Przez budowę tego ostatniego zbiornika będzie już zrobione wszystko co możliwe dla zapewnienia dostatecznego zaopatrzenia w wodę wspomnianych obszarów NRD.

Poza tym dla celów wodociągowych i wyrównania odpływu na innych obszarach będą zbudowane 3 zbiorniki o pojemności 15 miln. m³ w zlewniach Pleisse i Białej Elstery.

Podstawę przemysłu tych okręgów stanowią złoża węgla brunatnego, które częściowo znajdują się pod korytem rzeki Pleisse i celem ułatwienia ich wydobycia koryto rzeki należałoby przełożyć w inne miejsce. W sąsiednim okręgu burów węglowych Bitterfeld i Merseburg projektowane dalekosiężne wodociągi będą dostarczać czystą wodę w ilości 40.000 m³/dobę.

Poza tym będzie uzupełnione zaopatrzenie w wodę dalekosiężnego uboższego w wody gruntowe obszaru środkowo-niemieckiego, w którym pod tym względem wytworzyło się położenie krytyczne. W planie 5-letnim przewiduje się na tym obszarze pod Rappbode budowę zapory dolinowej 105 m wysokiej, celem utworzenia zbiornika o pojemności 110 miln. m³. Wodociągi będą zasilały miejscowości odległe do 12 km.

W zwiększającym swą produkcję burów węglowym okręgu Niederlausitz powstają nowe gospodarcze problemy związane z zapotrzebowaniem wody. Mianowicie wytwarza się tam koks hutniczy z węgla brunatnego.

W ogóle w planie 5-letnim będzie zrealizowane już od dawna projektowane, a dawniej stale odraczane zaopatrzenie w wodę za pomocą wodociągów okręgowych obszarów Erzgebirge środkowo-niemieckiego, Niederlausitz oraz Turynii.

Jakie ilości wody wchodzi tu w rachubę orientujemy się, jeśli przyjmiemy pod uwagę, że teraźniejsze zapotrzebowanie wody dla przemysłu w NRD wynosi 1,5 miliarda m³ rocznie, a po wykonaniu prac przewidzianych planem 5-letnim przemysł będzie otrzymywał 2,5 miliarda m³ wody.

W gminach wiejskich będzie zaopatrzone w wodę dalsze 300.000 mieszkańców.

W związku z zaopatrzeniem w wodę i rozwojem przemysłu powstają nowe zagadnienia mające na celu zapobieganie zanieczyszczeniu rzek. Wskutek przedwojennych zaniedbań w tej dziedzinie nie można planować, aby do końca 1955 r. wszystkie rzeki były wolne od zanieczyszczeń, jednakże można będzie się spodziewać, że czystą wodę będą miały ciekły przepływające obok sanatoriów i nowozałożonych osiedli.

Melioracje rolne

Gospodarka wodna NRD obejmuje również i melioracje rolne, mające na celu zwiększenie urodzajów. Projektowane melioracje zależnie od warunków lokalnych będą polegały na odwodnieniu terenów podmokłych, względnie nawodnianiu pól i łąk odczuwających niedosyt wilgoci.

Na wybrzeżu Bałtyku i w okolicach podgórskich nadmiar opadów stwarza konieczność budowy urządzeń odwodniających, jak regulacji rzek, budowy kanałów, względnie melioracji szczegółowych za pomocą rowów lub drenów. Dotyczy to również podmokłych rozległych dolin Szprewy i Haveli.

Wprost przeciwnie obszar środkowo-niemiecki i pas wzdłuż Odry są znane z nieurodzajności, wskutek braku wilgoci i długotrwałych letnich susz. Tu należy zastosować nawodnianie pól, obok ścieków miejskich konieczne jest doprowadzenie wody rzecznej.

M. in. planowane jest wykorzystanie w tym celu zbiorników w Eibenstock i w dolinie rz. Saale. Poza tym w Turynii planuje się budowę zbiorników o łącznej pojemności 22 miln. m³ wyłącznie dla nawodnień.

W ogóle w planie 5-letnim przewidziano przeprowadzenie melioracji szczegółowych na obszarze 340 tys. ha, w tym 24 tys. na drenażu na polach ornym.

Do działu melioracji w planie 5-letnim zaliczono również nawodnianie ściekami celem wykorzystania znajdujących się w nich składników pokarmowych. Ustawa przeznaczająca 60 miln. mk. na wydatki inwestycyjne dla zakładów rolniczego wykorzystania ścieków Drezna, Magdeburga, Stendalu, Halberstadtu i Frankfurtu nad Odrą. Poza tym zwrócono uwagę na możliwość wykorzystania ścieków przemysłowych i przy wszystkich zakładach fabrycznych w miarę możliwości będą zakładane pola irygacyjne.

Impulsem do zaplanowania w tak szerokim zakresie rolniczego wykorzystania ścieków były dotychczasowe wyniki w tej dziedzinie, na przykład: łąki doliny Muldy, z których normalnie zbierano 10 q siana z jednej morgi z zawartością 3—4% białka, po nawodnieniu ich ściekami m. Delitzsch dawały z tej jednostki powierzchni do 50 q siana z zawartością białka od 10 do 12%. Tego rodzaju przykładów jak utrzymuje A. Lilia, który to podaje, można by przytoczyć setki.

Ze swej strony przytoczymy jeszcze jeden dość charakterystyczny przykład odnoszący się do buraków cukrowych, które w literaturze technicznej¹⁾ są uważane za roślinę mało wdzięczną za nawodnianie ściekami, zwiększających ich urodzaj tylko o 40—50%. Otóż nawodnione ściekami buraki cukrowe w powiecie Delitzsch w suchym 1947 r. dały zbiór z morgi w wysokości 150 q, a w 1949 r. — 175 q w stosunku do 25 q na polach nienawodnianych. Zaplanowane jest również nawodnienie łąk i pól wodą czystą. Nawodnienie łącznie obejmie obszar 40.000 ha.

Wymienione zabiegi melioracyjne winny spowodować zwiększenie zbiorów średnio o 20%.

Ścieki nie nadające się do rolniczego wykorzystania przed skierowaniem ich do odpływu będą odpowiednio oczyszczane. W tym celu planuje się budowę oczyszczalni w Rostoku, Weimarze i Schwerin.

Ochrona przeciwpowodziowa

Ochrona niżej położonych obszarów przed zalaniem wielkimi wodami polegała dotychczas na obwałowaniu dolin rzecznych. Regulacja odpływu wód powodziowych była stosowana tylko w minimalnym zakresie. Wpływ zbiorników retencyjnych, znajdujących się w górnych biegach rzek, zanikał już w ich partiach środkowych i dolnych.

Co się dotyczy możliwości skierowania nadmiaru wody z jednej zlewni do drugiej, to w tej dziedzinie w kilku przypadkach zrobiono doświadczenia ze skutkiem dodatnim, lecz nie znalazło to szerszego zastosowania.

Na najbliższą przyszłość planuje się organizację ochrony przeciwpowodziowej w ten sposób, aby zachować wielkie wody dla rolnictwa i przemysłu. Zastosowana więc będzie regulacja odpływu za pomocą polderów i zbiorników retencyjnych, jednak przedwojenne zasadnicze wady i zaniedbania dotyczące się akcji przeciwpowodziowej nie będą mogły być w krótkim czasie naprawione.

W planie 5-letnim poza wspomnianą budową zbiorników, które w pierwszym rzędzie będą wykorzystane dla uciecia wielkich wód, szczególnie nacisk będzie położony na ulepszenie sygnalizacji przez założenie wyłącznie dla tych celów stałej sieci telefonicznej, szczególnie w górnych odcinkach rzek na terenach górskich, gdzie dotychczas nie było stałych połączeń telefonicznych. Planuje się również założenie łączności radiowej między grupami terenowymi, krajowymi komisjami przeciwpowodziowymi i Centralnym Komitetem Przeciwpowodziowym oraz z portami dla lodołamaczy, co w razie oczekiwanej katastrofy przyspieszy zastosowanie środków zaradczych.

Poza tym planuje się założenie centralnych magazynów i wyposażenie ich w odpowiedni inwentarz niezbędny do szybkiego zaopatrzenia zmobilizowanych kolumn roboczych do prac dorywczych, związanych z ochroną przeciwpowodziową. Tego rodzaju magazyny założone przy istniejących już organizacjach (po-

licja, straż ogniowa) w razie potrzeby mogłyby być wykorzystane i do innych celów, np. do walki z pożarami lasów itp.

Należy przyjąć pod uwagę, że przerwanie wałów w jednym miejscu wyrządza szkody normalnie od 1 do 1,5 miliona mk. Nie ma więc wątpliwości, że środki zapobiegawcze, które pozwolą uniknąć tak wielkich strat, będą zawsze opłacalne.

Jakie wartości zabezpieczenia ochrona przeciwpowodziowa możemy się zorientować, jeśli zapoznamy się ze stanem gospodarczym przełomu Odry (Łęgów Nadodrzańskich), gdzie dawniej powodzie zdarzały się stosunkowo często. Na obszarze 67 ha obwałowanej równiny wartość obszarów rolnych gospodarstw, budynków i warsztatów pracy wynosi 500 miln. mk., a roczna wartość produkcji około 90 miln. mk. Stałe ulepszenie środków ochronnych dla zachowania tych wartości, a zwłaszcza celem zapewnienia ludności warunków stałej nieprzerwanej pracy, stanowi dla władz wodnych ważny problem, który zmusza je do stałego postępu i intensyfikacji środków organizacyjnych i technicznych ochrony przeciwpowodziowej. Jeśli jeszcze ta ochrona nie wszędzie stoi na wysokości zadania, to można już zapewnić, że podobne wypadki, jak ostatnia powódź we Włoszech — w NRD są nie do pomyślenia.

Żegluga śródlądowa i wykorzystanie energii wodnej

Zarząd Dróg Wodnych NRD przeprowadza swe działania dotyczące się rozwoju żeglugi śródlądowej w ścisłym związku z innymi gałęziami gospodarki wodnej. Długość eksploatowanych dróg wodnych wynosi tu około 3.000 km. Z planowanych nowych dróg wodnych poza Kanałem Hohenendorfer na zachód od Berlina, przewidziana jest rozbudowa węzła wodnego na Łabie pod Magdeburgiem. Jednocześnie rozbudowuje się flotyllę śródlądową, zwiększając nośność poszczególnych jednostek.

Wyzyskanie sił wodnych planuje się w mniejszym zakresie tylko dla potrzeb lokalnych, gdyż NRD posiada duże złoża taniego opału — węgla brunatnego. Zasób sił wodnych, które w niedługim czasie muszą być wykorzystane na omawianym obszarze wynosi około 2,5 miliarda kWh rocznie.

Organizacyjny i techniczny rozwój gospodarki wodnej

Realizacja wymienionych różnorodnych zadań gospodarki wodnej i uzgodnienie ich z zainteresowaniami szeregu publicznych i prywatnych instytucji wymaga zastosowania dość skomplikowanych form organizacyjnych, co w pierwszym rzędzie znalazło wyraz w umiejscowieniu planu gospodarki wodnej w Państwowej Komisji Planowania Gospodarczego.

Jasny i zdecydowany podział planowania i wykonania stwarza konieczność rozbudowy samoistnej egzekutywy wykonawczej i kontrolującej.

Wykonanie projektów w poszczególnych zlewniach będzie poruczone stałym dla tych zlewni organom.

Władze nadzorcze poza kierownictwem ogólnym będą miały za zadanie dostarczenie środków i wskazówek ułatwiających energiczne i sprawne wykonanie projektowanych prac oraz rozwinięcie racjonalizatorstwa.

Jako najbardziej właściwy środek zwiększenia wydajności pracy będzie wykorzystana w możliwie szerokim zakresie jej mechanizacja i ulepszenia techniczne.

Zainicjowano już szereg niezbędnych prac badawczych, mających na celu ulepszenie cementów używanych do budowy zapór i bardziej skutecznej izolacji rur żelaznych. Poza tym rozpatrywane są jeszcze niedostatecznie wyjaśnione problemy rolniczego wykorzystania ścieków, dotyczące wpływu warunków glebowych i klimatycznych na jakość i ilość zbiorów na terenach nawodnianych. Dla nowych osiągnięć będą w szerszym niż dotychczas zakresie wykorzystane badania hydrologiczne.

Całokształt zaplanowanych dla celów praktycznych badań będzie podstawą do dalszego rozwinięcia nowej nauki — gospodarki wodnej.

¹⁾ A. K r e u z — Handbuch der landwirtschaftlichen Abwasserwertung. Berlin 1938.

INŻ. WŁODZIMIERZ SKORASZEWSKI

Melioracje miejskie

Zagadnienie melioracji miejskich nie było dotychczas szerzej omawiane w „Gospodarce Wodnej”.

Budowa nowych miast i osiedli oraz duży rozwój gospodarki komunalnej wymaga jak najszybszego postawienia na odpowiednim poziomie tej zaniedbanej gałęzi techniki wodnej.

Tymczasem nadal odczuwa się brak ustalonych zasad, wskaźników i kryteriów w rozwiązaniach generalnych i szczegółowych z tego zakresu, ujmujących w sposób skoordynowany potrzeby urbanistyczne, sanitarne i budowlane.

Mając na uwadze konieczność bliższego zainteresowania się tą dziedziną techniki przez świat hydrotechniczny, uwzględniamy tu wskazane zamieścić poniższy artykuł jako materiał dyskusyjny.

Redakcja

Melioracja w krajach rolniczych ma zupełnie wyraźne określony zakres działania i stosuje metody równie ustalane, a znane ogólnie. Urbanizacja kraju w miarę swego rozwoju komplikuje zadania melioracji, wprowadzając do niej trudne zagadnienie miejskie. Jesteśmy świadkami takiego właśnie biegu rzeczy w naszym kraju.

Tempo urbanizacji jest bardzo szybkie, co jeszcze więcej komplikuje sytuację i problemy wielkomiejskie z dziedziny gospodarki wodnej stają się palące, a narastają lawinowo.

Wszystko to razem wzięte, zmusza hydrotechników z tej dyscypliny wiedzy stosowanej do zajęcia wyraźnego stanowiska praktycznego w stosunku do zagadnień melioracji miejskiej i zadań, stawianych nam przez uspołecznioną gospodarkę planową.

Urbanistyka i wody powierzchniowe

Stulecie dziewiętnaste i połowa dwudziestego były okresem bujnego rozwoju gospodarki mieszczańsko-kapitałistycznej, której dominantę stanowił zysk indywidualny za wszelką cenę. Tendencje gospodarczo-polityczne okresu kapitałistycznego znalazły swój wyraz specyficzny w gospodarce miejskiej. Renta gruntowa, będąca jednym z najbardziej charakterystycznych rysów kapitalizmu, wykazywała w miastach stałą tendencję wzrastającą, co zmuszało do wykorzystania możliwie najintensywniejszego każdego skrawka terenów miejskich. Zabudowa nosiła charakter zwarty do najwyższego stopnia. Domy-studnie i kamienne pustynie, to były osiągnięcia szczytowe ówczesnej urbanistyki. Jaskrawym przykładem klinicznym takiego pojmowania miasta mogły służyć warszawskie dzielnice: Nalewki lub Grzybów, o zabudowie kompletnej, bez skrawka zieleni i wolnej przestrzeni. Murbłacha, asfalt lub bruk kamienny, oto co stanowiło powierzchnie tych dzielnic. Zaduch i brud były już tylko prostą konsekwencją. Tendencja do zabudowy każdej wolnej działki powodowała, że cieki naturalne, będące najpiękniejszą ozdobą terenu, były traktowane jak pasoszyty i likwidowane bez litości. Polska reprezentowała pod tym względem przykłady wynaturzone specjalnie, ponieważ kapitalizm rodzimy był bardzo ubogi, a więc tym więcej żarłoczny, zaś obcy mało dbał o istotne potrzeby miejscowe. Wiele rzeczek i strumieni, przecinających nasze miasta nawet wielkie, zostało poprostu zasypanych, jak warszawskie Dmny-Rudawki, Żorawki itp. lub ujętych w koryta kryte i zamienionych w kloaki, jak to miało miejsce z Pełtunią we Lwowie, czy Rudawą w Krakowie. Rzecz szczególnie ciekawa, iż rozległe i dobrze pomyślane systemy odwodniające w stolicy i jej okolicach najbliższych, wybudowane jeszcze w wiekach poprzednich i konserwowane do początku dziewiętnastego, gorączka budowlana zdewastowała całkowicie, a tylko tu i ówdzie dziś jeszcze znajdujemy ich smutne szczątki, świadczące, że nasi przodkowie z wieku osiemnastego lepiej rozumieli i organizowali gospodarkę wodną, niż ich następcy z dziewiętnastego stulecia. Musimy tu jeszcze zwrócić uwagę na szczegół specjalnie ciekawy, jaki stanowił wpływ nieszczęśliwego wielkich budowli inżynierskich z tych czasów. Drogi bite i żelazne były budowane z niezmiernie słabym zrozumieniem zasad gospodarki wodnej, powodując kompletne dewastacje licznych, pięknych terenów podmiejskich, a nawet i wiejskich. Włochy, dzielnica Warszawy, położona na zachód od miasta i ulokowana na wierzchołku wzgórza warszawskiego, jest

dziś zabagniona w stopniu możliwie najwyższym, ponieważ otoczyły ją nasypy kolejowe i drogowe, budowane bez rozumniejszego potraktowania i zabezpieczenia odpływu wód opadowych i gruntowych.

Zywiół wodny, gwałcony brutalnie, odpowiedział kontrakcją, używając do tego celu swój atut najistotniejszy, to jest spadek i masę. Zasypane i przegrodzone cieki naturalne, posłuszne prawom grawitacji, rozlały się szeroko pod ziemią, dążąc w starym kierunku, ale z prędkością minimalną, więc ogromnymi przekrojami. Proces ten, bardzo powolny, a przeto niewidoczny dla obserwatora na małym odcinku czasu, znalazł swój wyraz po dziesiętkach lat w zabagnieniu terenów i licznych utworach kurzakowych. Podrożenie budownictwa, szczególnie podziemnego i spadek zdrowotności mieszkańców były już tylko prostym wynikiem wiekowych zaniedbań.

Socjalistyczna urbanistyka krajów demokracji ludowej, wolna od zmory hipoteki i renty gruntowej, a wspierana przez higienę profilaktyczną oraz sanitarną inżynierię miejską, zupełnie inaczej traktuje element wód bieżących w mieście.

Zasada wykorzystania przyrodzonej rzeźby terenu do ozdoby miasta i celów rozrywkowo-wypoczynkowych powoduje, iż dzisiejszy twórca miasta stara się nie tylko zachować, ale i starannie pielegnuje wszystkie cieki naturalne, traktując je jako najcenniejsze elementy miasta współczesnego. Nawet tam, gdzie strumienie i rzeki zostały zdewastowane brutalnie, co ma jeszcze dziś miejsce w okęgach przemysłowych, jak Łódź, Katowice, staramy się je uzdrowić jak najprędzej i przywrócić im świeżość naturalną, szczególnie cenną w miastach zindustrializowanych zupełnie. Powszechne zrozumienie tych konieczności przez działaczy miejskich jest tak niewątpliwe, że hydrotechnika może śmiało realizować swe pomysły, przy pełnym praktycznym współdziałaniu całej urbanistyki.

Jednakże wypływają natychmiast zagadnienia nowe, dotychczas mało jeszcze opracowane. Ciek naturalny w mieście musi być traktowany całkiem odmiennie, niż na obszarach wiejskich. Gra tu on rolę ozdoby i uzupełnienia pejzażu i naturalnie zachowuje swój obowiązek podstawowy, tj. kanalizację wód gruntowych i opadowych, ale zagadnienia estetyczne wysuwają się na plan pierwszy. Stąd wypływa konieczność bliższej współpracy ze specjalistami z dziedziny terenów zielonych oraz kanalizacją miejską, a łącznie z tym z całym kompleksem zagadnień hydrotechniki komunalnej.

Melioracja i budownictwo oraz ogrodnictwo komunalne

Melioracja, wchodząc na terytorium właściwego miasta, ma do rozwiązania w zakresie objętym tytułem tego rozdziału dwa dość przeciwstawne zadania. Z jednej strony — musi ona obniżyć poziom wód gruntowych tak nisko, aby umożliwić fundowanie „na sucho” większości budynków naziemnych, a z drugiej znowu — znacznie ułatwić wykonanie większości urządzeń podziemnych, przy jednoczesnym zachowaniu w stanie zadawalniającym miejskich parków i zieleńców. Zadanie wydawałoby się nierozwiązalne, ponieważ minimalne wymaganie budownictwa naziemnego brzmi: zwierciadło wód gruntowych nie powinno zalegać płycej, niż trzy metry pod terenem. Kanalizacja zaś chciałaby je mieć jeszcze głębiej. Zakładając, że wspomniany stan zwierciadła powinien obowiązywać na terenach najniższych, musimy dojść do przekonania, że wyżej leżące zostałyby przesuszane,

co nie obeszłoby się bez szkody dla terenów zielonych, szczególnie cennych w mieście.

Sprawa poruszona tu w rzucie generalnym, będzie wymagała opracowań specjalnych tak pod względem teoretycznym, jak i praktycznym. Współdziałanie ściśle pomiędzy melioracją i wodociągami musi stanowić kamień węgielny tych rozwiązań szczegółowych, ponieważ tylko wodociąg może zastąpić wodę naturalną i zlikwidować skutki przesuszeń, często nieuniknionych ze względów budowlanych. Oczywiście wyniknie tu od razu sprawa kosztów wody miejskiej, Ale i na to mamy sposoby. „Gaz, Woda i Technika Sanitarna“ z grudnia 1951 r. zawiera pracę autora tych wierszy, podającą jedno z możliwych źródeł taniej wody do polewania¹⁾. Stawiając na porządku dziennym to drugie z kolei zagadnienie melioracji miejskiej, przechodzimy do trzeciego.

Melioracja i kanalizacja komunalna

Kanalizacja miejska zbiera dwa rodzaje ścieków z terenów miejskich.

Ścieki sanitarne, tj. nieczystości płynne, powstają wewnątrz nieruchomości mieszkalnych lub fabrycznych. Charakter tych ścieków wysoce zakaźnych, wyklucza je zupełnie z dziedziny melioracji i zmusza do odprowadzenia szczelnymi kanałami na miejsce, gdzie zostaną one przerobione i pozbawione szkodliwego działania. Ten rodzaj ścieków będzie miał kontakt z melioracją już poza granicami właściwego miasta, gdzie może znaleźć wykorzystanie w melioracjach rolnych, jako uzupełnienie bilansu wody roślinnej oraz nawozu, produkowanego ze ścieków sanitarnych na zakładach, zajmujących się ich oczyszczaniem, a często w połączeniu z unieszkodliwieniem innych odpadków miejskich, objętych nazwą grupową „śmiecie“. Sprawę tę rozpatrzyliśmy obszernie w tygodniku „Miasto“ z czerwca roku 1951²⁾. Całość pozostawiamy na uboczu, jako nie mającą bezpośredniego wpływu na poruszony temat.

Dopiero kanalizacja wód opadowych zaciąży istotnie na losach melioracji miejskiej.

Przed wszystkim o jakie ilości tu chodzi? Kilometr kwadratowy dużego miasta, o zaludnieniu przeciętnym 100 os/ha, da rocznie ok. 1 miln. m³ ścieków sanitarnych, natomiast najwyżej 0.25 miln. m³ ścieków opadowych. Widzimy więc, że liczby absolutne raczej pomniejszają znaczenie spływu wód deszczowych. Obraz wręcz przeciwny otrzymamy, rozpatrując ścieki opadowe w funkcji czasu. Produkcja ścieków sanitarnych odbywa się uporczywie dzień i noc, przez cały rok monotonią niezrównaną, właściwa cyfrowi olbrzymich ilości wytwórców indywidualnych. Przeciętna intensywność dobowa odpływu ścieków sanitarnych jest przeło niewielka. Natomiast całość roczna wód opadowych spływa w ciągu kilkudziesięciu godzin, dając odpływ maksymalny, intensywniejszy mniej więcej stukrotnie. Miejskie ścieki opadowe są przeważnie mniej niebezpieczne, niż sanitarne. Zanieczyszczenia, które niosą, mają charakter więcej mineralny, szczególnie w miastach skanalizowanych o dobrych powierzchniach. Gospodarka ekonomiczna wymaga, aby zostały one odprowadzone drogą najkrótszą do odbiorników naturalnych i tu następuje związek bezpośredni melioracji z kanalizacją. Względem gospodarcze wskazują na przebiegające przez miasto cieki naturalne, jako najbliższe odbiorniki, które powinny przejąć bądź cały odpływ z kanalizacji wyłącznie deszczowej, bądź też nadmiar burzowy z ogólnospławnej.

Mamy wtedy do czynienia z dwoma zjawiskami godnymi uwagi. Budownictwo miejskie zmienia radykalnie charakter spływu zlewni. Retencja zmniejsza się dziesiątki razy, a szybkość narastania fali stara się prześcignąć tempo życia miasta. Ciek, przyzwyczajony do wiejskich stosunków, zmienia się w potok górski, na którym deszcz przetacza krótką, lecz wy-

soką i niszczącą falę powodziową. Tu znowu sposób i konstrukcja urządzeń melioracyjnych musi być tak dostosowana do potrzeb istotnych miasta, aby urządzenia te mogły z łatwością odprowadzić wszystko, co dać może zlewnia miejska, bez szkody dla swych walorów estetycznych.

Tak wygląda sprawa ilościowa. Co będzie z jakością? Ścieki opadowe w mieście są dalekie od czystości spływu z pól i lasów. Bardzo dalekie, szczególnie przy małych natężeniach opadu, a całkiem złe podczas pracy zakładów oczyszczania miasta przy suchej pogodzie. Przedsiębiorstwa te, zużywają do mycia ulic po kilkadziesiąt litrów wody na mieszkańca i dobę, spuszczają do kanałów deszczowych raczej błoto, niż brudną wodę. Względem gospodarcze odwodnienia miasta zalecają wykorzystanie do tego celu kanałów melioracyjnych, służących w warunkach wiejskich wyłącznie, jako droga odpływu wód gruntowych, przeważnie dość czystych.

Połączenie obu rodzajów ścieków w jednej sieci, bardzo pożądane ze względów gospodarczych, wymaga znowu specjalnych konstrukcji, często znacznie odmiennych i cięższych, niż stosowane w urządzeniach melioracji rolnej, ponieważ niosą one na sobie kosztowną nawierzchnię trwałą, w cenie kilkuset złotych za 1 m².

Poza tym w grę wchodzi względy sanitarne. Ścieki deszczowe są zawsze zakaźne. Miasto, uszczelniając nawierzchnię, zmniejsza i ogranicza ilość wód gruntowych, zwiększając potężne natężenie spływu powierzchniowego. Kanał burzowy pracuje często pod ciśnieniem i wtedy przez styki nie szczelne, właśnie konieczne dla odbioru wód zaskórnych, grunt okolicznych ulega niewątpliwemu zakażeniu. Wprawdzie fala burzowa opada szybko i ciśnienie wód gruntowych prowadzi je z powrotem po starej drodze do kanału, ale bakterie pozostały już w gruncie i niczym usunąć ich niepodobna. Stopień tego niebezpieczeństwa ogranicza natychmiast bliski kompan melioracji, tj. wodociąg centralny. Zaopatrując wszystkie dzielnice w dobrą wodę pitną, sprowadza do zera wartość użytkową zaskórnej.

Wspominane niebezpieczeństwo wydaje się nam bardzo iluzoryczne, jeżeli zauważymy, iż warstwy górne gruntów miejskich składają się przeważnie z odwiecznych pokładów śmieci, przecież nie sterylizowanych. Ale niektórzy higieniści stawiają nam ten zarzut. Jak każdy sformułowany lojalnie, wymaga on również odpowiedzi rzeczowej i lojalnej.

Z kolei przychodzimy z naszymi ściekami opadowymi do odbiornika. W tym miejscu sprawy zaczynają się bardzo komplikować. Musi on zachowywać dobry wygląd i poprawny charakter pod względem sanitarnym. To, czym chcemy go uraczyć i co musi on przyjąć, jest bardzo dalekie od ideału. W jaki sposób i w jakim stanie lokalny odbiornik o mniejszym stałym przepływie może odciażyć sieć kanalizacji komunalnej od nadmiaru wód opadowych jest dotychczas zagadnieniem nie rozwiązany ostatecznie, choć posiadającym liczne przybliżenia praktyczne.

Wnioski

Dobiegamy do końca naszych rozważań, jakże składowych, ale przynajmniej usiłujących streścić w paru słowach problematykę sprawy dla gospodarki komunalnej bardzo ważnej.

Rozumiejąc aż nadto dobrze ogólnikowość naszych wywodów, sądźmy jednak, że uzasadniliśmy dostatecznie i wystarczająco konieczność postawienia wniosku treści ogólnej w stopniu tym samym, jak nasze rozważania:

- Melioracja miejska stanowi samodzielną dyscyplinę techniki komunalnej i zaczyna odgrywać rolę coraz większą w tempie przyspieszonym.
- Dyscyplina ta nie znalazła dotychczas wyrazu w postaci nauki jednolitej i skoncentrowanej, a jest rozproszona w paru specjalnościach techniki komunalnej.
- Należy powołać na jednej z naszych politechnik, najlepiej warszawskiej, specjalną katedrę lub lektorat, poświęcony temu zagadnieniu.

1) Inż. Wł. Skoraszewski. „Gaz, Woda i Techn. Sanit.“ Nr 12, 1951.

2) Inż. Wł. Skoraszewski. Możliwości wykorzystania ścieków. „Miasto“ nr 6. 1951.

DZIAŁ II – PODSTAWY PROJEKTOWANIA

INŻ. JAN ĆMIKIEWICZ

Metody badania współczynnika przepuszczalności gruntu

Artykuł stanowi pewien wkład do metod określania współczynnika przepuszczalności gruntu oparty na badaniu przeprowadzonym w terenie. Autor udowadnia, iż jedyną i właściwą metodą jego określenia jest stosowanie próbnego pompowania, które można wykonać przy użyciu niewielkich nakładów pracy i kosztów. Ponadto wprowadza uzupełnienie co do przypadków, w których można się posługiwać studniami o mniejszej średnicy.

Jednym z ważnych czynników decydujących o zachowaniu się wody gruntowej jest współczynnik przepuszczalności gruntu k , wyrażony zazwyczaj w m/sek. Gdziekolwiek przy budowlach mamy do czynienia z wodą gruntową, musimy określić wielkość tego współczynnika, będącego podstawą możliwości obliczenia przepływu wody gruntowej.

W szczególności znaczenie współczynnika k uwidacznia się przy budowlach piętrzących, gdzie współczynnik ten potrzebny jest do obliczenia — po pierwsze warunków szczelności budowli, a po drugie wielkości stratań przetrzonej wody, powstających wskutek przenikania.

Dostateczną szczelność samego obiektu piętrzącego zawnie możemy uzyskać, gdyż w każdym przypadku zależeć ona będzie jedynie od doboru materiałów i sposobu wykonania. Obciążenie czy będziemy mieli do czynienia z obiektem budowlanym z betonu czy też z materiałów ziemnych. W tym ostatnim przypadku znajomość k również jest konieczna.

Uzyskanie szczelności podłoża wymaga dużego nakładu kosztów i to tak znacznych, że mogą one decydować o opłacalności całej inwestycji. Przy dużych obiektach o znacznej długości (zapory ziemne) wszelkie zabezpieczenie szczelności podłoża na dużych przesłazeniach w postaci ścianek szczelnych itp. są bardzo kosztowne i wobec tego nie wolno nigdy zaniedbać badań mających za zadanie określenia potrzeby ich stosowania.

Badaniami takimi jest wyznaczenie współczynnika k , a dalej obliczenie ilości i szybkości przesiąkającej wody. Te wielkości decydują czy i w jakim normiarze, z uwagi na stałość i trwałość obiektu, zabezpieczenie szczelności podłoża jest konieczne.

Jak więc widać, dobre poznanie współczynnika przepuszczalności jest zagadnieniem ważnym, gdyż stanowi jedną z podstaw dla właściwego zaprojektowania budowli, zarówno pod względem technicznym, jak i ekonomicznym.

Istnieją trzy grupy metod, według których można ustalić wielkość współczynnika przepuszczalności:

- badanie laboratoryjne pobranych próbek gruntu,
- teoretyczne określenie współczynnika przepuszczalności (wzory Slichtera, Hazena),
- próbnego pompowania.

Określenie czynników wpływających na wielkość współczynnika k pozwala na szybkie zorientowanie się co do praktycznej oceny wyników otrzymanych ze stosowania wyżej podanych metod. Czynnikami takimi są: temperatura (wraz z uzależnioną od niej lepkością wody) oraz porowatość. W złożach jednorodnych porowatość zależy nie tylko od średnicy cząstek, z których złożo jest zbudowane, ale również od sposobu wzajemnego ich ułożenia względem siebie.

W złożach niejednorodnych porowatość jest zavisła od stopnia niejednorodności, sposobu wzajemnego zmieszania oraz rodzaju ułożenia się cząstek grubszych i drobniejszych.

Nie można określić ściśle żadnych praw proporcjonalności między współczynnikiem przepuszczalności i porowatością, gdyż na przepuszczalność wpływają jeszcze i to przede wszystkim rozmiary szczelin i przestrzeni międzycząstkowych badanego złoża. Zbyt małe rozmiary szczelin powodują, że przepływ następuje wolniej, aniżeli w materiale o tej samej porowatości ale większych wymiarach szczelin. Samo określenie więc procentu porowatości nie może być

miarodajne dla wnioskowania o stopniu przepuszczalności złoża, bez znajomości wielkości przestworków.

Z powyższych uwag wynika, że jedynym, całkowicie mianodajnym sposobem określenia współczynnika przepuszczalności jest metoda badania złoża w stanie naturalnym.

Przy badaniach laboratoryjnych musimy więc mieć do czynienia z próbka odpowiadającą takim samym warunkom, jakie istnieją w stanie naturalnym. O ile więc odpowiednią temperaturę wody, a co za tym idzie lepkość, możemy w laboratorium uzyskać, to dostarczenie do badania próbki o strukturze naturalnej, niezmuszonej, jest zazwyczaj trudno osiągalne.

Pobranie próbki nienaruszonej, przy pomocy specjalnych aparatów, jak np. aparat Kaersta, nie gwarantują w 100%, że struktura próbki nie uległa naruszeniu, a zatem wyniki badań nie mogą być też uważane za całkowicie pewne. Należy dodać, że czasami próbki nienaruszonej w ogóle pobrać nie można, np. przy konieczności pobierania próbki z wody.

Rozpatrując pod tym samym kątem widzenia wzory teoretyczne można stwierdzić, że ich rezultaty nie mogą stanowić żadnej wiarogodnej podstawy dla dalszych obliczeń i projektowania. Pozostaje więc metoda próbnych pompowań, jako jedynie dająca najbardziej rzeczywiste wyniki.

Ponieważ w złożu zbudowanym nawet z jednego rodzaju materiału mogą istnieć duże rozbieżności co do wielkości współczynnika przepuszczalności, dlatego nie można ograniczyć się do małej liczby badań współczynnika, a należy przeprowadzić cały ich szereg w różnych punktach, w zależności od wielkości obiektu oraz potrzebnego stopnia dokładności poszukiwanych wyników. Metoda określania współczynnika k musi być więc metodą prostą i szybko dającą rezultaty. Zazwyczaj stosowane metody na podstawie obserwacji spadku zwierciadła wody gruntowej i czasu wypelniania się lejka depresyjnego po zaprzestaniu pompowania nie są metodami prostymi, bo wymagają oprócz samej studni pompowanej, jeszcze i dodatkowych otworów obserwacyjnych.

Natomiast prosta metoda znalezienia współczynnika „ k ” jest sposób podany przez prof. Roskońskiego¹⁾, opierający się na wzorze podanym przez Forchheimera, i określający k na podstawie prawa wzniosu wody w studni ustalonego bezpośrednio z obserwacji czasów jej wypelniania się po uprzednim wypompowaniu.

Dla studni o oponie nieprzepuszczalnej depresja wyraża się wzorem $H - h_r = \frac{Q}{4kr}$

gdzie: $H - h_r$ jest to depresja w studni, Q — ilości pompowanej wody, k — współczynnik przepuszczalności, r — promień studni.

Dla wody naporowej chwytejanej przez studnię, przy zatrzymaniu pompowania, ilość wody napływającej w czasie dt wyraża się wzorem $Qdt = \pi r^2 dh_r$

Po wstawieniu Q z poprzedniego będzie:

$$dt = \frac{\pi r}{4k} \frac{dh_r}{H - h_r}$$

Przyjmując, że przy wznoszeniu się zwierciadła wody w studni czasowi t_1 odpowiada depresja $H - h_2$, a czasowi t_2 odpowiada $H - h_1$, przy czym $H - h_2 > H - h_1$ otrzymuje się

¹⁾ Zbiornik wody gruntowej w Pralkowcach nad Sanem — Prace PIG.; Warszawa 1924.

$$H - h_r = \frac{Q}{4kr}$$

gdzie: $H - h_r$ jest to depresja w studni Q — ilości pompowanej wody, k — współczynnik przepuszczalności, r — promień studni.

Dla wody naporowej chwytejanej przez studnię, przy w czasie dt wyraża się wzorem

$$Q dt = \pi r^2 dh_r$$

Po wstawieniu Q z poprzedniego będzie:

$$dt = \frac{\pi r}{4k} \frac{dh_r}{H - h_r}$$

Przyjmując, że przy wznoszeniu się zwierciadła wody w studni czasowi t_1 odpowiada depresja $H - h_2$, a czasowi t_2 odpowiada $H - h_1$, przy czym $H - h_2 > H - h_1$ otrzymujemy się

$$\int_{t_1}^{t_2} dt = \frac{\pi r}{4k} \int_{H-h_2}^{H-h_1} \frac{dh_r}{H - h_r}$$

$$t_2 - t_1 = \frac{\pi r}{4k} \ln \frac{H - h_1}{H - h_2}$$

Przyjmując za początek liczenia czasu $t_1 = 0$ (chwila zaprzestania pompowania) oraz biorąc za t_2 zmienianą t i oznaczając $H - h_2$ przez H oraz $H - h_1$ przez h , otrzymuje się:

$$t = \frac{\pi r}{4k} \ln \frac{H}{h} \text{ lub } t = \frac{\pi r}{4k} 2,302 \log \frac{H}{h}$$

$$\text{Oznaczając } 2,302 \frac{\pi r}{4k} = 60 C \text{ będzie } t = C \log \frac{H}{h}$$

Jest to prawo wzniosu wody w studni postaci liniowej. W równaniu tym C jest stałą uzyskaną z obserwacji, H — depresją słupa wody przed zaprzestaniem pompowania, h — depresją odpowiadającą czasowi t .

Z równania możemy wyliczyć C , a dalej k , przy czym czas t w minutach, r promień studni w metrach, k w m/sek.

Liniowe wyrażenie prawa wzniosu wody istnieje tylko wtedy, jeżeli jak wynika z założeń, cała ilość napływającej wody gromadzi się tylko w studni, a nie poza nią w lejku depresyjnym.

Jak z tego wynika średnica studni musi być duża aby studnia, po przerwaniu pompowania, przez pewien dłuższy czas mogła przyjąć dopływającą wodę, oraz aby wpływ lejka depresyjnego, niemożliwy do całkowitego wyeliminowania, był jak najmniejszy. Metoda powyższa jest więc prosta, gdyż ogranicza się do wykonania badań przy pomocy tylko jednej studni, bez konieczności wiercenia dodatkowych otworów obserwacyjnych. Przy zapuszczaniu studni należy oczywiście zwracać uwagę, aby nie został naruszony teren otaczający studnię i zmieniona jego struktura, co by mogło doprowadzić do fałszywych wyników.

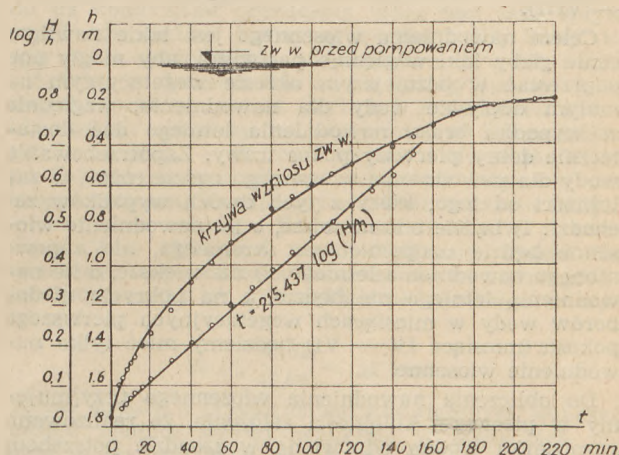
Jedyną niedogodnością, nastrojącą w praktyce pewne trudności w przypadku konieczności przeprowadzenia szeregu badań, jest potrzeba stosowania dużej średnicy studni (np. 2 m). Okazuje się jednak, że w pewnych przypadkach można zastosować średnice studni znacznie mniejsze i wyniki otrzymuje się również dostatecznie dokładne. Mianowicie, jeżeli mamy do czynienia z gruntem o dużej szczelności i małym współczynniku przepuszczalności, wówczas można przeprowadzić badanie przy pomocy studni o małej średnicy, która jest w stanie uchwycić przez pewien czas wodę naporową, z uwagi na jej stosunkowo nieduże ilości. Również przy szybko przeprowadzonym wypompowaniu i mało przepuszczalnym złożu lejek depresyjny tworzący się poza studnią jest nieduży i nie wpływa na wyniki doświadczenia.

W ten sposób przeprowadzono ostatnio określenie współczynnika k przy budowie obiektu fundowanego na drobnych piaskach, tworzących złożo o dużej szczelności. Z tego względu do badania użyto studni zapuszczanej z kręgów betonowych, o niedużej średnicy wynoszącej 0,8 m. Głębokość studni, licząc od

ustalonego zwierciadła wody gruntowej przed rozpoczęciem pompowania, wynosiła $H = 1,76$ m. W studni założono łatę pomiarową, po czym w przeciągu 20 minut wodę wypompowano i rozpoczęto obserwacje napętniania się studni, notując początkowo stany co 2 minuty, później co 4 i 10 minut, w zależności od zwolnienia wznoszenia się zwierciadła wody.

Wyniki obserwacji i obliczenia stałej C na podstawie rachunku wyrównawczego przedstawia poniższe zestawienie

czas t min.	Depresja h m	$\log \frac{H}{h}$	$i \log \left(\frac{H}{h} \right)$	$\left[\log \left(\frac{H}{h} \right) \right]^2$
0	1,76	0,00000	—	—
4	1,60	0,04139	0,16556	0,001715
6	1,56	0,05518	0,3308	0,003045
8	1,52	0,06367	0,50936	0,004054
10	1,49	0,07232	0,72320	0,005230
12	1,46	0,08116	0,97392	0,006587
16	1,40	0,09938	1,59008	0,009876
20	1,34	0,11841	2,3680	0,014209
30	1,215	0,16093	4,82790	0,025898
40	1,090	0,20808	8,32320	0,043297
50	0,985	0,25207	12,60350	0,063539
60	0,885	0,29957	17,97420	0,089742
70	0,805	0,33971	23,77970	0,115403
80	0,720	0,38818	31,05440	0,150684
90	0,655	0,42927	38,63430	0,184273
100	0,600	0,46736	46,73600	0,218425
110	0,550	0,50515	55,56650	0,255177
120	0,500	0,54654	65,58480	0,298706
130	0,460	0,58275	75,75750	0,339598
140	0,420	0,62226	87,11640	0,387208
150	0,371	0,67614	101,42100	0,457165
Razem			576,04080	2,673829



Rys. 1. Wykres wzniosu wody w studni.

$$C = \frac{\sum \left(t \log \frac{H}{h} \right)}{\sum \left(\log \frac{H}{h} \right)^2} = \frac{576,04080}{2,673829} = 215,4366$$

Nanosząc w prostokątnym układzie współrzędnych wartości $\log \frac{H}{h}$ i t , widzimy, że odpowiednie punkty układają się na jednej prostej, co dowodzi słuszności istnienia liniowego prawa wzniosu wody.

Ze związku $2,302 \frac{\pi r}{4k} = 60 C$ można określić wielkość k , która dla badanego przypadku wynosi

$$k = 2,302 \frac{\pi r}{4 \times 60} = 5,62 \times 10^{-5}$$

Badania laboratoryjne przeprowadzone dla prób nienaruszonych, pobranych z tego samego pokładu, w którym była zapuszczana studnia, określiły mniejszą wartość współczynnika $k = 1 \times 10^{-3} - 2 \times 10^{-3}$, czyli grunt byłby bardziej szczelny, niż wskazują badania przeprowadzone w stanie naturalnym.

INŻ. JERZY OSTROWSKI

Biuro Projektów Wodno-Melioracyjnych

Nawodnienie wiosenne użytków zielonych

Dla zwiększenia wydajności naszych łąk i pastwisk konieczne jest — oprócz stosowania zabiegów agrotechnicznych — ich nawodnienie. Najwłaściwszym nawodnieniem jest dostarczenie wody wtedy, kiedy roślinność najwięcej jej potrzebuje, tj. w okresie wegetacyjnym. Z tego powodu dotychczas nawodnienia były zasadniczo wykonywane w okresie miesięcy maj — lipiec. Jednakże brak, lub niedostateczna ilość wody w rzece w powyższym czasokresie, przy nawodnianiu całych dolin rzecznych nasuwa potrzebę projektowania i wykonywania nawodnień w okresie przedwegetacyjnym, celem zmagazynowania w gruncie odpowiedniej ilości wody na okres wegetacji roślin.

Zagadnienie to przybiera już konkretne formy stosowania w praktyce. Wg informacji otrzymanych z Biura Projektów Wodno-Melioracyjnych, w każdym projekcie melioracji i zagospodarowania użytków zielonych rozpatruje się sprawę wykorzystania wód wiosennych do nawodnień i już opracowano szereg projektów z uwzględnieniem tego zagadnienia. Między innymi w projekcie melioracji i zagospodarowania Kuwas system urządzeń melioracyjnych przewiduje nawodnienie łąk i pastwisk wodami wiosennymi, o czym pisali inż. Smółska (Nr 11 — 1951 r.) i inż. Mikulski (Nr 1 — 1952 r.) w naszym czasopiśmie.

Autor w niniejszym artykule naświetla sprawę stosowania nawodnień wiosennych i proponuje dla ich obliczenia odpowiednie dawki wody na 1 ha użytku nawodnianego, wychodząc z założenia potrzeby zmagazynowania w gruncie dostatecznej ilości wody na okres wegetacyjny.

REDAKCJA

Za nawodnienie wiosenne uważamy nawodnienie wykonywane w miesiącach marcu (III) i kwietniu (IV). Nawodnieniem letnim jest nawodnienie wykonywane w miesiącach maj — sierpień (V — VI — VII — VIII).

Celem nawodnienia wiosennego jest takie nawilżenie gleby łąki względnie pastwiska, aby mogły one przetrwać w późniejszym okresie wegetacyjnym na małym dopływie wody dla nawodnienia, względnie w wypadku braku nawodnienia letniego dać dostatecznie dobry pierwszy pokos trawy. Zapotrzebowanie wody dla nawodnienia wiosennego będzie różne, w zależności od tego, który z tych dwóch wypadków zachodzi: 1) będzie ono mniejsze, o ile nawodnienie wiosenne będzie uzupełnieniem skromnego, ale zapewnionego nawodnienia letniego, 2) zaś większe, o ile nawodnienia letniego nie będzie, a na pokrycie niedoborów wody w miesiącach wegetacyjnych pierwszego pokosu (miesiące IV — VI) będziemy mieć tylko nawodnienie wiosenne.

Do obliczenia nawodnienia wiosennego przyjmujemy w pierwszej kolejności założenie, że realizowana gospodarka wodna odpowiada w zasadzie potrzebom łąki, tj. w okresie wiosennym (III — IV) następuje silne nawodnienie, w okresie letnim (V — VIII) wilgoć winna być podtrzymywana tak, aby poziom wody gruntowej możliwie nie opadał poniżej optymalnego dla roślinności poziomu, zaś jesienią i zimą było zapewnione odprowadzanie wody, intensywne osuszanie i przewietrzanie gleby. Intensywne osuszanie i przewietrzanie gleby łąkowej jesienią i zimą jest konieczne również i z tego powodu, że w okresie wegetacyjnym, dzięki niewielkiej ilości wody, jaką rozporządzamy najczęściej do nawodnienia, nie można osiągnąć dużych wahań poziomów wody gruntowej, nieodzownych do należytego przewietrzania gleby. Z tego powodu konieczne jest należyte obniżenie wody gruntowej w okresie pozawegetacyjnym — jesienią i zimą.

Dzięki otwartym w ciągu jesieni i zimy zastawkom spustowym poziom wody gruntowej obniży się do 90 cm (przeciętna głębokość rowów). Zadaniem wiosennego nawodnienia jest podniesienie lustra wody gruntowej z 90 cm do odpowiedniej wysokości, np. 30

Jest więc rzeczą oczywistą potrzeba określania współczynnika przepuszczalności gruntu przy pomocy badań przeprowadzanych w terenie. Inne bowiem metody mogą dać wyniki niewłaściwe, a co gorsze wywołać wrażenie, że ma się do czynienia z warunkami korzystniejszymi od tych, które istnieją w rzeczywistości.

lub 35 cm pod powierzchnię gruntu w wypadku zapewnionego letniego nawodnienia, przy czym poziom, do którego ma być podniesiona woda gruntowa, winien być ustalony rachunkiem letniego nawodnienia¹⁾. W razie braku letniego nawodnienia, zadaniem wiosennego nawodnienia będzie całkowite nasycenie gleby wodą, tj. doprowadzenie lustra wody gruntowej do powierzchni terenu. Jak wiadomo, miarodajnym dla wysokości zbioru pierwszego pokosu jest poziom wody gruntowej w miesiącu maju, natomiast wysokie lub niskie stany wód gruntowych w miesiącu IV, a tym bardziej w III, nie wywierają bezpośrednio decydującego wpływu na wysokość zbiorów i dlatego, podnosząc lustro wody gruntowej w marcu — kwietniu do poziomu terenu, nie należy obawiać się „zabagnienia”.

Przy obliczeniu ilości wody potrzebnej do nawodnienia wiosennego, należy uwzględnić chłonność całkowitą (A) i chłonność rzeczywistą (C) gleb nawodnianych. Zakładając, że w warstwie ponad 90 cm zawartość wody kapilarnej w glebie mineralnej jest obniżona do $\frac{1}{4}$ chłonności rzeczywistej, a w torfie niskim do 0,90 chłonności rzeczywistej, zapotrzebowanie wody dla różnych gleb określić możemy orientacyjnie wg następującego wzoru:

a) dla gruntów mineralnych:

$$W = 10.000 [(H_{max} - H_{min}) (A - 0,75C) + 0,25C \cdot H_{min}]$$

b) dla torfów niskich:

$$W = 10.000 [(H_{max} - H_{min}) (A - 0,9C) + 0,1C \cdot H_{min}]$$

gdzie: W — zapotrzebowanie wody do wiosennego nawodnienia w m³/sek/ha,

H_{max} — położenie lustra wody gruntowej pod powierzchnią terenu na początku nawodnienia wiosennego — w m,

H_{min} — położenie lustra wody gruntowej pod powierzchnią terenu w końcu nawodnienia wiosennego w m,

A — chłonność pełna gleby — w stosunku do objętości,

¹⁾ Por. antykuły prof. J. Ostromęckiego i autora w Nr 4, 1952 r.

C — chłonność rzeczywista gleby — w stosunku do objętości.

Zapotrzebowanie wody do nawodnienia wiosennego różnych gleb i gruntów, obliczone na podstawie powyższych wzorów, podane jest w tab. I przy dwóch założeniach, że $H_{min} = 0,35$ m i $H_{min} = 0$. Dla H_{max} przyjęto 0,90 m.

TABLICA I

Zapotrzebowanie wody w m³/ha do nawodnienia wiosennego przy $H_{max} = 0,90$ m.

L.p. Rodzaj gruntu	Chłonność		Zapotrzebowanie wody w m ³ /ha przy podniesieniu poziomu wody do H_{min}	
	pełna A	rzeczywista C		
			0,35 m	0 m
1. Piaski bardzo przepuszczalne	0,35	0,19	1307	1867
2. Piaski gliniaste	0,40	0,23	1452	2047
3. Mady piaszczyste	0,45	0,25	1663	2362
4. Mady średnio przepuszczalne	0,48	0,27	1762	2497
5. Mady gliniaste	0,52	0,29	1918	2723
6. Torfy niskie	0,83	0,80	885	990

Rzecz oczywista, że w razie braku intensywnego osuszenia w ciągu jesieni i zimy, poziom wody gruntowej na wiosnę będzie wyższy, niż omówione 90 cm pod powierzchnią. Ułoży się on wtedy, po stopnieniu śniegów, na poziomie 50—40 cm, albo jeszcze wyżej. W tym wypadku, o ile łąka ma zapewnione nawodnienie w okresie wegetacyjnym, nawodnienie wiosenne, jako nawilgocenie gleby łąkowej, jest niepotrzebne. O ile natomiast nawodnienie w okresie wegetacyjnym nie jest zapewnione, należy przez nawodnienie wiosenne glebę łąkową całkowicie nasycić wodą, tj. poziom wody gruntowej podnieść do powierzchni. Do tego oczywiście potrzebne będą ilości wody znacznie mniejsze, niż wyżej wyliczone.

Przy założeniu, że poziom wody gruntowej na wiosnę ustabilizował się na 50 cm pod powierzchnią i że na skutek powyższego, po stopnieniu śniegów, chłonność rzeczywista (C) warstwy gleby ponad wodą gruntową jest całkowicie nasycona, zapotrzebowanie wody dla podniesienia poziomu wody gruntowej do powierzchni możemy określić wg następującego wzoru:

$$W = 10.000 \cdot H_{max} (A - C)$$

Zapotrzebowanie wody do nawodnienia wiosennego przy tych założeniach zestawione jest w tab. II.

TABLICA II.

Zapotrzebowanie wody w m³/ha do nawodnienia wiosennego przy $H_{max} = 0,50$ m

L.p. Rodzaj gruntu	Chłonność		Zapotrzebowanie wody w m ³ /sek przy $H_{min} = 0$
	pełna A	rzeczy- wista C	
1. Piaski bardzo przepuszczalne	0,35	0,19	800
2. Piaski gliniaste	0,40	0,23	850
3. Mady piaszczyste	0,45	0,25	1000
4. Mady średnio piaszczyste	0,48	0,27	1050
5. Mady gliniaste	0,52	0,29	1150
6. Torfy niskie	0,83	0,80	150

W razie braku pokrywy śnieżnej liczyć się należy z faktem, że w grupie 1 (piaski b. przepuszczalne) chłonność rzeczywista (C) na wiosnę może być umniejszona w górnej warstwie gleby i że wskutek tego wyliczone 800 m³/ha okażą się zbyt małe.

W wyliczeniach powyższych podane są dwie skrajne granice zapotrzebowania wody dla nawodnień wiosennych: zapotrzebowanie maksymalne — przy podniesieniu poziomu wody gruntowej z 90 cm do powierzchni na łące intensywnie osuszonej jesienią i zi-

mą oraz zapotrzebowanie minimalne — przy podniesieniu poziomu wody gruntowej z 50 cm do powierzchni — na łące, która na jesieni i w zimie osuszana nie była. W granicach tych dwóch zapotrzebowań trzeba będzie często dla poszczególnych projektów wypośredkować właściwe normy. Przy ustalaniu potrzebnych dawek trzeba jednak pamiętać, że przy zalewie nie możemy — tak jak przy nawodnieniu podsiąkowym, stokowym, lub brzdowym — regulować dowolnie dawek wody, że przy zalewie dawka wody będzie bardziej zależała od tego, wiele wody w glebę wsiąknie, niż od tego, wiele wody na 1 ha chcemy dać przy nawodnieniu. Dlatego ostrożne podejście przy ustalaniu wysokości zapotrzebowania wodnych dla wiosennych nawodnień jest ze wszech miar wskazane.

Nawodnienie wiosenne należy bazować na spływach miesięcy III i IV łącznie. Bazowanie tych nawodnień na spływach jednego tylko miesiąca (III lub IV) może się okazać zawodne z powodu dużych wahań spływów miesięcznych w marcu i kwietniu w poszczególnych latach. Tak np. w dorzeczu Bugu najmniejszy spływ w miesiącu III był w 1929 r. i wynosił 4,79 mm; największy był w 1937 r. i wynosił 34,86 mm. Stosunek 1:7. W miesiącu IV najmniejszy spływ był w 1933 r. i wynosił 11,47 mm, największy w 1932 r. i wynosił 43,30 mm, stosunek 1:4. Natomiast oba miesiące wzięte łącznie dają spływ najmniejszy w 1930 r. wynoszący 25,49 mm, a największy w 1927 r. — 61,55 mm. Stosunek już tylko 1:2. Dlatego też do obliczenia nawodnienia wiosennego należy przyjmować spływ obu miesięcy łącznie. Spływ taki w dorzeczu Bugu, obliczony jako średni z dwunastolecia 1926—1937 r., wynosi 42,69 mm. Jednakże na 12 lat było 7 takich, w których spływ III + IV był mniejszy niż 42,69 mm. Poniżej 40 mm były 4 lata, poniżej 35 mm — 3 lata, poniżej 30 mm — 2 lata. Miarodajnym dla nawodnień wiosennych można zatem przyjąć spływ 35 mm, który daje 75% prawdopodobieństwa, względnie 30 mm przy 83% prawdopodobieństwa. Raczej przyjąć należy 30 mm, ze względu na konieczność odrzucenia kilku mm jako spływ przed spłynięciem lodów w miesiącu III, który to spływ dla nawodnienia wykorzystany być nie może.

Spływy w dorzeczu Narwi nie zostały jeszcze ogłoszone, można je jednak wyliczyć z dostateczną dokładnością, odwołując się do spływów w Zakroczymiu (Wisła + Bug + Narew) spływy z dorzecza Wisły pó Zakroczym oraz spływy z dorzecza Bugu. W ten sposób obliczony średni spływ z dwunastolecia 1925/26 — 1936/37 w miesiącu III wynosił 22,68 mm, w miesiącu IV — 27,94 mm, razem 50,62 mm. Zatem dla wiosennych nawodnień w dorzeczu Narwi można przyjąć spływ za III + IV analogicznie do Bugu w wysokości:

$$30 \times \frac{50,62}{42,69} = 35 \text{ mm.}$$

W ten sposób, z przybliżeniem dostatecznym, obliczyć można również spływy wiosenne w dorzeczach innych dopływów Wisły. Tak np. przepływ Wieprza wyliczone z zestawienia przepływów Wisły w Puławach i w Dęblinie wykazują za marzec średnio 22,4 mm, za kwiecień średnio 21,3 mm, razem 43,7 mm, prawie identycznie to samo, co wiosenne przepływy Bugu (42,69 mm). Wydaje się, że wiosenne spływy z dorzeczy prawobrzeżnych nizinnych, bagiennych dopływów Wisły będą się wahać około 40—50 mm, co przy 83% prawdopodobieństwa, analogicznie jak dla Bugu, daje dla nawodnień spływ 30—35 mm.

Za czas wykonania wiosennego nawodnienia uważać należy okres od spłynięcia lodów do końca kwietnia.

Wiosenne nawodnienia na skutek konieczności wysokiego podniesienia wody gruntowej, powodują straty azotanów, wypłukiwanych z górnych warstw gleby przez wodę gruntową. Powodują też procesy denitryfikacyjne i w ogólności powodują zmniejszenie zapasu azotanu w glebie (Kosiakow — Osnovy melioracji, 1951 r., str. 64—65). Procesy nityfikacyjne następują w glebie z powrotem dopiero po obniżeniu się lustra

wody gruntowej, na skutek czego otwarty zostaje dostęp powietrza do gleby. Zważywszy powyższe należy — wobec konieczności stosowania nawodnień wiosennych — zwracać większą uwagę na azotowe nawożenie oraz samo nawodnienie wiosenne przeprowadzać możliwie wcześniej i szybko, ażeby umożliwić jeszcze w początkach okresu wegetacyjnego powrotne procesy nitrifikacyjne. Dla szybkiego wykonania nawodnienia wiosennego winny być odpowiednio rozbudowane donośniki, zaś jazy piętrzące wodę na rzecze winny mieć konstrukcję, umożliwiającą piętrzenie wody i obsługiwanie jazu przy wysokich wodostanach w rzece (Q_3 — zimowe).

Ze względu na konieczność szybkiego nawodnienia, jak również ze względu na to, że dla jednorazowych wiosennych nawodnień nie warto będzie budować zbyt drogiej urządzeń melioracyjnych, najbardziej odpowiednim dla wiosennych nawodnień wydaje się system zalewów kwaterowych, z kilkakrotnym użyciem wody z przelewami w groblach z kwatery na kwaterę. Pamiętać przy tym należy, że ilości wody wykaza-

ne w tablicach I i II są to ilości, które wsiąkną w grunt. Przy obliczeniu nawodnień zalewowych dodać do tego jeszcze należy ilość wody potrzebną do zapewnienia kwater, którą dla całego obszaru nawodnionego można w przybliżeniu obliczyć wg formuły:

$$W_1 = 10.000 \cdot t \cdot F$$

n

gdzie — W_1 — zapotrzebowanie wody dla zalewu całego obszaru nawodnionego w m^3 ,
 t — średnia głębokość zalewu w metrach (zwykle 0,25 — 0,35 m),
 F — powierzchnia nawodnienia w ha,
 n — przeciętna wielokrotność użycia wody do zalewów.

Dokładniej powyższą ilość (W_1) ustalić można, obliczając wodę potrzebną dla każdej kwatery osobno, w kolejności ich zalewu, z uwzględnieniem zrzutów z kwater górnych. Strat wody przy nawodnieniu zalewowym większych obszarów (całych dolin rzecznych) można nie uwzględniać.

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

INŻ. ANTONI OBUCHOWSKI

Dostosowanie regulacji rzek do wymogów rolnictwa

Przy regulacji mniejszych rzek zasadniczą rolę odgrywają względy rolnicze.

Pierwszym i najważniejszym warunkiem jest, aby lustro wody w rzece było na takim poziomie, które by z jednej strony pozwoliło na wystarczające odwodnienie doliny, lecz by jednocześnie nie znajdował się zbyt nisko i nie powodował przesuszenia przyległych terenów rolniczych.

Drugim mniej ważnym punktem, a niekiedy nawet kwestionowanym, jest, aby wielkie wody letnie mieściły się w korycie. Nagłe i niespodziewane ulewę w okresie letnim powodują wiele szkód np. przez zamulenie trawy, co powoduje zwykle częściową lub całkowitą utratę pokosu, zabranie skoszonego siana, wymoknięcie zbóż itp.

Trzecim żądaniem będzie, aby wykopy pod rzekę, kanał czy rów zajęły możliwie mało powierzchni użytkowej.

Nie mówimy w danym wypadku o zasadniczym żądaniu rolnictwa, aby uregulowana rzeka była wyposażona w urządzenia piętrzące, co wymaga dodatkowych budowli, działających okresowo i stosunkowo mało zależy od kształtu samego koryta.

A więc mamy trzy główne żądania: 1) lustro wody nie powinno znajdować się zbyt głęboko, 2) woda letnia nie powinna wylewać, 3) powierzchnia zajęta pod rzekę ma być możliwie mała.

Aby uzyskać naświetlenie tego zagadnienia od strony technicznej porównajmy jak będzie przedstawiał się przekrój poprzeczny dla 3 cieków o różnej wielkości, a mianowicie dla zlewni o średnich warunkach, o wielkości 20, 100 i 500 km^2 . Wg wzoru Iszkowskiego, przyjmując $h = 550$ mm, $C_m = 0,30$, $Ch = 0,055$, $v = 0,8$, otrzymamy objętości charakterystycznych przepływów zestawione w tablicy I.

Przeciętnie przyjmuje się, że przy wodzie średniej normalnej (Q_2) głębokość wody wynosi przy zlewni (prof. Zakaszewski — Melioracje rolne — T. I str. 157):

20 km^2 — ok. 0,3 m

100 „ — „ 0,4 m

500 „ — powyżej 0,5 m.

Zakładamy, że spadki dolin (i) wynoszą tu odpowiednio:

dla zlewni 20 km^2 — 1,0‰

„ 100 „ — 0,7‰

„ 500 „ — 0,5‰

Będziemy teraz tak dobierali szerokość dna aby przy średniej wodzie normalnej osiągnąć z jednej strony pożądaną głębokość, a z drugiej strony nie przekroczyć dopuszczalnych prędkości. Stosując przy zlewni 20 i 100 km^2 nachylenie skarp 1:1,5 a przy zlewni 500 km^2 — 1:2, otrzymamy wymiary szerokości dna (a), głębokości wody (t) oraz prędkości (v) — zestawione w tablicy II.

Wg danych z tabl. II lustro wody będzie się więc znajdowało przeciętnie poniżej terenu przy:

$F = 20$ km^2 i przy Q_2 — 0,83 m, przy Q_1 — 0,89 m

$F = 100$ km^2 i przy Q_2 — 1,21 m, przy Q_1 — 1,35 m

$F = 500$ km^2 i przy Q_2 — 1,62 m, przy Q_1 — 1,76 m

Po uregulowaniu więc potoku o większej zlewni np. 100 km^2 względnie rzeki o zlewni 500 km^2 , powstanie obawa przesuszenia. Konieczne więc tu będzie podniesienie dna. Można to osiągnąć trzema sposobami:

1. zrezygnowanie z warunku pomieszczenia w korycie wielkiej wody letniej,

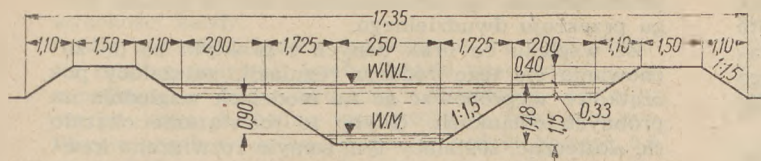
2. ogroblowanie na wielką wodę letnią,

3. zastosowanie przekroju dwudzielnego.

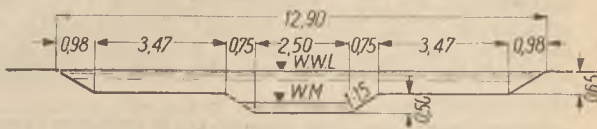
Rozpatrzmy obecnie dla naszego wypadku i obliczonych wyżej szerokości dna dwa ostatnie rozwią-

TABLICA I
Objętości charakterystycznych przepływów

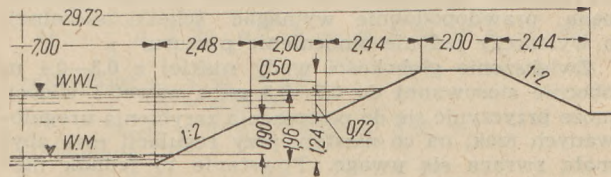
Rodzaj przepływu	Objętości przepływu w $m^3/sek.$ przy zlewni		
	20 km^2 (Q_{20})	100 km^2 (Q_{100})	500 km^2 (Q_{500})
Średni roczny — Q_m	0,1	0,52	2,62
Średni normalny — Q_2	0,17	0,40	1,50
Średni niski — Q_1	0,04	0,20	0,80
Wielka woda kat. — Q_4	5,44	22,40	89,20
Wielka woda letnia — Q_3	$0,3Q_4 = 1,6$	$0,3Q_4 = 6,7$	$0,26Q_4 = 23,00$



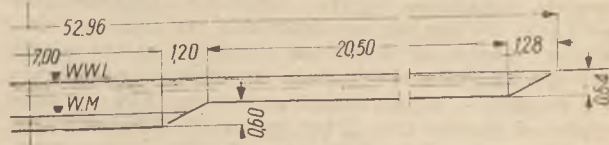
Rys. 1



Rys. 3



Rys. 2



Rys. 4

TABLICA II

Szerokość dna, głębokości i średnie prędkości w korycie rzecznym przy różnych przepływach charakterystycznych.

Wielkość zlewni i spad dna	Wielkość przepływu w m³/sek.	Szerokość dna Q w m	Głębokość wody t w m	Średnia prędkość v w m/sek.
F = 20 km² i = 1‰	Q₃ = 1,6	0,6	1,09	0,66
	Q₂ = 0,07		0,26	0,27
	Q₁ = 0,04		0,20	0,22
F = 100 km² i = 0,7‰	Q₃ = 6,70	2,5	1,60	0,85
	Q₂ = 0,40		0,39	0,33
	Q₁ = 0,20		0,25	0,27
F = 500 km² i = 0,5‰	Q₃ = 23,0	7,0	2,10	0,98
	Q₂ = 1,5		0,48	0,39
	Q₁ = 0,80		0,34	0,30

zania, zakładając, że poziom wody przy średniej niskiej wodzie nie powinien znajdować się niżej niż 0,9 m pod terenem, czyli że głębokość wykopu winna co najwyżej wynosić:

przy zlewni 100 km² — 0,9 + 0,25 = 1,15 m

przy zlewni 500 km² — 0,9 + 0,34 = 1,24 m

Przy przyjęciu koryta obwałowanego na wielką wodę i założeniu, że wał znajduje się w odległości 2 m od krawędzi wykopu otrzymamy wymiary tak, jak podano na rys. 1 dla zlewni 100 km², a na rys. 2 dla zlewni 500 km².

Przy przyjęciu koryta dwudzielnego otrzymamy wymiary tak jak podano na rys. 3 dla zlewni 100 km² i na rys. 4 dla zlewni 500 km².

Jak będą się przedstawiały roboty ziemne oraz szerokość pasa zajętego pod uregulowaną rzekę przy różnych rodzajach przekroju poprzecznego, można się zorientować z danych z tabl. III.

TABLICA III

Zestawienie przekrojów poprzecznych

Pow. zlewni km²	Przekrój zwarty		Przekrój obwałowany			Przekrój dwudzienny	
	pow. wykopu m²	szerokość m	powierzchnia		szerokość m	pow. wykopu m²	szerokość m
			wykopu m²	nasypu m²			
20	2,4	3,9	—	—	—	—	—
100	7,8	7,3	4,9	3,8	17,35	9,4	12,90
500	23,5	15,4	11,8	10,8	29,72	38,1	52,96

Analizując te dane, widzimy, że najtańszy — jeżeli chodzi o roboty wykonawcze — będzie przekrój obwałowany i to w tym większym stopniu, im większy jest ciek. Drugim z kolei, jeżeli chodzi o koszt robót ziemnych, jest koryto zwarte, a najdroższy jest przekrój dwudzienny. Szerokość zajęta pod uregulowany ciek jest najmniejsza przy przekroju zwartym, a przy przekroju dwudzielnym dochodzi przy większej zlewni do stosunkowo wielkich rozmiarów, stawiając pod znakiem zapytania celowość tego sposobu rozwiązania. Przy mniejszej zlewni można wybierać jedno z trzech rozwiązań, zależnie od miejscowych warunków, natomiast przy większych zlewniach mogą być tylko rozważane dwa pierwsze rozwiązania, tj. przekrój zwarty, względnie obwałowany.

W dotychczasowej praktyce najbardziej powszechnie stosowany jest przekrój zwarty. Przekrój obwałowany w praktyce stwarza wiele dodatkowych trudności, jak konieczność budowy słuz wałowych z kłapami, konieczność odwodnienia zawala, teren w międzywałie stale się podnosi i rzeka stopniowo wznosi się ponad teren, co stwarza z czasem dodatkowe trudności. Do tego dochodzą kłopoty z bieżącą konserwacją niewysokich wałków, które często są niszczone przez pojazdy, co w rezultacie stawia pod znakiem zapytania zabezpieczenie od zalewów.

Przekroje dwudzielne są z reguły kosztowniejsze od przekroju zwartego, szerokość zajmowana pod regulację jest znaczna, łatwo zarasta, wszystko to powodowało, że one też nie miały dużo zwolenników.

W rezultacie prawie powszechnie stosowano dotychczas w praktyce przekroje zwarte, które technicznie są najprostsze i najpewniejsze w działaniu. Jednak głębokie zwarte koryto wzmaga niebezpieczeństwo erozji dna i w wypadku zaniedbania konserwacji biejącej i okresowych napraw rzeka pogłębia się coraz bardziej i w rezultacie powstaje przesuszenie przyległych terenów rolniczych. Sytuacja jest tu dosyć trudna i wydaje się, że należałoby z czegoś zrezygnować. Ostatnio coraz częściej mówi się o dopuszczeniu do wylewania się wielkiej wody letniej. Twierdzi się, że przecież to nie zaszkodzi, że woda okresowo zaleje łąki czy pola, ale prawdopodobnie mówi się tak, bo po uregulowaniu rzeki zapomniano już o kłopotach, któ-

re powodowały te niespodziewane zalewy w okresie sianokosów czy też bezpośrednio przed nimi. Często właśnie te letnie zalewy zmusiły rolnika, aby zwracał się o pomoc do techników. Rezygnowanie z tego warunku i bez szukania możliwości rozwiązania byłoby zbyt pochopne.

Zastanówmy się, czy rzeczywiście nie ma innego wyjścia? Można by np. szukać rozwiązania drogą zwiększenia szerokości dna, lecz główna trudność polega na tym, że przy wodzie niskiej głębokość wody w rzece nie może być zbyt mała, powodowałoby to bowiem zarastanie koryta i znacznie utrudniło konserwację, dlatego też szerokość dna nie może być zbyt wielka. Głębokość wody jak wiadomo zależy z jednej strony od powierzchni przekroju przepływu, a z drugiej — od szybkości przepływu, która z kolei zależy od spadku dna. Przy tej samej szerokości dna, lecz różnym spadku, otrzymamy dla tego samego przepływu różne głębokości wody. Mamy więc zadanie, aby w danym korycie woda niska posiadała żądaną minimalną głębokość, a z drugiej strony w. woda letnia nie wylewała się poza koryto. Gdyby udało się osiągnąć, aby spadek łustra wody przy wodzie niskiej był znacznie mniejszy niż przy wielkiej wodzie letniej, sprawa byłaby rozwiązana. Przy danej szerokości dna otrzymalibyśmy przy wodzie niskiej i nieznacznym spadku łustra wody odpowiednią głębokość, natomiast w. woda letnia posiadając większy spadek łustra wody mogłaby się zmieścić w korycie. Głębokość cieku mogłaby być znaczna, jednak przy odpowiednio dużej głębokości wody niskiej w korycie jej lustro znajdowałoby się stosunkowo niezbyt daleko od powierzchni terenu, nie groziłoby więc przesuszenie. Głębokie, wyerodowane koryta rzek mogłyby się wtedy okazać najbardziej korzystnymi, gdyż przez zmniejszenie spadku łustra wody niskiej głębokość jej znacznie by wzrosła, a przez to obawa przesuszenia przestałaby być groźna, a z drugiej strony głębokie o dużym przekroju koryto pozwoliłoby na pomieszczenie w. wody letniej i uniknięcie niespodziewanych zalewów, które można by zastąpić korzystnymi zalewami uregulowanymi, co nie dałoby strat a tylko korzyści.

Alle teraz pytanie, czy jest to w ogóle możliwe?

Teoretycznie okazuje się to nawet łatwe do rozwiązania. Powszechnie znane jest zjawisko, że gdy przy zbyt dużym spadku podłużnym dna stosuje się regulację progową przy pomocy niewysokich progów, to rezultaty zwykle są ujemne, gdyż lustro wody nawet stosunkowo niezbyt wielkiej układa się ze spadkiem bliskim linii przeprowadzonej przez wierzchołki progów. Zatamanie łustra wody na progach zamiast projektowanego 10, 15 cm, równego wysokościom progów, otrzymuje się 2—3 cm, a nawet i mniej. Wykorzystując to zjawisko w danym wypadku, tj. dając w dnie cały szereg niskich progów, możemy osiągnąć, że spadek łustra wody niskiej może być odpowiednio zmniejszony, a stąd głębokość odpowiednio zwiększona, natomiast woda wielka posiadająca wyższy poziom zachowa mniej więcej dany spadek i będzie mogła zmieścić się w korycie.

Przesuszenie przestanie być groźne, a wielka woda letnia nie będzie wylewała.

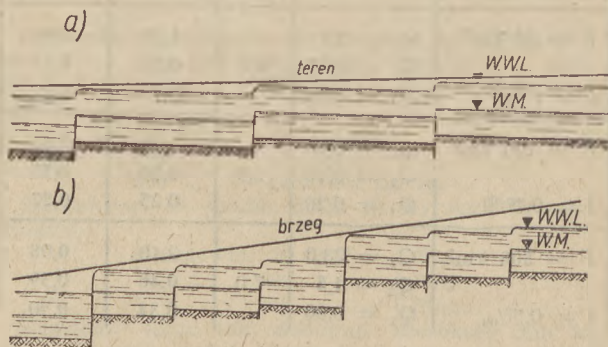
Alle jak to wykonać praktycznie? Przy wodzie niskiej powinniśmy osiągnąć na każdym progu zatamanie łustra wody mniej więcej równe wysokości progów. W jaki sposób to można osiągnąć? Jednym ze sposobów będzie danie progów szczelinowych, który omówiony był w artykule „Progi a erozja dna”¹⁾, lecz o wysokości ścianki progów równej głębokości wody niskiej. Zmniejszenie przekroju przepływu na progu będzie tu jednak miało ten ujemny skutek, że będzie ono powodowało pewne podpiętrzenie w. wody, co orientacyjnie — przy głębokości wody niskiej — 0,70 m, a w. wody — 1,70 m i progów o wysokości 15 cm może wynosić ok. 5 cm. Można by temu

przeciwdziałać np. przez zastosowanie w pobliżu progów przekroju dwudzielnego.

Ze względu na brak danych z praktyki co do zachowania się tego rodzaju regulacji, należałoby początkowo wypróbować go na modelach względnie na próbnych odcinkach. Gdyby to rozwiązanie okazało się skuteczne, zostałaby tym samym rozwiązana kwestia renowacji wyerodowanych rzek oraz usunięcia zjawiska przesuszenia dolin rzecznych. Koszt takiej renowacji jest stosunkowo niewielki, progi o takiej nieznacznej wysokości, wynoszącej 10—15 cm, nie będą prawdopodobnie wymagać ścianki szczelnej, a wystarczy jedynie umocnienie poszuru.

Zwiększenie głębokości wody niskiej z 0,3—0,4 m obecnie stosowanej do 0,7—0,8 m, a nawet i więcej, może przyczynić się do polepszenia zarybienia uregulowanych rzek, na co niestety przy regulacji rzek zbyt małą zwraca się uwagę. Powstanie tu jednak niebezpieczeństwo zamulania. Trzeba będzie więc starać się unikać zbyt małych prędkości. Progi szczelinowe pozwalają wyprowadzić na to, aby w czasie wielkiej wody większości namulów została uniesiona. Jasne jest, że zamulanie przy tym rozwiązaniu będzie większe niż obecnie, lecz główną wadą, którą należy usunąć z regulacji rzek, jest raczej erodowanie a nie zamulanie.

Zmniejszenie spadku łustra wody niskiej zmniejszy szybkość wody, a więc i niebezpieczeństwo rozmywania dna i skarp, stąd też stosowanie silnych umocnień w dnie może okazać się zbędne.



Rys. 5a i 5b

Szkice przekrojów podłużnych rzek uregulowanych z niskimi przegradami szczelinowymi są przedstawione na rys. 5a i b.

Dla przykładu spójmy przeprowadzić obliczenia dla wyżej podanych wypadków, tj. dla rzek o zlewni 20 km² i 100 km². Jako zadanie postawmy sobie, aby poziom najniższej wody normalnej znajdował się średnio na głębokości 0,90 m pod terenem, a w. woda letnia mieściła się w korycie.

Dla zlewni 20 km² wystarczy głębokość koryta zwartego $t = 1,09$ m, lustro wody niskiej ułoży się na głębokości $1,09 - 0,20 = 0,89$ m, a lustro wody normalnej na głębokości $1,09 - 0,26 = 0,83$ m pod terenem. Przesuszenie więc tu nie zagraża.

Przy zlewni 100 km² otrzymaliśmy dla koryta zwartego głębokość 1,60 m, przy czym poziom wody niskiej ułoży się na głębokości $1,60 - 0,25 = 1,35$ m, a wody normalnej na głębokości $1,60 - 0,39 = 1,21$ m pod terenem, może tu więc zagrażać przesuszenie. Dla osiągnięcia, aby poziom wody niskiej znajdował się średnio na głębokości 0,90 m, napełnienie w korycie winno wynosić $1,60 - 0,90 = 0,70$ m. Aby otrzymać takie napełnienie dla przepływu $Q_1 = 0,20$ m³/sek, przy szerokości dna 2,5 m, spadek podłużny winien wynosić 0,03‰. Średnia szybkość przepływu wyniesie:

$$V = \frac{0,2}{(2,5 + 0,7 \cdot 1,5) \cdot 0,7} = 0,08 \text{ m/sek.}$$

Dla otrzymania spadku dna 0,03‰, zamiast pierwotnego nachylenia dna 0,7‰ trzeba będzie na jed-

¹⁾ „Gospodarka Wodna” 1950, Nr 4—5.

nym kilometrze bieżącym dać trzy progi po 0,22 m wysokości każdy.

Aby zapewnić żądane napełnienie na całej długości między progami, trzeba będzie zastosować progi szczelinowe. Dla obliczenia wymiarów szczeliny przyjmujemy, że będzie ona posiadała boki pionowe. Współczynnik wydatku trzeba tu będzie przyjąć 0,5, ze względu na znaczne dławienie spowodowane stosunkowo małą powierzchnią szczeliny w porównaniu z powierzchnią przekroju koryta.

Posługując się wzorem na przewle zatopiony:

$$Q = \frac{2}{3} \mu_1 \sqrt{2g \cdot p^{3/2}} b + \mu_2 \sqrt{2g \cdot V p} (t-h)b$$

i zakładając $\mu_1 = \mu_2 = 0,5$

$$p = 0,20 \text{ m,}$$

$$t-h = 0,72 - 0,22 = 0,50 \text{ m}$$

znajdziemy:

$$b = \frac{0,2}{1,47 \times 0,089 + 2,21 \times 0,446 \times 0,5} = 0,32 \text{ m}$$

Przy przepływie normalnym $Q_2 = 0,4 \text{ m}^3/\text{sek}$. lustro wody ułoży się nieznacznie wyżej. Zakładamy, że na stopniu tuż powyżej napełnienie będzie wynosiło 0,77 m, a już poniżej 0,79 m. Sprawdzimy teraz to założenie przy pomocy wzoru:

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu_1 \cdot \sqrt{2g \cdot p_1^{3/2}} \cdot b_1 + \mu_2 \sqrt{2g \cdot V p_2} \cdot \sqrt{p_2} \cdot (t-h) \cdot b_2$$

gdzie: μ_1 przyjęto = 0,75

$$\mu_2 = 0,50$$

$$p_1 = 0,77 - 0,70 = 0,07 \text{ m}$$

$$p_2 = 0,77 - 0,22 = 0,55 \text{ m}$$

$$t-h = 0,79 - 0,22 = 0,57 \text{ m}$$

$$b_1 = 2,5 + 2 \times 1,5 \times 0,92 + 0,8 \times 1,5 \times 0,06 = 5,23 \text{ m.}$$

$$Q_2 = 2,21 \times 0,0185 \times 5,23 + 2,21 \times 0,446 \times 0,57 \times 0,32 = 0,393, \text{ tj. ok. } 0,4 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

Obliczymy teraz, jak ułoży się wielka woda letnia o przepływie $Q_3 = 6,7 \text{ m}^3/\text{sek}$.

Zakładając głębokość wody tuż powyżej progu 1,70 m i licząc od przekroju do przekroju, posługując się tablicami Scheviot'a, otrzymamy

$$t_0 = 1,70 \text{ m, } i = 0,54^\circ/00$$

w odległości 50 m — $t = 1,727 \text{ m}$; $i = 0,51^\circ/00$

;; 100 „ — $t = 1,751$; $i = 0,48$ „

;; 150 „ — $t = 1,774$; $i = 0,46$ „

;; 200 „ — $t = 1,796$; $i = 0,44$ „

;; 250 „ — $t = 1,818$; $i = 0,42$ „

;; 300 „ — $t = 1,839$; $i = 0,40$ „

;; 333 „ — tj. tuż poniżej progu $t = 1,852 \text{ m}$.

Otrzymamy więc na stopniu różnicę poziomów wody:

$$p = (1,70 + 0,22) - 1,85 = 0,07 \text{ m.}$$

Szybkość dopływu wody wyniesie przy głębokości 1,70 m. ok. 0,8 m/sek, stąd $k = 0,03 \text{ m}$.

Sprawdzimy teraz, czy taka różnica poziomów wystarczy dla przepływu 6,70 m³/sek.

$$Q = \frac{2}{3} \mu_1 \sqrt{2g} \left[(p+k)^{3/2} - k^{3/2} \right] b + \mu_2 \sqrt{2g} \cdot F_1 \cdot \sqrt{p+k} + \mu_3 \sqrt{2g} \cdot F_2 \cdot \sqrt{p+k},$$

gdzie F_1 jest to powierzchnia pola przepływu nad koroną muru progu, a F_2 powierzchnia szczeliny progu.

Przyjęto: $\mu_1 = 0,83$, $\mu_2 = 0,62$, $\mu_3 = 0,50$.

$$F_1 = (2,5 + 1,5 \times 1,85)1,85 - (2,5 + 1,5 \times 0,92)0,92 = 6,20 \text{ m}^2,$$

$$F_2 = 0,32 \times 0,70 = 0,22 \text{ m}^2$$

$$b = 2,5 + 2 \times 1,5 \times 1,85 + 0,8 \times 1,5 \times 0,07 = 8,12 \text{ m,}$$

$$Q = 2,50 \times 8,12 \times [(0,10)^{3/2} - (0,03)^{3/2}] + 2,87 \times 6,20 \times \sqrt{0,10} + 2,21 \times 0,22 \times \sqrt{0,10} = 6,33 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

Widać stąd, że przy zastosowaniu progu typu szczelinowego w. woda letnia wystąpiłaby z brzegu, przy

czym tuż powyżej progu na wysokości ok. 21 cm, która stopniowo w miarę oddalania od progu malałaby, spadając do 14 cm tuż poniżej następnego progu. Gdyby takie podniesienie wielkiej wody było niewskazane, należałoby zastosować w sąsiedztwie progu koryto dwudzielne.

Zakładając, że lustro wody tuż poniżej progu winno ułożyć się nie wyżej jak 1,71 m, tj. równo z brzegami, a powyżej progu dopuścimy nieznaczne podpiętrzenie o 2 cm, obliczymy potrzebne poszerzenie koryta.



Rys. 6

Niech poszerzenie koryta na poziomie korony progu będzie o 3,0 m z każdej strony (rys. 6), sprawdzimy wtedy stosując wyżej podany wzór, gdzie:

$$F_1 = (2,5 + 2 \times 1,5 \times 0,92 + 6,00 + 1,5 \times 0,79)0,79 = 9,84 \text{ m}^2$$

$$F_2 = 0,22 \text{ m}^2$$

$$b = 2,5 + 2 \times 1,5 \times 1,71 + 6,00 + 0,8 \times 1,5 \times 0,03 = 2,5 + 5,13 + 6,00 + 0,04 = 13,67 \text{ m;}$$

$$p = 0,02 \text{ m, } k = 0,03 \text{ m,}$$

$$Q = 2,50 \times 13,67 [(0,05)^{3/2} - (0,03)^{3/2}] + 2,87 \times 9,84 \times \sqrt{0,05} + 2,21 \times 0,22 \times \sqrt{0,05} = 0,21 + 6,31 + 0,11 = 6,63, \text{ tj. ok. } 6,70 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

Licząc od przekroju do przekroju, przy czym dla uproszczenia nie uwzględnia się poszerzenia koryta przy progu oraz posługując się tablicami Scheviot'a otrzymamy:

w odległości	0 m	$t_0 = 1,51 \text{ m}$	$i = 0,82^\circ/00$
;;	50 „	$t = 1,551$ „	$i = 0,76$ „
;;	100 „	$t = 1,589$ „	$i = 0,70$ „
;;	150 „	$t = 1,624$ „	$i = 0,64$ „
;;	200 „	$t = 1,656$ „	$i = 0,60$ „
;;	250 „	$t = 1,692$ „	$i = 0,56$ „
;;	300 „	$t = 1,720$ „	$i = 0,52$ „
;;	333 „	tj. tuż poniżej progu $t = 1,737 \text{ m}$.	

Otrzymaliśmy tu zamiast założonej 1,71 m głębokość 1,737 m; ponieważ jednak nie uwzględniliśmy tu rozszerzenia koryta w pobliżu progu, można przyjąć, że leży to w granicach błędu i że prawdopodobnie lustro wody wielkiej ułoży się mniej więcej w korycie i, jeżeli wystąpi z brzegów, to b. nieznacznie, najwyżej o ok. 3–5 cm.

Na budowę takiego progu potrzeba będzie ok. 6 m³ betonu; koszt progu wyniesie ok. 3.000 zł. Ponieważ na 1 km bieżący rzeki wypadają 3 progi, dodatkowy koszt wyniosłby ok. 9.000 zł na 1 km. Gdyby zamiast przekroju zwartego zastosować przekrój dwudzielny, to objętość wykupu na 1 km zwiększyłaby się o ok. 1.600 m³, a koszt o ok. 10.000 zł.

Podany wyżej sposób regulacji przy pomocy progów szczelinowych kosztowałby mniej więcej tyle co regulacja systemem koryta dwudzielnego, przy czym zaoszczędziłoby się tu pas gruntu o pow. ok. 0,5 ha. Koryto w ten sposób uregulowane byłoby znacznie mniej czułe na erozję denną i byłoby korzystniejsze dla hodowli ryb.

Obliczenia powyższe stanowią pierwsze przybliżenie, można tu przeprowadzić różne kombinacje, jak np. poszerzenie dna rzeki celem jej spłycenia, dopuszczenie pewnego nieznacznego rozlania w wodę letniej itp. Wszystko to jednak wymagałoby oprócz obliczeń sprawdzenia w praktyce, jak tego rodzaju regulacja zachowywałaby się w różnych warunkach wodnych w ciągu roku. Zachodzi tu np. obawa uszkodzenia przez lody. Korona progu musiałaby więc być odpowiednio zaokrąglona.

Wnioski

1. Normalne sztuczne koryto zwarte jest zwykle za głębokie, a jednocześnie woda niska zbyt płytka, co w rezultacie powoduje, że lustro wody jest głęboko położone i występuje przesuszenie.
2. Koryto dwudzielne względnie ogroblowane usuwa wadę przesuszenia, jednak głębokość wody niskiej jest w dalszym ciągu niewielka. Szybkości wody normalnej i średniej wysokiej są stosunkowo znaczne, konieczne jest umocnienie stopy skarpy. Ryby w płytkich uregulowanych rzekach nie utrzymują się.
3. Zastosowanie koryta zwanego i zabudowanego progami szczelinowymi daje następujące korzyści:
 - lustro wody znajduje się niezbyt głęboko pod powierzchnią, przesuszenie więc nie zagraża;
 - koszt wykonania robót ziemnych i stopni nie przewyższa na ogół kosztu robót ziemnych

przy korycie dwudzielnym, a pas gruntu zajęty pod rzekę jest mniejszy;

- w wypadku gdyby okazało się, że umocnienie skarp może być słabsze niż przy korycie dwudzielnym, lub gdyby okazało się ono zbędne, można by osiągnąć duże korzyści przy wykonawstwie;
- rzeka uregulowana nie traci swoich dodatkowych stron. W dalszym ciągu może być zarybiona, wykorzystana do celów kąpiel i sportów wodnych;
- groźba erozji dna zostałaby usunięta. Ujemne cechy byłyby następujące:
 - konieczność częstszego odmulania,
 - brzegi wymagałyby prawdopodobnie częstszych reperacji,
 - progi szczelinowe mogłyby powodować powstawanie zatorów,
 - większe zużycie cementu względnie drzewa do regulacji.

INŻ. JÓZEF LIEBFELD

Przewodniczący Komisji
Wodociąg.-Kanaliz. PKN

Normalizacja prac w zakresie sporządzania projektów wodociągowych i kanalizacyjnych

Już w roku 1945, z chwilą powołania do życia przez b. Ministerstwo Odbudowy Komisji Normalizacji Budownictwa PKN, w utworzonej Komisji Wodociągowo-Kanalizacyjnej przystąpiono do opracowania m. in. „Wytycznych do projektowania wodociągów i kanalizacji”, które jako projekt normy PN/B—1510 zostały opublikowane w czasopiśmie „Gaz, Woda i Technika Sanitarna” w kolejnych nr nr 7 i 8 w r. 1946. Komisja po rozważeniu i uwzględnieniu nadesłanych uwag terenu doszła do wniosku, że należy wytyczne powyższe ponownie przepracować. W tej nowej postaci ukazały się one po raz drugi w czasopiśmie „Gaz, Woda i Technika Sanitarna” w kolejnych nr nr 1 i 2 w r. 1948, znowu jako projekt normy PN/B—1510.

W roku 1949 powstała Państwowa Komisja Planowania Gospodarczego, która wydała szereg instrukcji, związanych z opracowaniem dokumentacji technicznej, m. in. w roku 1950 ukazała się Instrukcja Nr 20, zatwierdzona przez Przewodniczącego PKPG dnia 15 maja 1950 r., która objęła zagadnienie projektów ramowo, nie precyzując jednakże dziedziny wodociągów i kanalizacji.

Powołano również w tym okresie do życia biuro projektowe, m. in. w ramach Centralnego Biura Projektów Architektonicznych i Budowlanych (CBP — A i B) utworzono Dział Techniki Sanitarnej (DTS), który przystąpił do sporządzania dokumentacji technicznej m. in. w dziedzinie wodociągów i kanalizacji.

Od początku 1951 r. DTS przeszedł do nowo utworzonego Centralnego Biura Studiów i Projektów Budownictwa Komunalnego (CBS i PBK) przy Ministerstwie Gospodarki Komunalnej i w Dziale tym ześrodkowana jest głównie praca nad sporządzaniem dokumentacji technicznej wodociągowo-kanalizacyjnej dla miast, osiedli oraz zakładów przemysłowych.

Zrozumiałe więc się staje zainteresowanie „Wytycznymi do projektowania wodociągów i kanalizacji”, które musiały ulec nowemu przepracowaniu i uwzględnieniu wymagań Instrukcji PKPG Nr 20 oraz późniejszych jej uzupełnień.

W ten sposób Komisja Wodociągowo-Kanalizacyjna PKN, uwzględniając zmienione warunki wynikające z zadań postawionych w Planie 6-letnim, uznała za słuszne opracowanie nowej formy, która otrzymała Nr PN/B—02700.

Zanim przejdziemy do rozważenia projektu normy PN/B—02700, musimy stwierdzić, że poprzedni projekt normy PN/B—1510 znalazł aprobatę u fachowców czeskich, którzy przetłumaczyli jej treść na język czeski i, nadsyłając nam to tłumaczenie, wyrazili pogląd, że norma PN/B—1510 stanowić może doskonały materiał dla projektujących. Przybyli do Polski fachowcy normalizatorzy radzieccy również zainteresowali się powyższą normą na konferencji zorganizowanej przez PKN.

Jednakże Komisja Wodociągowo-Kanalizacyjna, jak to podaliśmy wyżej, postanowiła dostosować się do Instrukcji PKPG Nr 20 z roku 1950 i dlatego opracowała i po przedyskutowaniu przyjęła nowy projekt wytycznych, dość znacznie różniący się od pierwotnego opracowania.

Nowe wytyczne wywołały żywy oddźwięk wśród grona fachowców, zainteresowanych ujednolicieniem projektowania, podniesieniem opracowań do odpowiedniego poziomu, głównie zaś ustaleniem zakresu wymagań i treści poszczególnych stadiów dokumentacji technicznej w dziedzinie zewnętrznych wodociągów i kanalizacji, inaczej — w dziedzinie sanitarnej gospodarki wodnej.

W dalszym ciągu omówimy treść wytycznych PN/B—02700, cytując treść ich na podstawie materiałów rozesłanych do zaopiniowania. Nie jest to więc treść ostateczna i obowiązująca PKN.

WODOCIĄGI I KANALIZACJA

Wytyczne do sporządzania projektów PN/B—02700.

1. W s t ę p.

1. 1. P r z e d m i o t n o r m y. Przedmiotem normy są wytyczne do sporządzania dokumentacji technicznej dla zewnętrznych urządzeń wodociągowych i kanalizacyjnych w miastach i osiedlach oraz zakładach przemysłowych.

Z treści powyższego wynika, że zakres projektowania normy obejmuje wszelkie zewnętrzne urządzenia wodociągowe i kanalizacyjne, komunalne i przemysłowe, w odróżnieniu od pierwotnego opracowania, które ograniczało się jedynie do miast i osiedli. Jest to więc pierwsze ujednolicienie projektowania, które w rezultacie dać powinno oszczędności w pracy.

2. Stadia dokumentacji.

2. 1. **Określenie.** Stadium dokumentacji technicznej nazywa się odpowiedni zakres prac projektowych, stanowiący pewną całość i charakteryzujący się stopniem rozpracowania zagadnienia.

2. 2. **Podział na stadia.** Rozróżnia się następujące kolejne stadia sporządzania dokumentacji technicznej: I — założenia projektu, II — projekt wstępny, III — projekt techniczny, IV — rysunki robocze. Przejście do opracowania następnego stadium powinno być poprzedzone zatwierdzeniem poprzedniego stadium przez właściwe organy.

2. 3. **Łączenie stadiów.** Łączenie ze sobą stadiów może być dopuszczone na ogół przy opracowaniu projektów rozbudowy istniejących urządzeń wodociagowych i kanalizacyjnych oraz w innych przypadkach uzasadniających takie postępowanie, jak np. przy opracowaniu rozwiązań nie budzących wątpliwości albo przy istnieniu już w formie opracowanej danych, które stanowią materiał objęty poprzednim stadium.

2. 4. **Powiązanie z planem zagospodarowania przestrzennego.** Przy opracowaniu projektów wodociągów i kanalizacji należy uwzględnić dane do miejscowego prawomocnego planu zagospodarowania przestrzennego lub w razie jego braku — dane zatwierdzonych wytycznych do tego planu, dotyczące przewidywanego rozwoju osiedla i zlokalizowanego w nim przemysłu, przy czym stopień i zakres powiązania tych danych z projektem zależy od wymagań stawianych danemu stadium dokumentacji technicznej. W szczególności powinny być uwzględnione dane demograficzne miejscowego planu zagospodarowania przestrzennego (patrz p. 3. 2. 1. a i b), charakter i potrzeby przemysłu, lokalizacja oraz strefy zabudowy. Brak powiązania z planem zagospodarowania przestrzennego może być dopuszczony jedynie w wypadkach, gdy dane planu nie mogą mieć istotnego znaczenia przy opracowaniu odpowiednich stadiów projektów urządzeń wodociagowych i kanalizacyjnych.

Rozróżniamy 4 stadia sporządzania dokumentacji, przy czym zasadniczo opracowanie następnego stadium powinno być poprzedzone zatwierdzeniem poprzedniego stadium. Przewiduje się jednak łączenie stadiów, np. przy sporządzaniu dokumentacji na rozbudowę lub odbudowę istniejących urządzeń opuszcza się stadium I: przy opracowaniu rozwiązań prostych, nie budzących wątpliwości, możliwych tylko w jednym wariancie, lub gdy rozwiązanie już istnieje, można opuścić stadium II a nawet niekiedy I i II.

W zasadzie opracowanie projektów wodociągów i kanalizacji powinno opierać się na prawomocnym planie zagospodarowania przestrzennego. Gdy planu takiego brak, projekt powinno się opierać co najmniej o zatwierdzone wytyczne do planu zagospodarowania.

Jedynie w przypadku, gdy dane planu zagospodarowania przestrzennego nie mogą mieć istotnego znaczenia dla opracowania stadium projektu wodociągów lub kanalizacji, można dopuścić wyjątkowo takie opracowanie bez planu zagospodarowania.

Należy tu podkreślić, że najważniejsze rozwiązanie dokumentacji technicznej polegać powinno na równoczesnym opracowywaniu projektu planu zagospodarowania przestrzennego oraz projektów wodociągów i kanalizacji danego miasta, osiedla lub zakładu przemysłowego. Unikamy wtedy trudności w należytych zlokalizowaniu terenów ujęć wody, stacji pomp, stacji oczyszczania wody i ścieków oraz tras rurociągów i kanałów głównych, przy zachowaniu w najwyższym stopniu grawitacyjnego przebiegu ścieków.

Sprawa ta wymaga ściślejszego współdziałania architektów urbanistów z inżynierami wodno-sanitarnymi, co nie zawsze dotychczas miało miejsce. Korzyści z takiej współpracy zarówno dla projektu planu zagospodarowania przestrzennego, jak i dla projektów wodno-sanitarnych są niewątpliwe.

3. Stadium I. Założenia projektu.

3. 1. **Cel i zakres założeń projektu.** Celem stadium I jest stworzenie wyznaczających podstaw do opracowania projektu wstępnego przez ogólne uzasadnienie potrzeb w zakresie dostarczania wody lub odprowadzania ścieków, schematyczne przedstawienie możliwości zaspokojenia tych potrzeb i związanych z tym orientacyjnych kosztów, nakreślenie programu niezbędnych studiów terenowych i kosztów ich przeprowadzenia oraz wstępnego harmonogramu prac związanych z dalszym projektowaniem i realizacją projektu z wyszczególnieniem orientacyjnych kosztów poszczególnych etapów budowy. Oddzielne opracowanie założeń projektu, odpowiadające wymaganiom stadium I projektowania nie jest wymagane w warunkach omawianych w p. 2. 3. w szczególności przy rozbudowie istniejących urządzeń wodociagowych i kanalizacyjnych, jeżeli projektowana rozbudowa nie wprowadza zmian przyjętych dotychczas w założeniach odnośnie systemu działania urządzeń. Przy zmianach jednak tych założeń, projekt rozbudowy istniejących urządzeń w stadium I powinien być oddzielnie opracowany i opracowanie to może być w swej treści zredukowane do przedstawienia w opisie i założeniach, tylko tych elementów założeniowych, które ulegną zmianie.

Omawiając I stadium dokumentacji tj. założeń, podane zostały zarówno cel, jak i zakres założeń projektu. W założeniach uzasadniamy wielkość i rodzaj potrzeb oraz przedstawiamy schematycznie proponowane rozwiązania, dołączając orientacyjne koszty, podział na etapy budowy oraz opis niezbędnych studiów terenowych i ich kosztu, a także harmonogram prac, związanych z dalszą dokumentacją.

W punkcie powyższym ponownie podaje się, w jakich warunkach można opuścić I stadium, przechodząc od razu do stadium II, tj. do projektu wstępnego.

3. 2. Zasadnicze elementy składowe stadium I.

3. 2. 1. **Zadania inwestycyjne obejmują zasadnicze postulaty inwestora, dotyczące przedmiotu inwestycji, mianowicie:** a) jej przeznaczenia i zakresu, b) uzasadnionego określenia potrzeb pod względem ilościowym i jakościowym z podaniem wymaganych efektów np. wysokość potrzebnego ciśnienia, stopień oczyszczania ścieków oraz innych niezbędnych szczegółów technicznych, charakteryzujących potrzeby, c) koncepcji działania urządzeń, d) postulatów odnośnie pilności inwestycji, jej samowystarczalności i wykonania w czasie. Zadania inwestycyjne określa inwestor, albo w jego imieniu rzeczoznawca lub projektant.

3. 2. 2. **Wstępne prace konsultacyjne i terenowe.** Prace te mają na celu: a) uzgodnienie z inwestorem i sprecyzowanie wszystkich postulatów związanych z zadaniami inwestycyjnymi (p. 3. 2. 1.) na podstawie zapoznania się na miejscu z potrzebami oraz lokalnymi warunkami sanitarnymi, topograficznymi, hydrologicznymi i innymi, b) ustalenie, jakie prace techniczne są niezbędne do opracowania założeń projektu (np. pomiary wysokościowe, ilościowe, badania wody i ścieków), przez kogo, jak i w jakim czasie mają być one wykonane, c) ustalenie jakie studia, przez kogo i w jakim czasie muszą być przeprowadzone dla uzyskania danych co do:

- istniejących warunków sanitarnych, sposobu dotychczasowego zaopatrzenia w wodę lub usuwania nieczystości i wód opadowych;
- przewidzianego zużycia wody na cele konsumpcyjne, przemysłowe, pożarowe i inne, albo przewidzianej do odprowadzenia ilości ścieków i ich rodzaju;
- zasadniczych kierunków doprowadzenia wody lub odprowadzenia ścieków, jak również źródeł zasilania w wodę lub odbiorników ściekowych;
- orientacyjnego rozmieszczenia zasadniczych elementów urządzeń, jak ujęcia, terenu ochronnego, stacji pomp, zbiorników, oczyszczalni itd;

d) ustalenie globalnej sumy kredytów, potrzebnych na przeprowadzenie tych studiów.

W dziale powyższym omawiane są zasadnicze elementy stadium I, do których należą: a) zadania inwestycyjne (zakres i przeznaczenie inwestycji), b) wielkość i rodzaj potrzeb, c) koncepcja rozwiązania, d) postulaty, dotyczące stopnia pilności, samowystarczalności i terminów wykonania.

Zadania inwestycyjne określa inwestor, a jedynie na jego prośbę rzeczoznawca lub projektant. Należy tu podkreślić, że w dziedzinie wodno-sanitarnej opracowanie założeń przez inwestora nie dawało pozytywnych wyników. Opracowania inwestorów, polegające na formalistycznym wypełnieniu kwestionariusza, musiały być później rozpracowywane przez fachowców-projektantów i zdarzało się, że projekt wstępny a nawet techniczny musiały być po ukończeniu zatrzymywane do czasu opracowania założeń.

W dalszym ciągu omówione zostały wstępne prace konsultacyjne i terenowe, które mają na celu: a) sprecyzowanie postulatów inwestora po zbadaniu na miejscu potrzeb oraz warunków sanitarnych, topograficznych, hydrologicznych i in., b) ustalenie spisu dokumentów technicznych niezbędnych do prac projektowych, c) ustalenie rodzaju, wielkości i sposobu uzyskania wyniku studiów i d) ustalenie wysokości kredytów niezbędnych do przeprowadzenia studiów.

3. 2. 3. Prace kameralne

3. 2. 3. 1. *Opis techniczny*. Powinien on wraz z załącznikami przedstawiać wystarczające wyjaśnienia wszystkich zagadnień występujących w stadium I.

W szczególności opis techniczny powinien zawierać: a) zwięzłe przedstawienie przedmiotu, celu inwestycji i jej zakresu z uwzględnieniem możliwości rozwojowych obiektu, b) wymienienie danych technicznych, dokumentów, prac i innych podstaw, na których zostało oparte opracowanie założeń projektu, c) charakterystykę potrzeb w zakresie projektowanych urządzeń z odpowiednim uzasadnieniem, d) przedstawienie możliwości ich zaspokojenia (z uwzględnieniem wyników prac wstępnych p. 3. 2. 2.) z omówieniem ewent. rozwiązań wariantowych, e) uzasadnienie proponowanego rozwiązania technicznego z krótkim omówieniem projektowanego systemu wodociągu lub kanalizacji, f) przedstawienie programu i orientacyjnych kosztów niezbędnych studiów, które muszą być przeprowadzone przed opracowaniem projektu w stadium II (projektu wstępnego) ze szczegółowym uwzględnieniem studiów potrzebnych do:

- powiązania projektu z miejscowym planem zagospodarowania przestrzennego, m. in. określenia ogólnego obszaru objętego wodociągiem lub kanalizacją, podziału na strefy pod względem zabudowy i gęstości zaludnienia;
- ustalenia ilości i rodzaju potrzebnej wody, warunków i nierównomierności rozbioru lub ilości i rodzaju przewidzianych ścieków, warunków spływu, stopnia ich rozcieńczenia na przelewach i przed oczyszczalnią;
- ustalenia miejsca ujęcia wody, ilości rozporządzalnych jej zasobów, sposobu ujęcia, jakości wody pod względem fizycznym, chemicznym i bakteriologicznym lub technologicznym oraz przewidzianych metod jej oczyszczania, albo ustalenia odbiornika ścieków, metod ich oczyszczania, stopnia zanieczyszczenia odbiornika w różnych warunkach hydrologicznych lub jego zdolności samoczyszczania;
- g) omówienie programu dalszych prac projektowych w związku z wykonaniem całkowitej dokumentacji technicznej, h) omówienie planu realizacji inwestycji w czasie, z przedstawieniem kosztorysu orientacyjnego sporządzonego na podstawie wyceny ogólnej (np. w przeliczeniu na 1 mieszkańca lub na 1 m³ wody i ścieków).

Do prac kameralnych (wykonywanych na miejscu w pracowni projektowej) należy przede wszystkim opis techniczny.

W opisie technicznym należy uwzględnić m. in.:

a) przedmiot i zakres inwestycji, b) dane, dokumenty i inne prace, na których oparte zostało rozwiązanie założeń, c) charakterystykę i uzasadnienie potrzeb, d) możliwości ich zaspokojenia, e) uzasadnienie projektowanego rozwiązania, f) program i koszt dalszych niezbędnych studiów ze szczegółowym podkreśleniem prac związanych z miejscowym planem zagospodarowania przestrzennego, wielkość i rodzaj potrzeb dotyczących wody lub ścieków, g) program dalszych prac, h) plan realizacji inwestycji i jej koszt jednostkowy.

3. 2. 3. 2. *Załączniki* składają się z rysunków oraz dokumentów. W szczególności powinny zawierać: a) plan orientacyjny w podziale 1:100000 — 1:500000 z oznaczeniem położenia geograficznego projektowanego obiektu, b) dane uzyskane na podstawie studiów terenowych mające związek z projektem w stadium I, c) plan warstwicowy w podziale 1:5000 — 1:25000 z naniesieniem schematu generalnego rozwiązania technicznego z oznaczeniem ujęcia, stacji pomp, zbiorników, urządzeń oczyszczających oraz głównych kierunków rurociągów lub kanałów głównych, d) profil skrócony lub szkic urządzeń wyjaśniający ogólny schemat ich działania, e) w razie potrzeby rysunki lub szkice wyjaśniające sposób wykonania dalszych studiów, f) zaświadczenie lokalizacji ogólnej projektowanego obiektu.

Załączniki do założeń projektowych stanowią rysunki i dokumenty, mianowicie: a) plan orientacyjny, b) dane studiów terenowych, c) plan sytuacyjno-warstwicowy z oznaczeniem miejsca pod ujęcie wody, stacji pomp, oczyszczania, trasy głównych rurociągów i kanałów oraz odbiornika ścieków, d) profil skrócony lub szkic wyjaśniający schematyczne działanie projektowanych urządzeń, e) rysunki lub szkice, związane z dalszymi studiami, f) zaświadczenie lokalizacji ogólnej wydane przez PKPG.

4. Stadium II. Projekt wstępny.

4. 1. *Cel i zakres projektu wstępnego*. Celem projektu w stadium II jest stworzenie wystarczających podstaw do opracowania projektu w stadium III, czyli projektu technicznego, przez dalsze uzupełnienie i rozpracowanie materiału poprzedniego stadium w zakresie określonym niżej. Wykonanie projektu wstępnego jako osobnego opracowania odpowiadającego wymaganiom stadium II projektowania nie jest wymagane w warunkach omówionych w p. 2. 3., w szczególności przy rozbudowie istniejących urządzeń wodociągowych i kanalizacyjnych, jeżeli obejmuje ono już istniejące obiekty bez zmiany dotychczasowych założeń projektowych. Przy zmianach jednak tych założeń projekt rozbudowy istniejących urządzeń w stadium II powinien być opracowany oddzielnie i może być w treści swej zredukowany do przedstawienia w opisie i w załącznikach tylko tych elementów technicznych, na które mają wpływ poczynione zmiany założeniowe.

W stadium II omówione zostały cel i zakres projektu wstępnego, warunki kiedy opracowanie odpowiadające wymaganiom stadium II staje się zbędne lub gdy zakres opracowania tego stadium może być zredukowany.

4. 2. Zasadnicze elementy składowe stadium II.

4. 2. 1. *Prace konsultacyjne i terenowe* mają na celu: a) utrzymanie kontaktu z inwestorem oraz uzgadnianie z nim powstających w czasie prac projektowych zasadniczych problemów technicznych, gospodarczych oraz spraw związanych z wykonaniem studiów do projektu wstępnego, b) ustalenie, jakie rysunki, dokumenty i studia terenowe będą konieczne do wykonania projektu technicznego, przez kogo, jak i w jakim czasie mają być one wykonane (p. 4. 2. 2. 1. j.), c) ustalenie globalnej sumy kredytów potrzebnych na przeprowadzenie tych prac.

Wyżej omówiono zasadnicze elementy stadium II. Do nich należą prace konsultacyjne i terenowe, które mają na celu: a) utrzymanie kontaktu z inwestorem i wyjaśnienie problemów związanych ze sporządzaniem stadium II, b) ustalenie potrzebnych dokumentów technicznych i studiów terenowych, niezbędnych do stadium III, tj. projektu technicznego, c) ustalenie kredytów potrzebnych do wykonania w/w studiów.

4. 2. 2. Prace kameralne

4. 2. 2. 1. Opis techniczny. Opis ten ma przedstawiać wystarczające wyjaśnienie wszystkich zagadnień, występujących w stadium II projektu oraz ma stanowić również komentarz do załączników.

W szczególności opis techniczny ma zawierać: a) przedstawienie przedmiotu i celu inwestycji z uzasadnieniem jej zakresu na podstawie miejscowego planu zagospodarowania, b) wymienienie podstaw, na których zostało oparte opracowanie projektu wstępnego, c) charakterystykę potrzeb w nawiązaniu do danych planu zagospodarowania i przeprowadzenie studiów z uzasadnieniem ilościowym i jakościowym, z podaniem charakterystycznych wielkości określających rozbiór wody lub spływ ścieków i ich zmienność, d) uzasadnienie technicznych możliwości zaspokojenia tych potrzeb na podstawie wyników studiów terenowych, e) omówienie schematu działania projektowanych urządzeń z wymienieniem głównych elementów rozwiązania technicznego i ich roli, f) ogólny opis poszczególnych elementów głównych wraz z uzasadnieniem, mianowicie:

- projektowanych głównych rurociągów (magistrali) z obliczeniem obszarów zasilania i linii ciśnień gospodarczych i pożarowych;
- projektowanych głównych kanałów (kolektorów) z obliczeniem ciążących do nich zlewni i uzasadnieniem warunków spływu;
- projektowanych ujęć wody, zbiorników i urządzeń oczyszczających, ich rodzaju, ilości, zasadniczych wymiarów i charakterystycznych rzędnych wysokościowych oraz innych zasadniczych elementów związanych z ich pracą;
- pompowni, rodzaju pomp, ich ilości, wydajności, podnoszenia, mocy silników, urządzeń sterujących, sygnalizujących i innych zasadniczych urządzeń związanych z ich pracą.

Opis wymienionych wyżej elementów powinien być utrzymany w porządku odpowiadającym przebiegowi produkcji, a więc dla wodociągów, poczynając od ujęcia wody i kończąc siecią główną, zaś dla kanalizacji, poczynając od sieci i kończąc odbiornikiem ścieków.

a) Kosztorys ogólny projektowanych urządzeń sporządzony częściowo na podstawie uogólnionych cen jednostkowych (np. za 1 m³ budynku, za 1 mb rurociągu), częściowo na podstawie wyceny ogólnej (w stosunku do nieobliczonej sieci). h) plan wykonania robót inwestycyjnych z podziałem na etapy realizacji, z podaniem zakresu robót i kosztów dla każdego etapu, i) w razie potrzeby obliczenie kosztów własnych produkcji lub samowystarczalności, z uwzględnieniem poszczególnych okresów amortyzacyjnych, j) przedstawienie programu i kosztów niezbędnych studiów, które muszą być przeprowadzone przed opracowaniem projektu technicznego, ze szczególnym uwzględnieniem studiów potrzebnych do:

1) koniecznego uzupełnienia danych hydrologicznych i hydrogeologicznych, 2) ustalenia profili podłużnych ulic i ciągów dla elementów sieci wodociągowej i kanalizacyjnej; w pierwszym rzędzie głównych oraz wchodzących do pierwszego etapu realizacji, 3) dokładnego ustalenia danych do wyznaczenia usytuowania przewidzianych budowli, urządzeń i innych ważnych elementów, 4) uzyskania wykazu odkrywek, sond i wierceń próbnych, 5) potrzebnego wykazu nieruchomości, które mają być wydzielone lub obciążone prawami przymusowymi,

k) omówienie dalszego programu prac projektowych w związku z wykorzystaniem pełnej dokumentacji technicznej.

Prace kameralne stanowi przede wszystkim opis techniczny, którego zakres jest rozszerzeniem opisu, opracowanego dla założeń, w kierunku przedstawiania poszczególnych elementów urządzeń i ich uzasadnienia. W szczególności dotyczy to projektowanych rurociągów głównych, związanych z nimi obszarów zasilania oraz linii ciśnień, projektowanych kanałów głównych z obliczeniem ciążących do nich zlewni i uzasadnieniem warunków spływu, projektowanych elementów głównych.

Opis techniczny ułożony jest w porządku chronologicznym, poczynając od ujęcia wody i kończąc na głównej sieci wodociągowej lub poczynając od sieci kanałów i kończąc na odbiorniku ścieków.

Opis techniczny zawiera ponadto kosztorys ogólny, ułożony na podstawie uogólnionych cen jednostkowych, plan robót z podziałem na etapy i — w razie potrzeby — obliczenia kosztów produkcji lub samowystarczalności, program i koszt dalszych studiów, związanych z wykonaniem projektu technicznego oraz omówienie programu prac końcowych, niezbędnych do całościowej dokumentacji.

4. 2. 2. 2. Załączniki powinny zawierać: a) plan orientacyjny w podziale 1:100 000 — 1:500 000 z oznaczeniem położenia geograficznego projektowanego obiektu, b) konieczne wykresy ilustrujące lub uzasadniające potrzebę w zakresie dostarczania wody lub odprowadzania ścieków (np. krzywe przyrostu ludności, jednostkowych spływów itp.), c) potrzebne wykresy i dane uzasadniające możliwości zaspokojenia określonych potrzeb (np. krzywe sumy czasów trwania przepływów lub stanów), d) plan warstwicowy w podziale 1:2 000 — 1:10 000 odniesiony do niwelacji państwowej, z uwzględnieniem danych planu zagospodarowania, z podziałem na strefy, z naniesieniem objętych obliczeniem hydraulicznym projektu wstępnego głównych rurociągów, głównych kanałów i ewentualnie zasadniczych kanałów bocznych, z zaznaczeniem obszarów do nich ciążących, z podaniem przepływów na węzłach, spadków, przekroików poprzecznych rurociągów i kanałów oraz z uwidocznieniem rozmieszczenia ważniejszych elementów projektowych jak ujęcie, stacje pomp, oczyszczalnie, zbiorniki wraz z zaznaczeniem ważniejszych odnoszących się do nich danych, e) wykonane na podstawie planu sytuacyjnego przekroje podłużne rurociągów głównych, sporządzone w skali 1:100 — 1:200 z oznaczeniem ujęcia wody, stacji pomp, zbiorników itd., z naniesieniem obliczonych ciśnień gospodarczych i pożarowych oraz średnic rur lub też wykonane jak wyżej przekroje kanałów głównych, z podaniem średnic, długości i spadków, rzędnych terenu, dna i zwierciadła wody z oznaczeniem odbiornika ze stanami wód, oczyszczalni, przelewów itd., f) konieczne rysunki odnoszące się do wykonania dalszych studiów.

Załączniki do projektu wstępnego stanowią m. in.: a) plan orientacyjny, b) wykresy uzasadniające potrzeby, c) wykresy uzasadniające możliwości zaspokojenia powyższych potrzeb, d) plany sytuacyjno-warstwicowe, e) profile podłużne, f) rysunki związane z dalszymi studiami.

5. Stadium III. Projekt techniczny

5. 1. Zakres projektu technicznego. Celem projektu technicznego jest ostateczne opracowanie na podstawie projektu wstępnego i studiów terenowych zagadnień projektowych, wystarczające do wykonania rysunków roboczych. Projekt techniczny po zatwierdzeniu przez właściwe władze ma służyć do realizacji budowy.

Przy projektowaniu rozbudowy istniejących urządzeń wodociagowych i kanalizacyjnych, projekt techniczny może być w treści swej zredukowany do przedstawienia w opisie technicznym i załącznikach tylko tych elementów, które są objęte projektowaną przebudową lub rozbudową.

Stadium III omawia cel i zakres projektu technicznego. Przy rozbudowie istniejących urządzeń, zakres

stadium III może być zredukowany jedynie do przedstawienia tylko elementów związanych z rozbudową lub przebudową.

5.2. Zasadnicze elementy składowe stadium III.

5.2.1. *Prace konsultacyjne i terenowe.* Prace te mają na celu utrzymanie kontaktu z inwestorem i uzgadnianie z nim powstających w czasie prac projektowych zasadniczych problemów technicznych i gospodarczych oraz prac związanych z wykonaniem studiów do projektu technicznego.

5.2.2. *Prace kameralne.* W oparciu o wyniki studiów oraz o dane uzyskane z prac konsultacyjnych i terenowych, prowadzi się właściwe prace projektowe, składające się na treść projektu technicznego, który może być wykonany bądź jako jeden operat podzielony na części, bądź też może się składać z kilku operatów, obejmujących poszczególne części dotyczące oddzielnych tematów, opracowanie których może przyspieszyć lub ułatwić wykonanie niezależnych od siebie robót, jak np. budowę sieci, zbiorników, oczyszczalni itd.

W tym ujęciu na całość projektu technicznego powinny się składać następujące części: a) część ogólna, b) sieć wodociągowa lub kanalizacyjna, c) budowle (jedna lub kilka części), przy czym każda część składa się z opisu i załączników o zawartości jak niżej.

Elementy składowe stadium III stanowią analogiczne jak w stadium II prace konsultacyjne i terenowe oraz kameralne, przy czym projekt techniczny może być opracowany albo jako całość podzielona na odpowiednie elementy projektowanego urządzenia, albo też jako opracowanie poszczególnych oddzielnych elementów, odpowiednio do aktualnych potrzeb realizowania budowy.

W tym ostatnim rozwiązaniu całość projektu technicznego składać się będzie z części: a) ogólnej, b) sieci, c) budowli, zawierających każdą opis i załączniki wyszczególnione niżej.

5.2.3. Część ogólna.

5.2.3.1. *Opis techniczny* powinien zawierać: a) przedstawienie przedmiotu, celu i zakresu projektowanej inwestycji stosownie do danych projektu wstępnego (p. 4.2.2.1.a), b) wymienienie podstaw, na których zostało oparte opracowanie projektu technicznego, c) przedstawienie ilościowe i jakościowe ustaleń i uznanych potrzeb w zakresie dostarczania wody lub odprowadzania ścieków (p. 4.2.2.1.b) — bez uzasadnienia, d) zakres przeprowadzonych studiów i ogólna ich ocena, e) zwięzły opis ustalonego i uznanego systemu działania projektowanych urządzeń z podaniem zdolności produkcyjnych całości i zasadniczych elementów, f) uogólniony kosztorys całości robót z wyodrębnieniem kosztów zasadniczych elementów inwestycji, ustalonych na podstawie kosztorysów szczegółowych, ujętych w poszczególnych częściach projektu (np. koszt sieci, zbiorników, pompowni itp.), g) plan realizacji projektu z podziałem na etapy budowy z podaniem kosztu realizacji każdej serii, h) obliczenie kosztów produkcji lub w razie potrzeby — samowystarczalności inwestycji zgodnie z p. 4.2.2.1.h.

Część ogólną projektu stanowią opis techniczny i załączniki. Opis techniczny zawiera szczegółowe dane analogicznie do danych ogólnych zawartych w opisie do projektu wstępnego.

5.2.3.2. *Załączniki.* Załącznikiem do części ogólnej jest plan orientacyjny w skali 1:2 000 — 1:10 000 z zaznaczeniem: a) granic administracyjnych i podziału na osiedlach na strefy zabudowy, stosownie do planu zagospodarowania, b) projektowanych głównych rurociągów z obszarami zasilania lub projektowanych kanałów głównych ew. z kanałami bocznymi i przynależnymi zlewniami, c) sytuacji ujęć, stacji pomp, zbiorników, oczyszczalni, obszaru ochronnego itp. elementów zasadniczych (p. 4.2.2.2.d).

Załącznikiem do części ogólnej jest jedynie plan orientacyjny, na którym zaznaczono: a) granice admini-

nistracyjne, strefy wg planu zagospodarowania, b) trasy rurociągów lub kanałów głównych i rozdzielczych oraz c) usytuowanie ważniejszych elementów.

5.2.4. Część szczegółowa.

5.2.4.3. *Opis techniczny* powinien zawierać: a) opis sieci, wyjaśniający jej charakter (np. wodociąg gospodarczy, pożarowy, kanalizacja rozdzielcza, ogólnospławna), położenie i kierunek rurociągów, kanałów głównych, materiał z którego mają być wykonane, zastosowane spadki, przyjęte zasady uzbrojenia sieci i rodzaj przewidzianych urządzeń (hydranty, zasuw, studzienki kontrolne, przelewy) oraz rodzaj i miejsce położenia innych urządzeń i budowli wchodzących w skład sieci, b) podanie przyjętych założeń do obliczenia sieci, norm zapotrzebowania wody lub spływu ścieków, nierównomierności rozbioru lub spływu jednostkowego oraz warunków dostarczenia wody (ciśnienie) lub odprowadzenia ścieków (agresywność, rozcieńczenie), c) szczegółowe obliczenie sieci z uwzględnieniem częściowych obszarów zasilania lub cząstkowych zlewni dla wszystkich odcinków sieci zewnętrznej, z określeniem wymiarów poszczególnych elementów sieci, napełnienia, szybkości przepływu, z ustaleniem linii ciśnień gospodarczych i pożarowych dla wodociągów oraz obliczeniem hydraulicznym projektowanych urządzeń związanych z pracą sieci, jak lewary, syfony, przelewy, zbiorniki, pompy itd.

Część szczegółową projektu stanowią sieć, budowle i urządzenia.

Sieć w opracowaniu szczegółowym zawiera opis techniczny obejmujący: a) opis szczegółowy charakteru tras, materiału sieci, jej uzbrojenia i położenia budowli, b) podstawy do obliczeń sieci, c) szczegółowe obliczenie sieci i urządzeń z nią związanych.

5.2.4.2. *Załączniki* powinny zawierać: a) szczegółowy plan warstwicowy osiedla lub zakładu przemysłowego w podziale 1:5000 — 1:500 z uwidocznieniem:

- granic administracyjnych i obszaru objętego wodociągiem lub kanalizacją;
- stref zabudowy z podziałem powierzchni zasilanych lub skanalizowanych na powierzchnie cząstkowe, przyległe do odnośnych odcinków sieci, z ponumerowaniem tych powierzchni oraz oznaczeniem ilości doprowadzanej wody lub odprowadzanych ścieków;
- całkowitej projektowanej sieci wodociągowej lub kanalizacyjnej, z oznaczeniem literami głównych rurociągów i kanałów, numeracji węzłów z podaniem długości odcinków, wymiarów poprzecznych przewodów i w razie potrzeby spadków;
- uzbrojenia sieci i innych elementów znajdujących się na sieci z ich ponumerowaniem oraz podaniem charakterystycznych danych;
- ujęcia wody, pompowni, oczyszczalni i innych zasadniczych elementów projektowych;
- stałych punktów wysokościowych oraz sytuacji odkrywek, sond lub próbnych wierceń z oznaczeniem ich numeracji i ew. rzędnych w legendzie;
- obszarów, podlegających wywłaszczeniu lub ograniczeniu praw z ich numeracją;
- legendy z podaniem znaków konwencjonalnych użytych na planie;

b) przekroje podłużne wykonane na podstawie ciągów zaniwelowanych bezpośrednio w terenie oraz sporządzone w skali odpowiadającej skali planu warstwicowego i podziałce wysokości 1:100 do 1:200 (wyjątkowo 1:500). Przekroje powinny przedstawiać ciągi główne sieci z zaznaczeniem poziomu terenu i ew. nasypów i wykopów, z podaniem odnośnych rzędnych, z nanieśieniem i ponumerowaniem znajdujących się na trasie odkrywek, sond lub wierceń, z uwidocznieniem uwarstwienia gruntu — poziomów wody gruntowej, z nanieśieniem numeracji węzłów oraz z uwidocznieniem ponumerowanego uzbrojenia sieci i innych elementów na trasie (przejścia pod koleją, syfony, lewary, przelewy itd.). Poza tym przekroje powinny zawierać:

- dla wodociągów: linie rurociągów z podaniem średnic i długości odcinków o jednakowej średnicy, linie ciśnien gospodarczych i pożarowych dla wypadków najbardziej niekorzystnych z podaniem odnośnych rzędnych;
- dla kanalizacji: kanały z naniesieniem zwierciadła ścieków, rzędnych dna i w razie potrzeby sklepienia kanału, jego spadków i długości odcinków o jednakowym spadzie; ponadto, jeśli zachodzi potrzeba, powinien być sporządzony profil podłużny odbiornika wraz z przekrojami poprzecznymi, z oznaczonymi charakterystycznymi stanami wód;
- c) rysunki konstrukcyjne w podziale 1:25 — 1:100 wszystkich nieznormalizowanych urządzeń, odnoszących się do sieci i jej uzbrojenia, jak przekroje poprzeczne, typowe połączenia węzłów, studzienki rewizyjne, typowe połączenia domowe itd., d) wykaz robót związanych z wykonaniem sieci z rozbiorem na etapy wykonania, e) wykaz materiałów, f) analizę kosztów materiałów i robocizny, g) kosztorys szczegółowy, sporządzony na podstawie powyższej analizy z rozbiorem na etapy wykonania, h) szczegółowy opis sytuacji znaków wysokościowych, odkrywek, sond i wierceń zaznaczonych na planie warstwicowym, w formie umożliwiającej odnalezienie ich w terenie.

Załączniki stanowiąc będą: a) plan sytuacyjno-warstwicowy ze szczególnym oznaczeniem granic, stref, sieci, uzbrojenia i poszczególnych elementów urządzeń, punktów wysokościowych, terenów podlegających ograniczeniu praw, b) przekroje podłużne na podstawie bezpośredniej niwelacji w terenie, c) rysunki konstrukcyjne, d) etapy realizacji budowy, e) wykazy materiałów, f) analizy cen, g) kosztorys szczegółowy, h) opis stałych punktów wysokościowych, sond itp.

5.2.5. Część szczegółowa. Budowle i urządzenia.

5.2.5.1. Opis techniczny powinien zawierać: a) krótkie przedstawienie przeznaczenia obiektu, b) opis konstrukcji budowli lub urządzenia i sposobu jego działania, c) obliczenia hydrauliczne i technologiczne z podaniem przyjętych założeń, jeżeli nie zostały podane w opisie technicznym części ogólnej, d) obliczenie statyczne z podaniem przyjętych założeń, e) ew. uwagi dotyczące sposobu wykonania.

Budowle i urządzenia.

Opis techniczny obejmuje a) objaśnienie przeznaczenia, b) opis konstrukcji i działania, c) obliczenia hydrauliczne i technologiczne, d) obliczenia statyczne, e) sposób wykonania.

5.2.5.2. Załączniki i powinny zawierać: a) plany warstwicowe terenu w podziale 1:100 — 1:1000 ze wskazaniem sytuacji budowli, sytuacji otworów próbnych, punktów wysokościowych, obszaru ochronnego oraz terenów podlegających wywłaszczeniu w prawach, b) rysunki konstrukcyjne budowli w podziale 1:25 — 1:100, wykonane w potrzebnej ilości rzutów, z uwzględnieniem możliwości rozbudowy w przyjętych etapach robót dla takich urządzeń jak pompownie, zbiorniki, oczyszczalnie, ujęcia itp.

Uwaga 1. W wypadku gdy chodzi o projekt budynku lub budowli podlegający zatwierdzeniu w myśl ustawy budowlanej lub wodnej, załącznikami wymienionymi pod a) i b) staje się „projekt do zatwierdzenia”, sporządzony zgodnie z wymaganiami ustawy i władz zatwierdzających.

Uwaga 2. Projekty studzien mogą być sporządzane w skali skażonej z uwzględnieniem przekroju geologicznego.

c) wykaz robót z ew. rozbiorem na etapy wykonania, d) wykaz materiałów, e) analizę kosztów materiałów i robocizny, f) kosztorys szczegółowy z rozbiorem na etapy wykonania, g) ewent. szczegółowy opis sytuacji znaków wysokościowych, odkrywek, sond i wierceń odnoszących się do obiektu.

Załączniki zawierać będą: a) plan sytuacyjno-warstwicowy, b) rysunki konstrukcyjne, c) wykaz robót i etapy realizacji, d) wykaz materiałów, e) analizę cen, f) szczegółowy kosztorys, g) opis stałych punktów wysokościowych, sond itp.

Stadium IV. Rysunki robocze

6.1. Cel i zakres stadium IV. Celem tego stadium dokumentacji technicznej jest sporządzenie na podstawie danych projektu technicznego rysunków roboczych, stanowiących szczegółowe rozwiązanie techniczne elementów składowych projektu, a mianowicie szczegółów konstrukcyjno-budowlanych, instalacyjnych i montażowych, nadających się do bezpośredniego użytku monterów i mistrzów. Rysunki robocze nie mogą bez zgody władz zatwierdzających zmieniać rozwiązania zatwierdzonego poprzednio projektu technicznego, wszelkie zaś zmiany powinny pozostawać w ramach zatwierdzonego kosztorysu tegoż projektu. Rysunki robocze nie mogą też dotyczyć urządzeń znormalizowanych.

Stadium IV omawia cel i zakres rysunków roboczych, opracowanych na podstawie projektu technicznego. Rysunki robocze nie mogą odbiegać bez zgody władz zatwierdzających od rozwiązania zatwierdzonego projektu technicznego, nie mogą również dotyczyć elementów znormalizowanych.

6.2. Wykonanie rysunków roboczych. Projekt w stadium IV składa się z rysunków roboczych zgrupowanych stosownie do rodzaju robót objętych daną częścią projektu technicznego.

Rysunkami roboczymi są: a) w odniesieniu do głównych ciągów zasilających w wodę lub odprowadzających ścieki położonych poza terenem obiektu — projekty szczegółowe przewodów wysuwane na planach sytuacyjnych w podziale 1:500 — 1:1000 oraz na przekroju podłużnym w podziale poziomej odpowiadającej podziałce planu sytuacyjnego i pionowej 1:1000 z oznaczeniem przekrojów poprzecznych, załamań, przejść i wszystkich elementów uzbrojenia sieci, b) w odniesieniu do sieci na terenie osiedla lub zakładu przemysłowego — projekty szczegółowe odcinków przewodów wodociagowych lub kanalizacyjnych na poszczególnych ulicach, wrysowane na planie sytuacyjnym ulicy lub fabryki w podziale 1:250 do 1:500 oraz na przekrojach podłużnych w podziale poziomej odpowiadającej podziałce planu sytuacyjnego i pionowej 1:100 z oznaczeniem przekrojów poprzecznych, załamań, przejść i wszystkich elementów uzbrojenia sieci.

Wykonanie przekrojów podłużnych wymagane jest dla sieci wodociagowej tylko dla węzłów lub skrzyżowania z innymi przewodami lub przeszkodami w ulicach o nie umocnionej nawierzchni lub nie ustalonej niwelecie ulicy.

6.3. Zawartość projektu. Projekt w stadium IV składa się z: a) właściwych rysunków roboczych wykonanych zgodnie z p. 6.2., b) krótkiego wyjaśnienia odnośnie wykonania, c) wykazu potrzebnych materiałów.

Stadium IV zawiera opracowanie graficzne tylko tych rysunków, które dotyczą danej części projektu technicznego. Opracowanie obejmuje szczegółowe przedstawienie sieci na planach sytuacyjnych oraz na profilach podłużnych sieci wodociagowej z przedstawieniem jedynie węzłów lub skrzyżowań z innymi przewodami lub przeszkodami na ulicach o nie ustalonej niwelecie.

Zawartość projektu w stadium IV stanowią: a) właściwe rysunki robocze, b) krótkie wyjaśnienia dotyczące wykonania, c) wykaz materiałów.

*

Na zakończenie omówionego szczegółowo projektu normy PN/B-02700 należy ponownie stwierdzić, że nie tylko forma opracowania, ale i treść jej odbiega znacznie od projektowanej normy PN/B-1510. Treść normy PN/B-02700 może wzbudzić u zainteresowanych pewne zastrzeżenie, np. nie przeprowadzono w niej trady-

cyjnego podziału na wodociągi i kanalizację, jednak i ta sprawa była szczegółowo rozważana na posiedzeniach Komisji Wodociągowo-Kanalizacyjnej PKN i liczne zastrzeżenia nie znalazły posłuchu u większości członków Komisji.

Oddając pracę grona fachowców zgromadzonych w Komisji Wodociągowo-Kanalizacyjnej PKN pragniemy zaznaczyć, że opracowanie projektu normy PN/B-02700 wykonane zostało przez Członka Komisji inż. Jerzego Sawaszyńskiego. Zdajemy sobie sprawę, że można by w omówionej normie wprowadzić zmiany, może i na lepsze, jednak mimo niewątpliwych usterek norma PN/B-02700 po jej ostatecznym sformułowaniu i wydaniu przez PKN, może przynieść duże korzyści przy realizowaniu zadań Planu 6-letniego w dziedzinie zewnętrznych wodociągów i kanalizacji.

Korzyści powyższe wynikają z ujednolinitości treści i formy dokumentacji, z czego skorzystać mogą nie tylko pracownicy biur projektowych, ale również i przedstawiciele inwestorów oraz członkowie KOPI, przy ustalaniu niezbędnego zakresu wymagań dla poszczególnych stadiów dokumentacji.

Norma powyższa powinna ułatwić i umożliwić odpowiednim czynnikom wydanie szczegółowych wytycznych, dotyczących opracowania dokumentacji w dziedzinie wodociągów i kanalizacji, które będą również uzupełnieniem instrukcji PKPG Nr 20 z 1950 r.

Szczegółowe instrukcje stanowiąc będą dalszy etap prac normalizacyjnych w dziedzinie wodno-sanitarnej i zakończą okres, w którym zakres, forma i treść poszczególnych opracowań, różniły się od siebie diametralnie.

Olbrzymie, nie tylko na naszą skalę, inwestycje w dziedzinie gospodarki wodno-sanitarnej realizowane obecnie w Polsce wymagają, jak to okazało się z praktyki, zwrócenia specjalnej uwagi na dokumentację techniczną.

Ścisły związek powyższych inwestycji z całokształtem gospodarki wodnej, uwypuklony zwłaszcza na niektórych terenach, zmusza do ustalenia najbardziej celowych, prawidłowych nie tylko pod względem technicznym i sanitarnym, ale i ekonomicznym — rozwiązań.

Jednym z warunków koniecznych do spełnienia powyższych zadań jest zadośćuczynienie wymaganiom przedstawionym wyżej w projekcie normy PN/B-02700.

Sprawę tę oddajemy w ręce fachowców z prośbą, by wszelkie uwagi zechcieli odesłać pod adresem: Polski Komitet Normalizacyjny — Zakład Budownictwa — Warszawa, Al. Ujazdowskie Nr 7, albo też bezpośrednio: inż. Józef Liebfeld — przewodniczący Komisji Wodociągowo-Kanalizacyjnej PKN Warszawa, ul. Opoczyńska Nr 6 m. 11.

DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO

PROF. INŻ. WŁADYSŁAW KOLLIS

Zakład Gruntoznawstwa
i Fundamentowania SGGW

Kurzawka, jako grunt w budownictwie wodnym w świetle nowych badań

1. Wstęp

W budownictwie podziemnym, a jeszcze większym stopniu w budownictwie wodnym, sposób wykonania robót inżynierskich w gruntach zawodnionych decydująco wpływa na koszt tych robót. Wykonanie wykopów fundamentowych dla budowli wodnych, wbicie pali lub ścianek szczelnych, opuszczanie studzien fundamentowych lub kanalizacyjnych w tak zwanych „kurzawkach“ następcza zawsze wiele trudności, a ich przewyciężenie przy użyciu najmniejszych możliwych kosztów zależy przede wszystkim od wyboru należytego sposobu wykonania tych prac w każdym poszczególnym wypadku.

Jednak, aby ustalić metody wykonawcze należy zupełnie dokładnie zdać sobie sprawę z charakteru zjawisk, jakie powstają przy przechodzeniu przez kurzawki oraz przyczyn, które powodują te zjawiska. Wynika stąd, że znajomość właściwości fizycznych gruntów zawodnionych, od czego zależą ich właściwości techniczne, jest podstawowym elementem, niezbędnym do rozwiązania tych zagadnień.

Jeżeli chodzi o grunty, które w praktyce często nazywane są „kurzawką“, to należy stwierdzić, że wśród bardzo szerokich warstw techników wciąż jeszcze potuluje pomieszanie wielu pojęć w tej dziedzinie, które najczęściej jest źródłem kosztownych technicznych pomyłek.

Brak jasnego, naukowego poglądu na właściwości wspomnianych gruntów występuje w różnych stadiach prac technicznych.

W stadium przygotowawczym, a więc w okresie studiów terenowych, brak ten często jest przyczyną nieodpowiedniego projektu, w fazie wykonawczej — najczęściej powoduje konieczność wprowadzenia pewnych zmian do projektu, a w związku z tym szybkich, nie

zawsze słusznych decyzji na placu budowy. Pogląd na kurzawkę stanie się właściwszym w świetle nowych badań zarówno teoretycznych, jak i praktycznych, terenowych.

2. Analiza zagadnienia

Zewnętrzną cechą zjawiska, występującego przy robotach w gruntach zawodnionych jest płynność tych gruntów przy naruszeniu naturalnych warunków ich zalegania. W oderwaniu od przyczyn, które powodują tę płynność, często przyjmuje się samo zjawisko, jako jedną z cech charakteryzujących specjalny rodzaj gruntu płynnego, który zwykle nazywa się „kurzawką“.

Przy rozpatrywaniu zjawiska płynności gruntu musimy naświetlić następujące zagadnienia.

Przede wszystkim należy wyjaśnić właściwości, jakie posiadać może woda w gruncie w różnych formach jej występowania. Następnie konieczne będzie ustalić związek pomiędzy właściwościami fizycznymi gruntu i ich strukturą, a różnymi postaciami wody. Stąd łatwo będzie można przejść do wyjaśnienia wpływu wody na zmianę właściwości technicznych gruntów oraz do ustalenia warunków, w których te zmiany mogą zachodzić.

Rozpatrzymy początkowo zjawiska w stanie statycznym, a więc w warunkach naturalnego, nienaruszonego zalegania gruntów.

Woda w gruncie, jak wiadomo, występuje pod dwiema zasadniczymi postaciami, wyraźnie rozgraniczającymi jej właściwości. Jest to woda związana i woda wolna. W warunkach struktury naturalnej gruntów obie postacie występują we wszystkich typach gruntów ziarnistych, jednak w różnym dla każdego typu wzajemnym stosunku ilościowym.

Dla zagadnień technicznych, które omawiamy, jest okolicznością ważną, że obie formy wody pozostają w stałym ze sobą współdziałaniu i mogą przechodzić jedna w drugą, zmieniając oczywiście przy tym swoje właściwości.

Jako najbardziej ogólną charakterystykę tych wód można przyjąć, że w o d a z w i ą z a n a utrzymuje się w gruncie przez działanie sił przewyższających, przeważnie znacznie, siłę ciężkości, podczas gdy w o d a w o l n a pozostaje wyłącznie pod działaniem tej siły. Znaczenie techniczne, zwłaszcza w naszym wypadku, posiadają tylko niektóre rodzaje wody związanej. Np. przy rozpatrywaniu zagadnienia płynności gruntów możemy zupełnie pominąć wodę chemiczną, stanowiącą część składową minerałów, z których zbudowany jest grunt. Natomiast duże znaczenie posiadać będzie tzw. w o d a h i g r o s k o p o w a i b ł o n k o w a t a.

Znaczna część wody zawartej, w porach gruntu, związana jest powierzchnią cząsteczek gruntowych dzięki działaniu sił molekularnych.

Zasięg działania sił przyciągania pary wodnej do powierzchni cząstek gruntu jest niezmiernie mały, wynosi on zaledwie ok. 0,006 mikrona, jednak z wielu obserwacji ustalono, że wpływ powierzchni cząstek gruntowych na molekuly wody sięga wielokrotnie dalej poza ten zasięg.

Wraz z odległością od tych powierzchni wybitnie zmniejsza się intensywność działania sił wiązania wody, a w o d a z w i ą z a n a zmienia swoje właściwości, aż do właściwości wody w o l n e j.

Im większa jest łączna powierzchnia cząstek gruntu, tym intensywniej występują siły wiązania wody, skąd oczywistym będzie, że grunty, dla których powierzchnia cząstek gruntowych będzie duża, zawierając będą znaczne ilości wody związanej.

TABLICA 1

Grunt	Średnica ziarna mm	Łączna powierzchnia ziaren w cm ² na 1 gr
Piasek grubo-ziarnisty	1 — 2 — 0,2 ³	44,6
Piasek drobno-ziarnisty	0,2 — 0,02 ⁴	445,8
Pył	0,02 — 0,002	4458,0
Il	0,002	2.990.000,0
Ultrakoloidy	0,0001	9.890.000 0

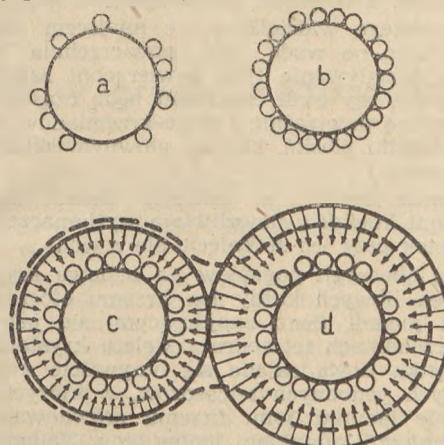
Dane zawarte w tablicy 1 (według Vageler'a) pokazują w jakim stopniu wielkość ziaren gruntu wpływa na wielkość ich powierzchnię, a zatem jak wpływa udział frakcji pyłowych, a tym bardziej koloidalnych na możliwe ilości wody związanej. Dane tablicy 1 wykazują w sposób bardzo wyraźny, że dla ilości wody związanej, a więc i dla wszystkich zjawisk z nią związanych, decydującą rolę odgrywać będą frakcje drobne, nawet gdyby ilości tych frakcji w gruncie nie były znaczne.

Każda cząstka gruntu zawadnionego, o odpowiednim składzie granulometrycznym i chemicznym, otulona jest cienką, silnie przywierającą warstwą zgęszczonej wody tzw. h y g r o s k o p o w e j. Ścisłe mówiąc, nie jest to nawet warstewka wody, lecz hydratowana zewnętrzna warstwa cząstek mineralnych gruntu. Dokoła tak nasyczonej cząstki gruntu może powstać błonka wody, przytrzymywana przez siły molekularne. Będzie to w o d a b ł o n k o w a t a (adhezyjna).

Na rys. 1 przedstawiono schemat stanów fizycznych wody w gruncie. Rysunek a) przedstawia cząstkę gruntu częściowo nasyconą wodą higroskopową, rysunek b) podaje cząstkę w stanie całkowitego (maksymalnego) nasycenia. Na rys. c) oraz d) widzimy różnej grubości warstwy wody błonkowej, otulającej cząstki gruntu nasycone wodą higroskopową.

Im bliżej cząstki gruntu będzie woda błonkowata, tym silniej będzie z nią związana. W zewnętrznej strefie pola sił molekularnych, najbardziej oddalonej od cząstki gruntu, woda jest już bardzo słabo związana z tymi cząstkami. Grubość warstwy wody błonkowej zależy nie tylko od sił przyciągania cząstek wody, lecz także od ilości wody znajdującej się w gruncie.

Woda higroskopowa może odrywać się od cząstki gruntu i w postaci pary wodnej krążyć w jego porach. Przy zetknięciu się z suchym powietrzem może nastąpić jej ulatnianie się, co zależy od wilgotności powietrza i jego temperatury.



Rys. 1

Jeśli chodzi o wodę błonkową, to w odróżnieniu od higroskopowej może się ona poruszać w gruncie, przechodząc z jednej cząstki gruntowej o powłoce większej — do cząstki o mniejszej powłoce, dążąc do zrównoważenia molekułami wody zewnętrznych sił molekularnych sąsiadujących cząstek, a więc do stopniowego wyrównania grubości błonek wody adhezyjnej. Na przykład na rys. 1 cząstki c oraz d osiągną z czasem jednakową grubość błony, pokazaną linią przerywaną. Praktycznie rzecz biorąc, całkowite wyrównanie grubości błonek nie nastąpi, gdyż w strefie zasilania gruntu w wodę zawsze ten stan równowagi będzie naruszony przez przychodzące z zewnątrz nowe ilości wody i porywanie jej cząstek przez siły adhezji.

Do ważnych cech wody błonkowej zaliczyć należy: — nie może ona się poruszać pod wpływem siły ciężkości, — nie wywiera ciśnienia hydrostatycznego, — natomiast może przenosić na grunt ciśnienie hydrostatyczne.

Głównym czynnikiem, od którego zależą właściwości wody zawartej w gruncie, są siły wzajemnego oddziaływania wody i cząstek mineralnych gruntu.

W systemie trójfazowym gruntu — szkielecie gruntu, woda, powietrze — powstają na granicy wody i powietrza inne siły — siły napięcia powierzchniowego. W tych warunkach powstaje ruch wody pod wpływem sił kapilarnych. W porównaniu z omówionymi wyżej siłami molekularnymi, wpływ sił kapilarnych na właściwości fizyko-techniczne gruntów w zakresie zagadnienia, które nas interesują, może być w ogóle pominięty.

Przechodząc wreszcie do tej postaci wody, którą na wstępie nazwaliśmy wolną, możemy powiedzieć, że wypełnia ona resztę objętości por, zawartych w gruncie, a nie zajętych przez wodę innych rodzajów. Właściwości tej wody są dobrze znane i nie wymagają bliższych wyjaśnień.

Po tych krótkich uwagach należy omówić związek pomiędzy właściwościami fizycznymi gruntu, a wodą w nim zawartą.

Grunty o uziarnieniu drobnym z zawartością cząstek koloidalnych będą utrzymywały wodę przeważnie z w i ą z a n a — higroskopową i błonkową.

Grunty o grubszym ziarnie będą w sobie zawierały wodę w o l n a.

W obu tych typach gruntowych można będzie stwierdzić obecność wody kapilarnej i wolnej, przy tym woda kapilarna będzie w zaniku w gruntach gruboziarnistych, natomiast woda wolna znajduje się w zaniku w gruntach o drobnym uziarnieniu z koloidalnymi domieszkami.

Nowoczesne gruntoznawstwo klasyfikuje grunty ziarniste do 2 zasadniczych typów: t y p i ł ó w oraz t y p p i a s k ó w.

Różnice fizycznych właściwości tych typów gruntowych, a przede wszystkim odmienny ich stosunek do wody, wynikają z różnic ich składu chemicznego, oraz kształtu i wielkości poszczególnych ziaren.

Z powyższego widzieliśmy, że miejscem oddziaływania gruntu na wodę jest powierzchnia cząstek gruntu. Oddziaływanie tych powierzchni zależeć będzie od tego, czy tymi cząstkami będą cząstki ilowe, składające się przeważnie z glino-krzemianów, czy też będą to cząstki piasku, którego głównym składnikiem będzie kwarc.

Najnowsze badania w zakresie chemii fizycznej oraz chemii koloidów umożliwiają wytłumaczenie roli tych cząstek przy ich zetknięciu się z wodą.

Według obecnych poglądów na budowę krystaliczną cząstek ilowych każdy jon krzemu otoczony jest czterema jonami tlenu znajdującymi się jak gdyby w 4 wierzchołkach tetraedru szkieletu krystalicznego. Cała cząstka ilowa składa się oczywiście z szeregu połączonych podobnych tetraedrow, w których każde 4 dodatnie ładunki jonu krzemu zrównoważone są 4-ma ujemnymi ładunkami jonów tleny. Natomiast jony glinu, jakkolwiek również otoczone 4-ma jonami tlenu, posiadają tylko 3 ładunki dodatnie, wskutek powyższego w cząstce glino-krzemianu każdy jon glinu będzie posiadał jeden wolny ładunek ujemny, który może być zrównoważony przez jony dodatnie innych pierwiastków. W środowisku wodnym odbywa się przyciąganie molekuł wody, a przy nadmiarze ładunków ujemnych cząstki ilowe mogą być przyciągane także kationy Na, Ca i inne.

W zależności od tego chemicznego składu grunty ilowe posiadają odmienne właściwości. W wypadku nasycenia jonami Na cząstki gruntu ilowego łatwo powiększają grubość błonki wodnej, przez co grunt ulega „pęcznieniu“ (powiększa swoją objętość), a woda wolna, która przedostanie się do tego gruntu, z łatwością może zniszczyć przyciąganie wzajemne błonek wodnych sąsiadujących cząstek gruntowych, wprowadzając grunt w stan zdolny do płynności.

Cząstki ilowe nasyczone jonami Ca otulone są bardzo cienką błonką wodną, przy dopływie wody wolnej ulegają tylko nieznacznemu powiększeniu objętości tej powłoki i stan ten zachować mogą przez długi czas.

Przy parowaniu wody z gruntów ilastych lub pod wpływem obciążenia ich, następuje zmniejszenie ich objętości wraz z powolną postępującym osiadaniami.

Z powyższego wynika, że ropy i gliny o różnym składzie chemicznym różnicie będą reagowały na wpływ wody.

Cząstki kwarcowe, znajdując się w podobnych warunkach budowy krystalicznej, pozbawione są wolnych ładunków, cechuje je elektryczna neutralność, stąd też piaszczyste grunty prawie nie posiadają zdolności adsorbcyjnej.

Różnice, wynikające ze składu chemicznego budowy krystalicznej i składu granulometrycznego, wyraźnie występują przy porównaniu wartości tzw. maksymalnej pojemności molekularnej gruntów w % do suchej masy gruntu.

Maksymalna pojemność molekularna jest to, jak wiadomo, największa ilość wody, którą może utrzymać grunt w postaci wody związanej.

W tablicy 2 podane zostały wartości max. pojemności molekularnej dla gruntów o różnym uziarnieniu według Lebiediewa.

A więc zgodnie z powyższymi rozważaniami największe ilości wody związanej zawierać będą ropy, grunty piaszczyste posiadają tej wody prawie 30-krotnie mniej.

TABLICA 2

Grunt	Srednica ziarna mm	Max. pojemność molekularna w % wagowych
gruby piasek	1 — 0,50	1,57
średni „	0,5 — 0,25	1,60
drobny „	0,25 — 0,10	2,73
pył	0,1 — 0,05	4,75
il	0,25 — 0,10	44,85

Jeśli powłoka wody związanej, otaczająca cząstkę gruntu ilowego, jest bardzo cienka, a cząstki gruntu zbliżone są do siebie, woda błonkowata posiada w tym wypadku takie zagęszczenie i siły adhezji stają się tak wielkie, że grunt przejdzie w stan zwarty i przy działaniu sił zewnętrznych stawiać będzie opór.

Jeśli natomiast wskutek adsorpcji powłoka wody adhezyjnej znacznie się powiększy, woda nabierze własności lepkiej masy, zaś między cząstkami gruntu powstanie siła spójności, objawiająca się w przyciąganiu molekuł wody sąsiednich warstw wody adhezyjnej. Gdyby grubość warstwy tej wody w dalszym ciągu wzrastała, grunt ilowy przejdzie w stan plastyczny. Wreszcie w wypadku dopływu do gruntu dużej ilości wody wolnej il przejdzie poprzez stan pęcznienia w stan, przy którym dalsze przyciąganie molekuł wody przez cząstki gruntowe ustanie oraz działanie siły spójności zaniknie.

Będzie to potencjalny stan płynności gruntu ilowego.

Dla gruntu ilowego charakterystyczną będzie wartość maksymalnej pojemności molekularnej.

Przy zawodnieniu gruntu większym od tej wartości, il przybiera stan plastyczny, aż osiągnie największą porowatość i przy maksymalnej pojemności wodnej nabierze zdolności do płynności. Mówimy o „zdolności“, gdyż dla osiągnięcia rzeczywistej płynności muszą jeszcze powstać warunki, które zmienią statyczny stan równowagi w jakim znajduje się grunt, zalegając w warstwie naturalnej.

Grunty zalegające w warstwie naturalnej mogą posiadać różną strukturę, zależną od ich pochodzenia geologicznego. A więc na przykład, ropy powstałe jako osady morskie posiadają strukturę gąbczastą, porowatą znaczną. W czasie sedymentacji ropy ulegają naturalnemu osiadaniam i zagęszczaniu, wskutek czego pokładają starsze będzie cechowała mniejsza porowatość. Porowatość zaś będzie jednym z tych czynników, które wpływać mogą na powstanie warunków płynności gruntu.

W przeciwstawieniu do typu ilowego cząstki gruntuowe drugiego zasadniczego typu — piasków, jak już wspomnieliśmy wyżej, cechuje neutralność elektryczna. Stosunek do wody zależny jest prawie wyłącznie od kształtu i wielkości ziaren oraz struktury gruntu.

W poprzednich rozważaniach stwierdziliśmy, że grunt ilowy ze stanu zwanego przechodzi w stan płynny poprzez pośredni stan plastyczny.

Grunty typu piasków wskutek minimalnych ilości wód związanych, wskutek braku spójności pomiędzy cząstkami, przechodzą przy ilościach wody mniejszych od maksymalnej pojemności molekularnej w stan l u ż n y, sypki. Natomiast, gdy ilość wody zawartej w piaskach przekroczy wspomnianą pojemność — grunt nabiera cech płynności. Pośrednie stany w tym wypadku nie istnieją.

W zależności od kształtu i wymiaru ziaren grunt piaszczysty niejednako będzie reagował na oddziaływanie wody. Gruboziarniste piaski wytworzyć mogą warunki do swobodnego ruchu wody (woda wolna), która w pewnych tylko warunkach może naruszyć porowatość naturalnego pokładu, ale może i nie wpływać na zmianę jego struktury.

W piaskach drobnoziarnistych, poza wodą wolną część wody znaleźć się może w kapilarach. W pewnych warunkach, o czym będziemy mówili niżej, może powstać zjawisko odrywania się ziaren piasku od grun-

tu, co nie będzie trudnym wobec braku sił spójności pomiędzy ziarnami.

Oczywiście w warunkach naturalnych mamy przeważnie do czynienia z gruntami typu mieszanego, o większym lub mniejszym udziale frakcji piaszczystych, względnie ilowych. Dlatego przy analizie stosunku tych gruntów do wody decydować będzie udział poszczególnych frakcji gruntowych. Zaznaczyć przy tym należy, że im większa będzie zawartość cząstek ilowych, tym bardziej grunt cechować będą właściwości, które opisaliśmy przy omówieniu łąw.

Również należy podkreślić, że na powstanie stanów płynności gruntu decydująco wpływać będzie jego struktura w stanie naturalnym, nienaruszonym. Im więcej będzie ona zawierała potencjalnych cech płynności, a więc im grunt będzie bardziej porowaty i im więcej nasycony wodą, tym większa będzie jego zdolność do płynności i tym szybciej w sprzyjających do tego warunkach osiągnie ten stan.

(dokończenie nastąpi)

INŻ. KAZIMIERZ PUCZYŃSKI I INŻ. TADEUSZ SUSZCZEWSKI

Zapuszczanie obiektów żelbetowych w grunty wodonośne

Z praktyki radzieckiej i polskiej

Większe obiekty wodne, dzięki szerzej rozwiniętej typizacji, posiadają mniej lub więcej ustalone metody postępowania w trudnych warunkach hydrogeologicznych.

Budownictwo wodne dla potrzeb przemysłowych i komunalnych — wobec różnorodności celów gospodarczych i różnych warunków miejscowych — opiera się przeważnie na mniej typowych obiektach. Dla tych prac literatura techniczna nie zawsze dostarcza wystarczającą ilość przykładów, pozwalających na właściwy wybór drogi, czy sposobu realizacji robót. Budownictwo, szczególnie z zakresu przemysłu, coraz częściej narzuca hydrotechnikom wykonywanie specjalnych prac, wymagających dużej znajomości walki z wodą gruntową i doświadczenia przy wyborze metod wykonawczych.

Niewłaściwe opieranie się na doświadczeniu dużego budownictwa wodnego nie zawsze prowadzi do celu, często przedłuża czas robót lub zwiększa ich koszty.

W artykule tym podajemy pouczające przykłady z robót radzieckich i polskich przy zapuszczaniu konstrukcji żelbetowych w grunty wodonośne.

„Gospodarka Wodna“ w Nr 4 — 5 z 1951 r. poświęciła temu zagadnieniu artykuł pt. „Zapuszczanie żelbetonowych konstrukcji (zbiorników, osadników itp.) poniżej wody gruntowej“, zawierający szereg uwag, wysuwanych ze strony wykonawców. Dalsze gromadzenie doświadczenia dla potrzeb naszego wykonawstwa wydaje się celowe. Podając je, wychodzimy z założenia, że rozpoznanie okoliczności towarzyszących kategorii prac, jak i metod walki z wodą grun-

tową może być przydatne nie tylko przy zapuszczaniu budowli, lecz także dla szeregu innych robót, spotykanych w przemyśle i budownictwie ogólnym o zakresie wodnym.

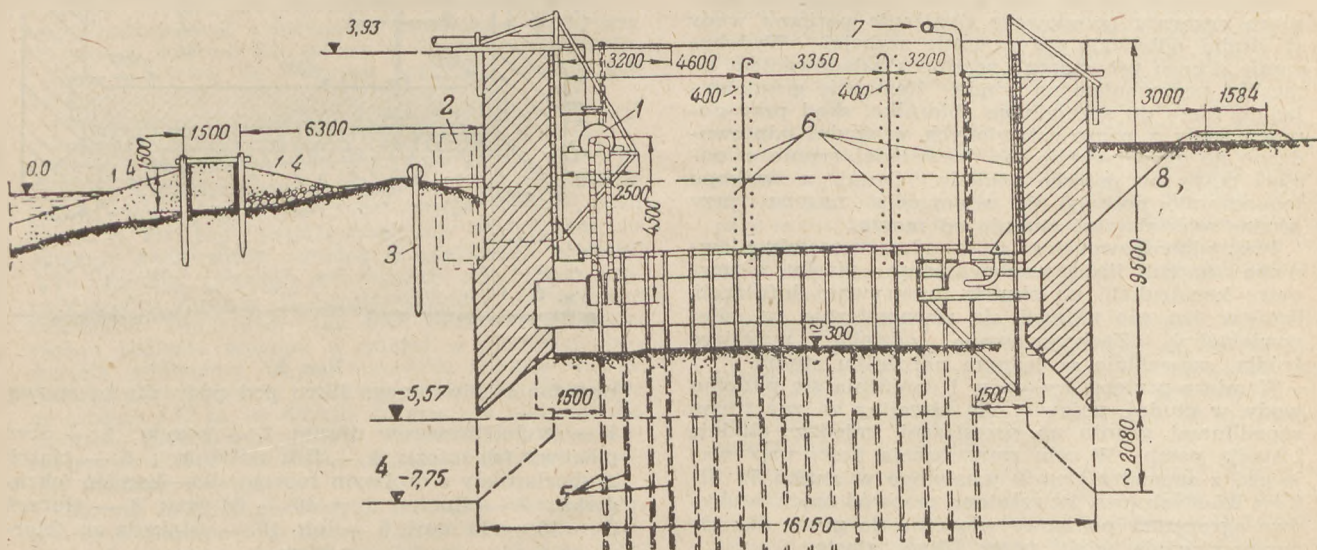
W szczególności przytoczony przykład radziecki wskazuje między innymi jak długie drogi musi odbyć myśl technika wykonawcy nim zostanie osiągnięty cel. Przykład ten uczy też, że do większości problemów wykonawczych nie można podchodzić szablonowo, że przy eksperymentalnym charakterze wielu prac wykonawca często musi postępować podobnie jak pracownik naukowy, prowadzący doświadczenie w warunkach laboratoryjnych.

W Polsce dość często spotykamy się z budową obiektów poniżej wody gruntowej. Praktyka ostatnich lat notowała znaczną ilość zapuszczanych różnorodnych konstrukcji. Były to przeważnie budowle o stosunkowo dużej głębokości, jednak o znacznie mniejszych wymiarach w rzucie poziomym.

Ostatnio, w związku z pomocą radziecką w zakresie dokumentacji technicznej, spotykamy się coraz częściej z zagadnieniem zapuszczania obiektów również o większych wymiarach w planie.

* * *

Dla ujęcia i poboru wody morskiej dla jednego z wielkich zakładów przemysłowych ZSRR należało wybudować i opuścić studnię żelbetową w gruntach wodonośnych, na głębokość 7,5 m. Studnia posiadała wymiary w planie $19,2 \times 16,5$, a wysokość 10,75 m. Była zatem bardzo duża, jak na konstrukcję zapuszczaną.



Rys. 1.

Schemat założenia filtrów iglastych.

- 1 — agregat pompy rezerwowej; 2 — komora grubych śiatek; 3 — istniejąca ścianka szpuntalowa; 4 — rzędna założenia filtrów iglastych; 5 — filtry iglaste; 6 — wypuszczone zbrojenie; 7 — rura odprowadzająca z pomp do zbiornika i do morza; 8 — odcinek podlegający wykopom.

Usuwanie gruntu ze studni podczas procesu opuszczania odbyło się przy pomocy ekskavatora z chwytakiem. W pierwszym stadium robót wykonawcy dopuścili do znacznego skrzywienia konstrukcji, którego nie udawało się wyrównać. W związku z tym prowadzone roboty przerwano na kilka lat.

W późniejszym okresie czasu zaistniała pilna konieczność dokończenia rozpoczętych robót. Należało w bardzo krótkim czasie opuścić studnię do projektowanych rzędnych i równocześnie naprawić powstałe przy początkowym zapuszczaniu skrzywienie, wynoszące 1,69 m.

W trakcie wznowienia robót poziom dna studni posiadał średnią rzędną — 3 m od terenu, przy czym wykop był doprowadzony do warstwy piasków różno-ziarnistych z cząstkami pylastymi i muszelkami.

Dla ochrony od uderzenia fal morskich i przedostawania się wody do wykopu fundamentowego studni, zbudowano specjalną grodzę z dwóch rzędów pali w odległości 6,3 m od studni. Oprócz tego, przy początkowym zapuszczaniu konstrukcji, w odległości 2 m od ściany, zwróconej do morza, zabito szereg drewnianych pali. Najbardziej celowym sposobem przeprowadzenia robót w danych warunkach hydrogeologicznych było zastosowanie hydromechanicznej metody wydobywania gruntu ze studni przy jej zapuszczaniu, bez uciekania się do konieczności pełnego wypompowywania wody z wnętrza konstrukcji (rys. 1).

Należało się bowiem liczyć, że przy wykonywaniu robót sposobem otwartym, znaczny dopływ wody do studni przy jej zapuszczaniu doprowadzi do silnego zapływania, do przedzierania się wody pod nożem oraz do nierównego osiadania konstrukcji, często poniżej przewidzianych w projekcie rzędnych, — podczas gdy grunt ze studni nie daje się usunąć do niezbędnej dla umożliwienia budowy dna głębokości.

Biorąc jednak pod uwagę narzucone krótkie terminy ukończenia robót, okoliczność znacznego skrzywienia, a także przypuszczenie, że pod nożem studni znajduje się jakaś przeszkoda — zdecydowano się prowadzić roboty sposobem otwartym, z odpompowywaniem wody oraz z dodatkową instalacją filtrów iglastych od wewnętrznej strony ścian studni, jeśli się to okaże potrzebne. W związku z brakiem na placu budowy prądu elektrycznego, odpompowywanie wody było przewidywane przy pomocy pomp z napędem benzynowym. Uwzględniono również, że w wypadku konieczności można będzie filtry iglaste łatwo odłączyć od agregatów obniżających wodę i odpompowanie jej prowadzić bezpośrednio ze studni.

Pompy były zawieszone na specjalnych platformach, umocowanych na ścianach konstrukcji. Przy pracy jednego agregatu pompowego woda wyjątkowo łatwo dawała się odpompowywać i w ciągu 12 godzin poziom jej obniżył się o 3 m. Po włączeniu drugiego agregatu pompowego obniżanie poziomu wody w studni odbywało się znacznie szybciej. Wydobywanie gruntu prowadzono ręcznie z załadowaniem na taczki i podawaniem na winde. Następnie grunt wyładowywano do specjalnego zbiornika, skąd przy pomocy wody z pomp ustawionych w studni odprowadzano go grawitacyjnie, po drewnianej rynnie w postaci pulpy na miejsce odkładu. Grunt z wykopu jednocześnie posłużył do utworzenia nasypu przy grodzi oddzielającej studnię od morza.

Przy odpompowywaniu wody od razu zostały ujawnione znaczne ilości napływającego piasku z zewnątrz konstrukcji, na skutek intensywnej infiltracji. Napływ ten nie układał się równomiernie na całej powierzchni. Zaobserwowano oddzielne pulsujące źródła, szczególnie w jednym narożniku studni.

W miarę postępu wykopów i obniżania się poziomu wody w studni, pojawiły się szczeliny ze znacznymi zapadlinami gruntu na przestrzeni między studnią i stacją pomp. W celu zmniejszenia ilości napływającego z zewnątrz gruntu ustawiono w studni 56 filtrów iglastych (rys. 1); założono przewód ssący a obydwa agregatory pompowe włączono do pracy dla odpompowywania wody przez filtry iglaste.

Przez pierwsze sześć dni po założeniu filtrów roboty ziemne wewnątrz konstrukcji odbywały się pomyślnie, gdyż poziom wody utrzymywał się poniżej powierzchni wykopu. W miarę jednak pogłębiania dna studni pompy nie nadały się usuwać stale zwiększającego się dopływu wody.

Przy usuwaniu gruntu z pod noża, a szczególnie w pierwszym wyższym narożniku, napotkano dużą ilość kamieni, których ciężary dochodziły do 0,5 tony.

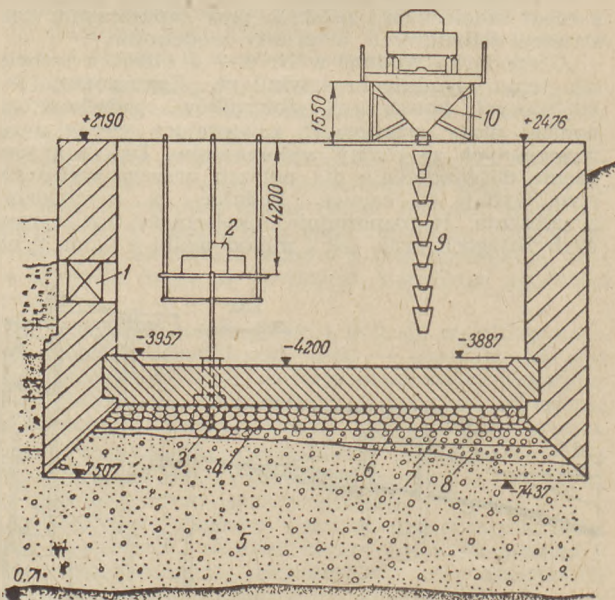
Usuwanie gruntu odbywało się z takim wyliczeniem, aby w pierwszym rzędzie zlikwidować niebezpieczne przechylenie studni, powstałe przy początkowym jej zapuszczaniu. Kubaturę wykopów starannie notowano celem określenia rozmiarów zapływania studni.

Działo się to przy nieprzerwanej pracy w ciągu całej doby trzech pomp, dwóch agregatów obniżających poziom i jednej pompy odśrodkowej — razem o wydajności 940 m³/godz. W miarę postępu robót, poziom wody w studni zaczął się stopniowo podnosić i w ciągu 5 dni osiągnął poziom 0,6 m nad dnem wykopu.

Ażeby podołać zwiększającemu się napływowi wody, zainstalowano dodatkowo trzy pompy odśrodkowe i wydajność całości osiągnęła 1240 m³/godz. Dla stworzenia rezerwy zainstalowano jeszcze trzeci agregat pomp. W tych warunkach odpompowywanie wody i usuwanie gruntu odbywało się przez całą dobę.

Pewnego dnia późną jesienią (27 listopada) o godzinie 15.30, w momencie pracy wszystkich agregatów, z pod noża studni od strony morza przerwał się potok wody, który zatopił studnię i wciągnął do niej 270 m³ piasku i ilu. Na zewnątrz konstrukcji utworzyła się zapadlina, a wspomniany wyżej rząd szpunt-pali osiadł i przechylił się w kierunku studni. Ujęcia wszystkich pomp, oprócz agregatu pracującego dla filtrów iglastych, zostały zasypane piaskiem i w ciągu dwudziestu minut poziom wody w studni podniósł się o 2,3 m.

Po uwolnieniu zasypanych węzów ssawnych, wszystkie agregaty pompowe zostały ponownie wprowadzone w ruch i rozpoczęto usuwanie naniesionego z zewnątrz gruntu. W miarę jego usuwania następowało stopniowe osiadanie studni, którego wielkość określono przez niwelowanie ścian na czterech jej narożnikach. Osiadanie było nierównomierne — jeden z narożników osiadł znacznie wolniej.



Rys. 2.

Układanie odwrotnego filtra pod poduszkę betonową.

1 — próbki otworów ujęcia; 2 — pompa; 3 — dren pionowy (zbieracz); 4 — filtr odwrotny; 5 — piasek gruboziarnisty z drobnym żwirzem; 6 — kamień (okrąglaki); 7 — tłuczeń d = 40 — 80 mm; 8 — tłuczeń d = 10 — 40 mm; 9 — lej; 10 — estakada ze zbiornikiem.

Praca związana z odpompowywaniem wody i usuwaniem gruntu odbywała się w ciągu całej doby bez przerwy i do 6 grudnia udało się znacznie zmniejszyć wielkość skrzywienia studni i opuścić najbardziej podniesiony narożnik o 2 m. W nocy z 6 na 7

grudnia osiadanie studni rozpoczęło się wzdłuż całego obwodu, przy czym narożnik pierwszy osiadł 0,44 m, drugi 0,2 m, trzeci 0,08 m, czwarty 0,26 m. W ten sposób studnia osiadła średnio do rzędnej 7,43 m, czyli tylko na 0,32 m wyżej od położenia przewidzianego w projekcie.

Wewnętrzne wyłożenie pozostawione w ścianach studni, dla ułożenia żelbetowej płyty roboczej dna, okazało się wyżej aniżeli w projekcie — średnio o 0,32 m — i wskutek tego płyta częściowo nie trafiła w przygotowaną dla niej wnękę.

Wobec tego, że zbrojenie studni było już zamówione i nie można było podnieść rzędnej dna studni, sporządzono na miejscu zmieniony projekt płyty żelbetowej, przy tym jej górną rzędną pozostawiono bez zmiany, a dla sprężnienia jej z wyłożeniem w ścianach pogrubiono płytę przy stykach (rys. 2). Pozostawiało usunąć grunt dla umożliwienia ułożenia poduszki betonowej sposobem podwodnym, tak jak to było przewidziane w projekcie.

Bez względu na to że wszystkie urządzenia odpompowujące wodę pracowały z maksymalną swoją wydajnością 1500 m³/godz. nie uzyskano dalszego obniżenia poziomu wody, ponieważ w studni tworzyły się stale usypiska piasku i poziom dna wykopu zamiast się obniżać, zaczął się nawet podnosić, szczególnie w drugim narożniku.

W tym stanie robót trzeba było jeszcze — dla ułożenia poduszki betonowej — usunąć grunt na głębokość 2,20 m poniżej stopy żelbetowego dna. W rzeczywistości udało się to zrobić średnio tylko na 1,12 metra, przy czym w narożniku pierwszym 1,20 m, drugim 0,80 m, w trzecim 1,10 m, w czwartym — 1,40 m.

Dalsze przeciąganie robót ziemnych, przy wzmożonym odprowadzaniu wody, groziło powtórным przerwaniem wody przed nożem od strony morza, a więc trudną do naprawienia katastrofą, zwłaszcza, że równoległe prowadzone wykopy kanału doprowadzającego wodę, zbliżyły się już do studni. (Szerokość grodzki oddzielającej studnię od morza wynosiła w tym okresie czasu zaledwie 15 m, wobec czego dalsze prace przy kanale doprowadzającym przerwano).

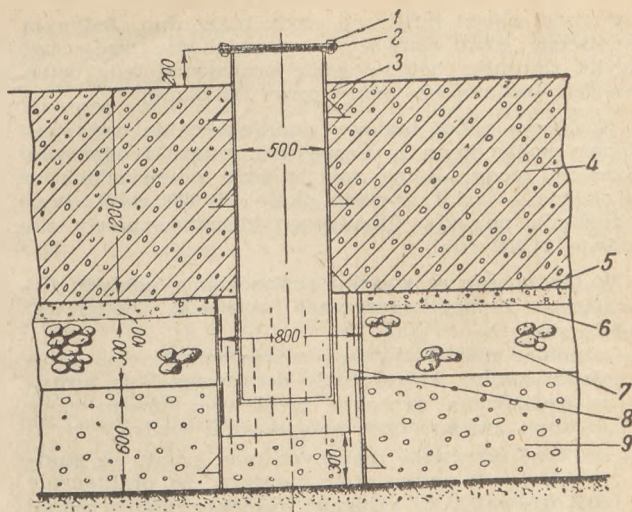
Poprzestać na grubości płyty betonowej od 0,8 do 1,4 m nie było można. Nie mogłaby się ona przeciwstawić większemu parciu wody, a oprócz tego układanie płyty o grubości 1 m sposobem podwodnym nie gwarantowało zadawalniających wyników, szczególnie co do jej wodoszczelności. A gdyby i udało się przez betonowanie podwodne ułożyć poduszkę wodoszczelną, to mogłoby grozić jej załamanie pod działaniem ciśnienia hydrostatycznego, przy usuwaniu wody ze studni dla ułożenia żelbetowego dna.

Ażeby wyjść z katastrofalnego położenia zdecydowano zrezygnować z betonowej poduszki i w miejsce jej ułożyć podkład filtracyjny z tłucznia i kamienia. Jako podstawę tej decyzji przyjęto następujące wywody.

Jeśli rzeczywisty spód hydrauliczny przy filtracji skierowanej z dołu do góry nie przewyższa krytycznego, to zjawisko płynności i wyporu gruntu nie występuje. Wiadomo również, że jeśli obciążyć warstwę piasku, przez którą przechodzi struga wody z dołu do góry, bardziej przepuszczalnym materiałem, to wielkość krytycznego ciśnienia przy filtracji wzrasta.

Te wywody przyjęto jako punkt wyjściowy przy rozwiązaniu sprawy i postanowiono zrezygnować z poduszki betonowej. Jak było poprzednio podane, rzędna poziomu wykopu w studni w momencie powzięcia omówionej decyzji stanowiła średnio—6,50 m. pozostawało zatem na założenie podkładu filtrującego średnio 1,12 m, co dawało sprzyjające warunki dla założenia pionowych drenów (zbieraczy) i utrzymania poziomu wody 0,3 do 0,4 m poniżej górnego poziomu warstwy filtrującej.

Ułożona między pierwszym i drugim narożnikiem warstwa tłucznia o grubości 0,25 m natychmiast zatrzymała wypływ piasku. Początkowo układano tłuczeń dwóch wymiarów: od 1 do 40 mm i od 40 do 80 mm, później nie dobierano rozmiarów tłucznia i układano go bez selekcji. Na tłuczeń układano kamień na wysokość 0,4 do 0,5 m, aby stworzyć sprzyjające warunki dla odprowadzenia wody do pionowych drenów (zbieraczy) założonych w pierwszym,



Rys. 3.

Schemat drenu pionowego (zbieracza).

1 — zatyczka 18 mm; 2 — wkładka gumowa grub. = 4 mm; 3 — rura stalowa d = 500 mm; 4 — płyta żelbetowa; 5 — warstwa papy; 6 — warstwa drobnego tłucznia; 7 — kamień; 8 — szczeliny; 9 — tłuczeń.

trzecim i czwartym narożniku wewnątrz studni (rys. 2 i 3). Dla odprowadzenia wody z pokładu filtrującego, założono w nim rury stalowe o średnicy 800 do 1200 mm z podłużnymi szczelinami. Średnicę dolnej rury zbieracza przyjęto na podstawie obliczeń wielkości dopływu wody. Średnicę górnej rury odprowadzającej (500 mm) zaprojektowano przyjmując za podstawę konieczność zainstalowania w niej trzech węży ssawnych pomp. Rura odprowadzająca była wyciągnięta 0,2 m ponad dnem żelbetowym, celem wygodnego założenia sworzni przy instalacji głuchego kołnierza. Dolną rurę przykryto kołnierzem przyspawanym do górnej rury odprowadzającej. Konstrukcję metalowego zbieracza przedstawia rys. 3.

Po ułożeniu podkładu filtrującego i zainstalowaniu opisanych pionowych drenów, powierzchnia narztu kamiennego została wyrównana tłucznem i piaskiem, a następnie została położona warstwa papy dla zapobieżenia przedostawaniu się betonu do podstawy filtrującej.

Po ułożeniu warstwy tłucznia — jak wykazały staranne obserwacje — znikło wypływanie drobnego i przesuwanie się grubego piasku przy czym nie zaobserwowano żadnego zailania pokładu filtrującego. Grubość warstwy tłucznia w drenach pionowych stanowiła zaledwie 30 — 40 cm. Tutaj również nie zaobserwowano wypływania piasku, a ze zbieraczy odpompowywano czystą przefiltrowaną wodę. W czasie montażu zbrojenia i podczas betonowania poziom wody utrzymywał się na 30 do 40 cm poniżej poziomu filtra, przy czym czynnych było pięć agregatów pompowych o ogólnej wydajności 1390 m³/godz. W ten sposób roboty przy zbrojeniu i betonowaniu były prowadzone na sucho.

Beton podawano z centralnej betoniarńi samochodowymi wywrotkami, wyladowując go na pochyłą płaskoczną zbiornik, skąd poprzez metalowe leje skierowywano go na dno i układano przy użyciu wibratorów. Układanie betonu o objętości 288 m³ zostało wykonane w ciągu trzech dni.

Biorąc pod uwagę niskie temperatury powietrza i wody, dno studni po zabetonowaniu było ogrzewane parą w ciągu dwunastu dni i chronione przy pomocy odpowiednich zabezpieczeń drewnianych i brezentu. Po osiągnięciu niezbędnej wytrzymałości betonu, pompowanie wody przerwano i górne rury zbieraczy zostały zakorkowane głuchymi kołnierzami z wkładką gumową. Bez względu na to, że układanie betonu odbywało się zimą, przy mrozach do —15°C, po przetrwaniu pompowania wody nie stwierdzono żadnej naj-

mniej więcej nawet infiltracji wody przez dno. Jedynym miejscem, gdzie zauważono przesiąkanie wody, był wylot zbiornika betonu, gdzie prawdopodobnie beton nie był dostatecznie ubity przy układaniu.

Kosztorys robót budowy poduszki betonowej sposobem podwodnym z usuwaniem gruntu i odprowadzaniem wody — tak jak to było przewidziane w projekcie — miał wynosić około 221.000 rubli. Przy układaniu pokładu filtrującego koszty wyniosły za ledwie 34.000 rubli.

W ten sposób w wyniku zastosowania pokładu filtrującego zamiast masywnej poduszki betonowej udało się:

- zapobiec nieuniknionemu nierównomiernemu osiadaniu studni, które mogło doprowadzić do awarii w związku z groźnym wypływem piasku przy dalszym zwiększonym pompowaniu wody;
- uniknąć usuwania znacznych mas gruntu ze studni. Było to ważne, tym bardziej, że praktycznie nie udało się osiągnąć projektowanej rzędnej posadowienia poduszki betonowej mimo, że roboty przy usuwaniu gruntu trwały bez przerwy całą dobę.
- uniknąć znacznych kosztów związanych z przygotowaniem sprzętu niezbędnego dla układania betonu sposobem podwodnym;
- skrócić przynajmniej o jeden miesiąc termin budowy studni i związanych z nim robót montażu stacji pomp, rurociągów tłocznych i rur ssawnych.

Oprócz tego uzyskano oszczędność 186.000 rubli. Oszczędność na materiałach budowlanych wynosiła 136 ton cementu, 180 m³ tłuczni i 90 m³ piasku, nie mówiąc o oszczędności siły roboczej.

W związku z podanym opisem robót nasuwają się następujące wnioski:

- Przy budowie studni zapuszczanych sposobem otwartym w pokładach wodonośnych, poduszki betonowe mogą być zastąpione narzutem filtrującym z materiałów tłuczniowych.
- W wypadkach, kiedy urządzenie poduszki betonowej nie było przewidziane w projekcie i układa się tylko dno betonowe lub żelbetowe, jest celowe wykonanie przedtem narzutu tłuczniowego z odpompowywaniem wody, przy użyciu opisanych wyżej drenów pionowych.
- Ułożenie narzutu filtrującego, nawet o nieznacznej grubości, poważnie zwiększa krytyczne ciśnienie hydrauliczne i pozwala uniknąć niebezpiecznych wpływów piasku.
- Jeżeli podłoże studni składa się z piasków różnoziarnistych, można do narzutu filtrującego dać kolejny tłuczeń bez doboru ziaren.
- Dreny pionowe należy rozplanowywać wzdłuż wewnętrznego obwodu studni w odległości pomiędzy sobą uzależnionej od grubości narzutu filtrującego i wielkości dopływu wody do studni. Dla piasków różnoziarnistych, średniej wielkości, przy grubości podkładu filtrującego od 0.8 do 1.0 m — odległość między drenami pionowymi, może być przyjęta 10 — 15 m.
- Dla lepszego dopływu wody z narzutu filtrującego do drenów pionowych można ułożyć perforowane rury o wymiarach określonych, zależnie od dopływu wody do studni.
- W wypadku zapuszczania studni drogą podwodnego bagrowania (usuwania gruntu), również można wykonać narzut filtrujący, po uprzednim założeniu pionowych drenów, następnie odpompować wodę i prowadzić na sucho wszystkie roboty uszczelniające, łącznie z betonowaniem dna, bez obawy wypływu piasku. Opisanie konstrukcje drenów pionowych (zbieraczy) zdały egzamin i mogą być zalecane w analogicznych wypadkach.
- Przy budowie prostszych ujęć, typu studni zapuszczanych, można w ogóle ograniczyć się do

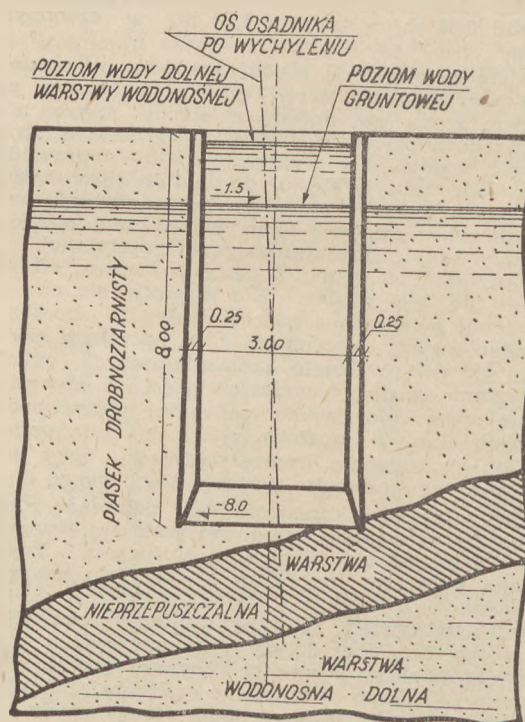
ułożenia samego podkładu filtrującego (bez dna betonowego lub żelbetowego).

*

Trudności pojawiające się przy zapuszczaniu budowl w gruntach wodonośnych, a zwłaszcza o bardzo drobnym uziarnieniu, mogą być różnorodne. Przed prowadzącym roboty gromadzą się bez przerwy zawiłe do rozwiązania problemy.

W drugim przytoczonym przykładzie zostały omówione trudności jakie mogą występować w końcowym etapie robót zapuszczania — przy przechodzeniu z warstwy wodonośnej do warstwy nieprzepuszczalnej, o większej twardości.

W opisywanym wypadku chodziło o zapuszczenie żelbetowego osadnika na głębokość ca 8 cm (rys. 4). Wykonawcy mieli do pokonania — poczynając od góry — warstwę drobnziarnistego piasku, zalegającą do głębokości 7 m, z występującą wodą gruntową 1,5 m od poziomu terenu. Poniżej zalegała 2-metrowej grubości warstwa twardego nieprzepuszczalnego ilu. Przeprowadzone wiercenie hydrogeologiczne wykazało, że pod ilem, w występującym niżej wodonoścu, znajduje się woda pod ciśnieniem, której ustabilizowany poziom sięga powierzchni terenu (na rys. 4 poziom ten oznaczono jako „poziom wody dolnej warstwy wodonośnej“).



Rys. 4

Brak w pobliżu sąsiadujących fundamentów budowl wplynął na wybór metody robót systemem otwartym, tj. na prowadzenie wykopu wewnątrz konstrukcji, przy stałym odpompowywaniu wody z wnętrza. W miarę opuszczania konstrukcji i wzrostu parcia hydrostatycznego do zainstalowanej już pompy elektrycznej trzeba było dodać drugą, o wydajności 80 m³/godz. każda. Po osiągnięciu poziomu — 6,5 m — napływ wody, łącznie z towarzyszącym mu wypływem piasku z zewnątrz był tak duży, że dla skutecznego odwodnienia wykonu zainstalowano 3 pompy elektryczne, o wydajności już 180 m³/godz. Całkowita wydajność zespołu wyniosła zatem 340 m³/godz.

Wykonawcom chodziło przede wszystkim o jak najszybsze dotarcie do warstwy nieprzepuszczalnego ilu i odcięcie się od wody.

Po pewnym czasie i z dużym wysiłkiem osiągnięto pokład iltu. Pożądanego jednak zamknięcia wody nie udało się uzyskać. Obliczony procent dopływu gruntów z zewnątrz osiągnął w tym czasie ca 500% i dla przeciwstawienia się procesowi zapływu wykupu trzeba było znacznie wzmocnić pobór z niego gruntu.

Bliższe zbadanie przyczyn nieudanego zamknięcia wody wykazało, że warstwa pożądanego iltu przebiegała ukośnie i nóż zapuszczanej konstrukcji dolegała do niej tylko na 1/3 części obwodu. W tych warunkach, wobec trudności opanowania dopływu płynącego gruntu z zewnątrz, postanowiono zamknąć drogi, którymi wdzierają się woda i piasek za pomocą 1,5 m ścianki szczelnej, zabitej po linii wewnętrznej ścian.

Wkrótce po wznowieniu robót ziemnych i wzmożeniu odwodnienia ścianka szczelna została gwałtownie wyrwana i w ciągu 5 minut do wnętrza konstrukcji wdarł się płynny piasek, wytwarzając korek na wysokość 2,5 m. Próba jego usunięcia dotychczasową metodą prowadzenia robót nie dawała pozytywnych wyników. Stało się jasne, że należy dalsze usuwanie gruntu z wnętrza zbiornika wykonywać w inny sposób. Początkowo zamierzano zmniejszyć parcie hydrostatyczne poprzez zabicie trzech filtrów na zewnątrz zbiornika i wytworzenie depresji drogą dodatkowego z nich pompowania. Z uwagi jednak na termin robót zrezygnowano z tego i pełne usunięcie korka osiągnięto przy pomocy bagrowania podwodnego zapuszczanym wiertłem skrzydłowym, po ustabilizowaniu się w osadniku poziomu wody.

Niestety, kontynuowanie tej metody, tj. bagrowanie wiertłem w dalej położonym twardym iltu nie dało rezultatu. Początkowo projektowano, by metodą wiertniczą pociąć ilt wewnątrz zbiornika na mniejsze części. Powstawała jednak obawa przedarcia się wody

pod dużym ciśnieniem z głębszej warstwy położonej pod iltu.

Ze względu na koszty i czas trwania robót postanowiono rozwiązać zagadnienie w innej płaszczyźnie, a mianowicie przez rewizję projektu. Należało zbadać, czy zbiornik ze względu na eksploatację może być spłycony o wielkość niedowierconą. Byłoby to najskusniejsze, tym bardziej, że rewizji tej wymagała obawa przed uszkodzeniem budowli przy dalszym zapuszczaniu.

Konstrukcja bowiem osadnika została obliczona w założeniu równomiernego parcia gruntu ze wszystkich stron na ściany. Wobec niepełnego oparcia się noża na ilt, osadnik, po nieznacznym wychyleniu się od pionu, pozostawał pod działaniem jednostronnego oporu gruntu na ścianie. Groziło to przy dalszym zapuszczaniu pęknięciem pionowym konstrukcji, co miało już miejsce w podobnym wypadku w praktyce w innym miejscu.

Względniac podane wywody, zrezygnowano z dalszego opuszczania konstrukcji, tym bardziej, że projekt pozwalał na wprowadzenie zmiany w głębokości posadowienia.

Podając ten przykład, należy podkreślić, że konstrukcja zapuszczana nie może być obliczana wyłącznie na układ sił występujących po zakończeniu robót, czy też podczas eksploatacji. Obliczenia statyczne muszą uwzględniać najbardziej niebezpieczne założenia statyczne, jakie mogą mieć miejsce w warunkach zapuszczania konstrukcji. Muszą też być przed rozpoczęciem robót starannie przeprowadzone wierceń hydrogeologiczne. Uniknie się w ten sposób niebezpiecznych awarii na budowie i umożliwi wykorzystanie wszystkich dróg prowadzących do celu w tym trudnym wykonawstwie zapuszczania budowli poniżej wody gruntowej.

DZIAŁ V — EKSPLOATACJA

DR INŻ. JAN WIERZBICKI

Nawodnianie paszowisk naturalnych wodami ściekowymi

Znaczne powierzchnie naszych łąk położonych w dolinach rzecznych lub na nizinach zostały zmeliorowane za pomocą nawodnienia miejskimi i przemysłowymi wodami ściekowymi. Melioracje tego rodzaju mogą objąć u nas tereny łąkowe o wielokrotnie większej powierzchni, co miałoby poważne znaczenie dla gospodarki krajowej.

Paszowiska położone w dolinach rzek lub na przyległych nizinach, tylko w nielicznych przypadkach nie wymagają uregulowania stosunków wodnych; użytki te bądź znajdują się okresowo w stanie nadmiernego uwilgotnienia, bądź też (najczęściej) są zbyt suche i wymagają nawodnienia. W związku z nieodpowiednią dla rozwoju użytkowych roślin wilgotnością — zbiory siana lub stan pastwisk są na ogół niedostateczne, a w wielu przypadkach wręcz złe.

Wykorzystanie wód ściekowych dla nawodnienia paszowisk zwiększa wielokrotnie zbiory oraz wpływa na znaczną poprawę jakości, tak co do gatunku, jak i zawartości surowego białka.

Jeżeli porównać sztuczne nawodnienia paszowisk wodami ściekowymi — tam gdzie tego rodzaju melioracja jest możliwa do przeprowadzenia z naturalnymi nawodnieniami tych użytków wodami rzecznyymi, to szereg zalet przemawia na korzyść pierwszego rodzaju nawodnień.

— Czas naturalnych nawodnień jest nieokreślony i często więcej szkody niżli korzyści przynosi (np. powodź w okresie sianokosów). Natomiast nawodnienia wodami ściekowymi są przeprowadzane w okresach najbardziej sprzyjających dla rozwoju roślin.

— Łąki nawodniane w sposób naturalny otrzymują zazwyczaj zbyt duże dawki. Gromadząca się woda w zagłębieniach terenu ujemnie, niekiedy niszcząco oddziałuje na roślinność. W wielu znówu przypadkach naturalne nawodnienia są niewystarczające i prawie żadnej korzyści nie przynoszą. Przy użyciu wód ściekowych może być zastosowane dawkowanie zgodne z potrzebami rozwoju roślin.

— Niekiedy naturalne nawodnienia przynoszą poważne szkody wskutek pokrycia użytków rolnych warstwą piasku lub szutru rzeczno. Usunięcie namulisk piaszkowych lub szutrowisk połączone jest z wielkimi kosztami.

— Podczas gdy temperatura wód ściekowych waha się w zimie w granicach $+6^{\circ}\text{C}$ — $+10^{\circ}\text{C}$, to temperatura wiosennej wody powodziowej tylko nieznacznie przekracza 0°C . Nawodnienia zimną wodą, pochodzącą z roztopów, rozwijających się traw na wiosnę, gdy ilość wilgotności w glebie jest dostateczna, nie są korzystne dla roślin.

— Nawet nieznaczny dodatek wód ściekowych wpływa dodatnio na zwiększenie żyzności wód naturalnych, często bardzo ubogich w związku nawozowe. Znaną jest znacznie większa żyzność wody rzecznej przepływającej przez miasteczka. Wody rzeczne zużytkowane dla nawodnień stawów rybnych, jeżeli posiadają domieszkę wód ściekowych, oceniane są pod względem wartości znacznie wyżej.

Jakkolwiek ilości wód ściekowych są znaczne, np. miasto stutysięczne dostarcza rocznie ok. 4 mln m^3 zużytych wód, to jednak z względu na zwiększone zapotrzebowanie wilgoci przez rośliny w okresie wege-

acyjnym i możliwość nawodnienia większych powierzchni, stosowany jest często dodatek czystej wody.

Jeżeli uregulowana gospodarka wodna ma zapewnić jak najwyższe korzyści dla gospodarstwa wiejskiego, to budowa w górnym biegu rzek zbiorników retencyjnych przeciwpowodziowych oraz ewentualne obwałowania koryt rzecznych w dolinach, przy jednoczesnym wykorzystaniu dla nawodnienia paszowisk rozcieńczonych wód ściekowych, stanowiłoby najwłaściwsze rozwiązanie.

Rzeczna woda powodziowo-przepływowa dla gruntów położonych w dolinach stanowi czynnik glebotwórczy. Rozcieńczone lub surowe wody ściekowe użyte dla nawodnień wywierają podobnie poważny wpływ na glebę. Wskutek osadzania się drobnych cząstek, ilość części spławialnych oraz koloidów zwiększa się, następuje wzbogacenie gleby w związki nawozowe (1 m³ wód ściekowych zawiera przeciętnie 80 g azotu ogólnego, 60 g K₂O i 20 g P₂O₅) oraz w próchnicę, wreszcie właściwości fizyczne gleb nawodnianych wodami ściekowymi ulegają pewnym zmianom.

Dzięki energicznie przebiegającym w glebie procesom rozkładowym, substancje organiczne zawarte w wodach ściekowych podlegają mineralizacji. W pierwszym okresie rozkładu występują związki amonowe i trawy łatwo przyswajające te związki okazały się najbardziej wdzięczne za nawodnienia wodami ściekowymi.

Najdawniej w Polsce, a również w Europie, bo już od 1559 r. Bolesławiec wykorzystywał miejskie wody ściekowe dla nawodniania 15 ha łąk położonych nad rzeką Bobrem. Nawodnianie łąk nadrzecznych było połączone z dużymi korzyściami dla poszczególnych właścicieli, jak to wynika z oddzielnych umów sprzedaży lub dzierżawy działek łąk nawodnianych.

Nawodniania powierzchni łąk w Bolesławcu 15 ha jest na ogół płaska; sztuczna zmiana konfiguracji tej powierzchni nie była przeprowadzona. Nie bacząc, że nie wykonano żadnego drenowania, pomimo użytkowania przez stulecie, nawodniany teren nie wykazał żadnego zabagnienia, a to dzięki korzystnemu układowi gleby: przepuszczalna mada piaskowa na podłożu z grubego żwiru. Natomiast występowało miejscami silne zachwaszczenie. Woda była rozprowadzana na paszowiska za pomocą rowów i bruzd. Nawodnianie przeprowadzano bez przerw, latem i zimą, kierując wody na coraz to inne parcele, które otrzymywały co pewien czas ponowne dawki. Wody ściekowe mogły być również bezpośrednio odprowadzane do rzeki.

Zbiory z nawadnianych paszowisk były wysokie: trawa była wykaszana 4—5 krotnie w ciągu roku i spasana na zielono, rzadziej suszona i wówczas wydatek siana wynosił ok. 80 q z 1 ha. Nawodniania paszowisk nadrzecznych przetrwały do 1904 r., gdy uruchomiono nowe o sztucznie zmiennej konfiguracji terenu pola nawodniane (irygowane), o powierzchni 36,25 ha¹⁾.

Największa w Polsce powierzchnia łąk naturalnych nawodnianych wodami ściekowymi położona jest w dolinie rzeki Neru. Ner wraz z dopływami przyjmuje ponad 90% miejskich i przemysłowych wód ściekowych Łodzi i Pabianic. Przeciętnie stopień rozcieńczenia zawiera się w granicach 1:1—1:2 i rozcieńczone wody zużyte wykorzystane są dla nawodnień ok. 1900 ha łąk. Powierzchnia ta przy zastosowaniu oszczędności i celowej gospodarki wzrosnąć może do ok. 4500 ha.

Pierwsze urządzenia dla nawodnień wybudowano w 1905 r. a pობудką stały się niekorzystne warunki dla kilku gospodarstw stawowych położonych w dolinie Neru; zanieczyszczona woda była powodem częstych i masowych śnięć ryb. Gdy powódź 1903 r. zniszczyła wiele urządzeń stawowych, właściciele rybołówstwa, zniechęceni częstymi niepowodzeniami, zaniechali hodowli ryb, a widząc dobre wyniki nawodnień po powodzi, zaczęli użytkować brudną wodę Neru dla powiększenia plonu nadrzecznych łąk.

Ponieważ podglebie jest na ogół przepuszczalne (piaski o zawartości 2—3% części spławialnych) i nad-

rzecznie łąki w okresie wegetacyjnym odczuwają brak wilgoci, przeto zwiększenie plonów siana z łąk nawodnianych jest przeciętnie bardzo znaczne i gdy plon z 1 ha łąki nie nawodnionej wynosi 10—15 q siana, to dzięki nawodnieniom wzrasta do ok. 75 q/ha, osiągając w poszczególnych przypadkach 100 q/ha, a nawet 120 q/ha.

Różnica w plonowaniu w szczególnie jaskrawy sposób (więcej niż 10-krotnie) zaznaczyła się na nadrzecznych łąkach położonych w odległości ok. 55 km od Łodzi: na nieurodzajnych piaszczystych glebach służących jedynie jako liche pastwiska, przy zbyt niskim poziomie wody gruntowej, uzyskiwano 3 pokosy traw po nawodnianiu.

Trawy na nawodnianych parcelach tworzą gęstą runę i wyróżniają się bujnym wzrostem już od wczesnej wiosny, w porównaniu z szatą roślinną łąk nie nawodnianych. Motylkowe giną stopniowo pod wpływem nawodnień. Inne dwuliścienne (m. in. chwasty) ustępują jednoliściennym (trawom); nawodnianie brudnymi wodami Neru sprzyja rozwojowi tych roślin. W ogóle, na dobrze prowadzonych łąkach nawodnianych wodami ściekowymi przeważają wysokowartościowe gatunki traw, które wypierają chwasty i trawy pośrednie. Nad Nerem stwierdzono wybitną poprawę runi łąkowej tak co do gruntu, jak i gęstości. Wspomnieć należy, że przeprowadzone w latach 1935—1938 doświadczenia na łące pod Jeną nad zmianą botanicznego składu runi pod wpływem nawodnień wodami ściekowymi stwierdziły wybitnie dobroczynne działanie tych wód: już po 2 letnim nawodnianiu deszczownianym gatunki małowartościowe (*Bromus erectus*, *Br. mollis*, *Avena pubescens*) ustąpiły miejsca trawom użytecznym (*Poa pratensis*, *Dactylis glomerata*, *Festuca rubra*, *F. pratensis* i *Lolium perenne*). Chwasty i zioła uległy znacznemu przerzedzeniu (z 17% na 13%)²⁾.

Nadnerzańskie łąki nawodniane położone są na obu brzegach rzeki na długości ok. 40 km. Wobec dość znacznego spadku rzeki 0,5—0,8% wodę dla nawodnień ujęto w kilkunastu punktach, podnosząc poziom za pomocą oddzielnie wybudowanych jazów drewnianych, bądź też korzystając ze spiętrzeń przy zakładach wodnych. Następnie woda bądź bezpośrednio zasila rowy rozlewowe, bądź też doprowadzona jest za pomocą donośników do urządzeń nawodniających.

Prawie cały obszar zmeliorowanych łąk Nadnerzańskich nawodniany jest przy zastosowaniu uproszczonego systemu grzbietowego: rowy rozlewowe, zwane na miejscu „nawodnikami“ biegną w prostych kierunkach i tworzą łącznie z rowami osuszającymi, wykonanymi w równoległych kierunkach w odległości 25—40 m, prostokątne parcele. Rozlew odbywa się poprzez wywyższone brzozy „nawodników“ i regulowany jest za pomocą zastawek co 60—80 m od siebie odległych. W przypadkach, gdy stare koryciska przecinają teren łąk, kierunki rowów rozlewowych tworzą proste łamane, przekraczające koryciska za pomocą drewnianych akweduktów i szerokość nawodnianych parcel jest wtedy zmienna (np. w Puczniewie). W Bogdańcu, na łąkach o glebie torfowej, rozstawa rowów nawodniających i osuszających wynosi 15 m, a gdy granice własności dzielą łąki na wąskie pasy, rozstawa ta zmniejsza się do ok. 10 m. Podkreślić należy, że na ogół przy mniejszej rozstawie, wyniki plonowania są lepsze.

Urządzenia nawodniające (doprowadzalniki, rowy nawodniające i osuszające, zastawki, przepusty) stanowią budowle spełniające celowo swoje zadanie. Staranne prowadzenie nawodnień, tylko nieznaczne zachwaszczenie łąk, na ogół dobre utrzymanie urządzeń — sprawiają, że nawet w przypadkach gdy urządzenia te wykonano w prymitywny sposób, wielokrotnie tańszy od kosztownych urządzeń pól irygowanych położonych na Ziemiach Zachodnich, wyniki nawodnień łąk Nadnerzańskich w postaci zwiększenia plonowania są zadawalające, a w wielu przypadkach bardzo dobre.

¹⁾ J. Wierzbicki. Bolesławiec — miasto najdawniej w Polsce zużytkowujące wody ściekowe dla nawodniania paszowisk. *Gaz Woda i Technika Sanitarna*, 1948, Nr 9, str. 278—281.

²⁾ Prace W. Fehrendt'a, *Landw. Jahrbücher*, 1842, str. 449.

Wysoką rentowność tych melioracji, oprócz kilkakrotnie zwiększonego plonowania, potwierdzają liczne prace wykonane przy stosunkowo dużym nakładzie pracy i kosztów. Np. łąki wsi Pułdówek — Żerniki położone w dolinie Pisi mogły być nawodniane czystą wodą tej rzeki, jednak ze względu na dużą wartość wartości związków nawozowych w brudnej wodzie Neru, zdecydowano się na budowę długiego donośnika od rzeki Neru (5 km) wraz z dodatkowymi urządzeniami (zastawki, przepusty, akweduty). We wsi Pułdów przeprowadzono zmianę konfiguracji terenu na powierzchni 8 ha na łąkę. Prace te wymagały przewiezienia kilku dziesiątków tysięcy m³ gruntu.

W Rawiczu, bezpośrednio po skanalizowaniu miasta, w 1912 r. została utworzona „Spółka nawodniania łąk w Kątach”, która zawarła umowę z zarządem miejskim dla odbioru całkowitej ilości wód ściekowych odpływających grawitacyjnie na łąki w Kątach i 1—2 km odległych od miasta, o ogólnej powierzchni 68 ha. Wyniki nawodniania łąk są dobre, a miasto nie ponosi żadnych kosztów w związku z doprowadzaniem i oczyszczaniem ścieków (łąki nawodniane są położone ok. 10 m niżej od śródmieścia). Użyte dla nawodnień wody ściekowe nie są rozcieńczone i odprowadzane w surowym stanie, tj. bez wstępnego oczyszczania. Przeciętna roczna wysokość dawek nawodniających wynosi 440 mm. Łąki są 4—5-krotnie nawodniane, czyli wysokość pojedynczej dawki wynosi ok. 90 mm. Gleba jest przepuszczalna — nizinna szczyrkowa, próchnica, na piasku. Łąki nie zostały wydrenowane i zarośnięcie roślinami wodnymi nie wszędzie zapewnia dostateczne osuszenie. Występujące gromadnie na kilku parcelach jaskry i rukiw błotna zdradzają zawilgocenie i istotnie poziom wody na tych płatach znajduje się tylko ok. 0,5 m poniżej terenu (6.5.1950 r.).

Na łąkach nawodnianych w Rawiczu występują w wielu miejscach objawy starzenia, przejawiające się w zmniejszeniu plonowania, w silnym zachwaszczeniu (głównie szczaw wielkolistny — *rumex obtusifolius*) oraz występowaniu pustych powierzchni mierzających po kilka m². Główną przyczyną tego stanu jest zmniejszenie przewężności gleby na skutek wieloletnich nawodnień. Uprawa i wapnowanie całkowicie usuwają objawy gleby. Co ok. 10 lat łąki nawodniane wodami ściekowymi winny być przeorane na zimę, uprawione na wiosnę i zasiane trawami. Wówczas możliwe jest uzyskanie niezmiennie wysokich plonów, jak to potwierdzają wyniki osiągane od paru dziesiątków lat w Ostrowiu Wlkp. oraz próby w dolinie rzeki Neru, w Puczniewie.

W Lesznie od 1908 r. miejskie wody ściekowe tłoczone są w zimie na położone o 2 km od miasta pola irygowane (40 ha) w celu oczyszczania. Latem pola te są użytkowane rolniczo, natomiast wody ściekowe skierowane zostają dla nawodnień łąk położonych 1—2 km na północno-zachód od miasta. Odpływ jest grawitacyjny i nawodnienia jest znaczna powierzchnia — ok. 200 ha, przy czym osiągane wyniki zaliczyć należy do drobnych.

W wielu przypadkach są zużytkowane dla nawodniania łąk naturalnych przemysłowe wody ściekowe. Wymienić należy położone obok Nysy Śląskiej łąki w Goświnowicach (65 km), gdzie osiągano szczególnie wysokie plony traw nawodnianych wodami zużytkowanymi z drożdżowni, browaru i młeczarni.

Kilka cukrowni wykorzystuje brudne wody przemysłowe dla nawodniania łąk. Cukrownia Jawor na Dolnym Śląsku nawodnia od ok. 65 lat z rowów rozlewowych 24 ha łąk o glebie gliniastej. Nawodnione łąki zostały wydrenowane, plony traw są dobre, nie bacząc na ciężką glebę — 47—58% cząstek spławialnych.

Przytoczone przykłady rolniczego użytkowania ścieków wystarczająco dowodzą możliwości stosowania tego rodzaju melioracji na paszowiskach o różnych glebach. Zarówno na jałowych glebach piaszczystych (dolina Neru — Kozieniec), jak i na ubogich mineralnych madach nadrzecznych (dolina Neru, dolina Widawy — Dobrzykowice pod Wrocławiem), jak na torfowych (dolina Neru — Bogdaniec), a również na ciężkich glinach (Jawor), — właściwie stosowane nawod-

nienia paszowisk wodami ściekowymi dają dobre wyniki.

W Polsce trzydzieści jeden miast oczyszcza swoje wody ściekowe na polach irygowanych, względnie posiada tego rodzaju urządzenia. Rolnicze wykorzystanie ścieków na tych terenach o sztucznie zmienionej konfiguracji obejmuje głównie paszowiska³⁾ i chociaż w wielu przypadkach daje doskonałe wyniki (np. w Ostrowiu Wlkp.), to jednak stanowi cel uboczny. Wysokie koszty tłoczenia wód ściekowych nieraz na znaczną manometryczną wysokość (np. w Bydgoszczy ok. 60 m, w Kluczborku ok. 35 m) obniżają dochodowość. Oprócz Leszna, Łodzi, Pabianic i Rawicza — Strzelce Opolskie odprowadzają swoje wody ściekowe grawitacyjnie na łąki irygowane o powierzchni 16 ha.

O ile łąki względnie pola nawodniane, założone przy nakładzie dużych kosztów przez wiele miast Zachodniej Polski w celu oczyszczania wód ściekowych, wykorzystują rolniczo te wody, to Nadnerzańskie łąki zostały zmeliorowane samorządnie przez rolników bez żadnego udziału zarządów miast Łodzi i Pabianic, a podniesienie urodzajności gleby stanowi wyłączny cel wykonanych melioracji.

Dreidax w swojej pracy⁴⁾ podtrzymuje A. Seiferta w jego zarzutach przeciwko bezpośredniemu wykorzystaniu wód ściekowych dla nawodnień upraw rolniczych, bierze w obronę „nieszczęśliwych” rolników zmuszonych do przyjęcia tych wód na swoje działy gruntowe.

Autor ten ubolewa nad zmianami jakim muszą podlegać gospodarstwa chłopskie, jeśli zostają nawodniane wodami ściekowymi i podkreśla „niszczący” charakter tego rodzaju melioracji w odniesieniu do podstaw wymienionych gospodarstw. Gdyby Dreidax odwiedził łąki położone w dolinie Neru i gdyby przeконаł się z jaką starannością są dobrowolnie wykorzystywane łąki, to głosowne twierdzenia tego baletologa zapewne nie zostałyby wypowiedziane. Istotnie, narzucanie rolnikowi konieczności nawodniania jego gruntów ornych i trwałych użytków zielonych wodami ściekowymi stanowić może uciążliwe ograniczenie swobodnego użytkowania. Nie ma jednak rolnika, a tym bardziej rolniczych zespołów produkcyjnych, które by nie dążyły do podniesienia urodzajności swego warsztatu, stawiając zwiększenie plonowania za główny cel pracy na roli i dlatego zaliczyć bezwarunkowo nawodnienie wodami ściekowymi do dobroczynnych melioracji. Rzeczywistość z Nadnerzańskich łąk nawodnianych potwierdza to w całej rozciągłości. Już na przedwiośnie skoro tylko staje się możliwe wykonywanie robót ziemnych, ożywia się dolina Neru. Starania, aby urządzenia nawodniające doprowadzić do stanu sprawności, aby każdy skrawek łąki można było nawodnić — obejmują wszystkich użytkowników. Dolina się zaludnia i widać licznych kopaczy, furmanki przewożące ziemię, kobiety przy pracach porządkowych na łąkach. Jest to widok nie spotykany na innych nie nawodnianych paszowiskach. Wiara w skuteczność nawodnień brudną wodą Neru jest niezwykła i wodę tę doprowadza się niejednokrotnie na znaczne odległości, nie zważając na koszty i trudności techniczne, a jednocześnie pomija się możliwość użytkowania czystej wody; jak w wymienionym powyżej przypadku we wsi Żerniki — Pułdówek.

Wody ściekowe ze względu na znaczną zawartość związków nawozowych winny być traktowane jako cenny surowiec i wykorzystane dla nawodnień naturalnych paszowisk, przede wszystkim gdy zachodzi możliwość grawitacyjnego doprowadzania, jak np. w dolinie Neru, pod Leszmem i Rawiczem.

Poważne zwyczaje plonów wysokowartościowej paszy mają dużo znaczenia dla gospodarki społecznej i omówiony sposób meliorowania użytków zielonych winien znaleźć jak najszersze zastosowanie.

³⁾ Łąki stanowią ok. 80% ogólnej powierzchni nawodnianej.

⁴⁾ Dreidax — Zur Biologie den landwirtschaftlichem Verwertung Städtischer Abwässer. „Deutsche Wasserwirtschaft“ 1940, str. 303—306.

INŻ. LEONARD SKIBNIEWSKI

Bruzdowy system nawodniania ściekami

Artykuł jest do pewnego stopnia uzupełnieniem pracy autora pt.: „Rolnicze wykorzystanie ścieków miejskich i przemysłowych”. W publikacji tej dział bruzdowego systemu nawodnienia poruszono zbyt ogólnikowo. Artykuł ten, uzupełniający powyższy mankament, jest tym bardziej na czasie, że zagadnienie rolniczego wykorzystania ścieków w pobliżu większych miast staje się obecnie sprawą aktualną, a na zastosowanie bruzdowego systemu nawodnienia jako najbardziej ekonomicznego będzie zwrócona szczególna uwaga.

Opracowanie projektu.

Teren, na którym projektujemy bruzdowy system nawodniania ściekami winien być do tego celu odpowiednio przygotowany przez zaplanowanie stałej sieci kanałów nawodniających, bruzd czasowych i kanału odwodniającego.

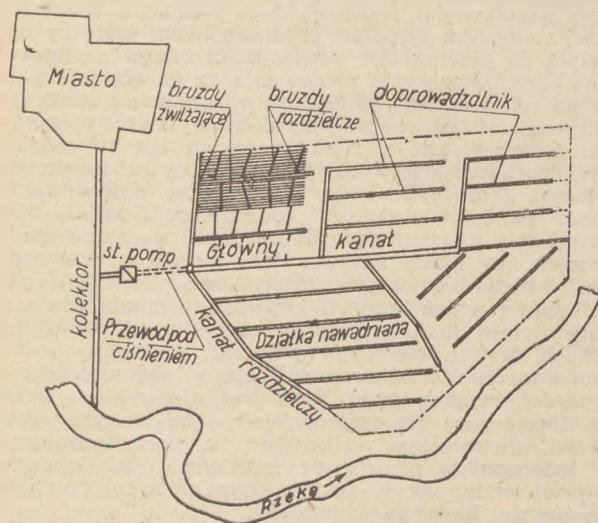
Do stałej sieci kanałów zaliczamy:

- główny kanał nawodniający,
- kanały rozdzielcze,
- doprowadzalniki.

bruzdy czasowe stosownie do ich przeznaczenia dzielą na:

- bruzdy rozdzielcze (rozlewowe),
- bruzdy pomocnicze,
- bruzdy zwilżające.

Na schemacie powyższej sieci rowów (rys. 1) doprowadzalniki są przeprowadzone wzdłuż granic działek nawodnianych, co ułatwia wykonanie upraw rolnych.



Rys. 1. Szkic sytuacyjny rozplanowania obszaru nawodnianego ściekami.

Długość działki nawodnianej powinna wynosić około 400 m, szerokość od 60 do 200 m w zależności od mikroreliefu i warunków glebowych. Podłużne granice działek nawodnianych należy projektować jako linie równoległe, tj. działka na całej swej długości winna posiadać jednakową szerokość; zapobiega to pozostawianiu klinów nienawodnionych.

Powierzchnia działki nawodnianej zależy od orografii terenu: na równinach osiąga ona 5—10 ha, a w miejscowościach falistych 4—6 ha. Jeżeli ogólna powierzchnia obszaru nawodnianego nie przekracza 30 ha, to wskazane powierzchnie działek zmniejszamy o 50%.

Przepływ głównego kanału nawodniającego należy obliczać na przepływ:

$$Q_{sr} = \frac{24 \cdot q \cdot A}{t}$$

gdzie:

Q_{sr} — średni przepływ kanału w l/sek.,

q — ilość wody niezbędna dla jednorazowego nawodnienia 1 ha w l/sek.,

A — powierzchnia obszaru nawodnianego w ha,

t — czas pracy instalacji w godz. na dobę.

Sumaryczny przepływ jednocześnie działających kanałów rozdzielczych winien być równy obliczonemu przepływowi kanału głównego.

Przepływ doprowadzalnika należy obliczyć według wzoru:

$$Q_d = \frac{a \cdot m}{3,6 \cdot T \cdot t} = p \cdot n$$

gdzie:

Q_d — przepływ doprowadzalnika w l/sek.,

a — powierzchnia działki nawodnianej w ha,

m — maksymalna ilość cieczy doprowadzona na ha w m³,

T — ilość dni nawodniania działki,

t — czas pracy instalacji w godz. na dobę,

p — wydajność strumienia wypływającego z doprowadzalnika przypadająca na jednego dozorcę w l/sek.,

n — ilość dozorców.

Licząc, że jeden dozorca obsługuje strumień nawodniający o wydajności około 15 l/sek. i zakładając, że powinniśmy mieć do dyspozycji 2 dozorców, przyjmujemy, że doprowadzalnik należy obliczać na średni przepływ około 30 l/sek.

Warzywa, które mogą być konsumowane w stanie surowym (ogórki, pomidory, marchew, pietruszka) winno się nawadniać ściekami mechanicznie oczyszczonymi. Dla tego celu na obszarze nawodnianym lub w jego pobliżu należy zaprojektować osadnik, który jednocześnie może spełniać rolę zbiornika wyrównawczego, niezbędnego przy każdej stacji pomp.

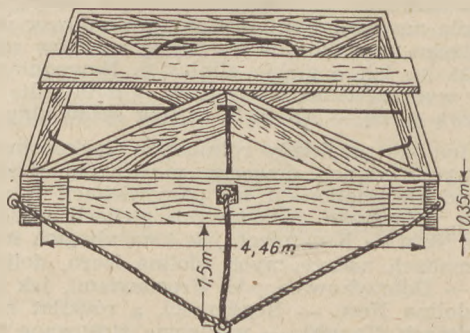
Uzupełniające uprawy rolne.

Nawodniąc ściekami systemem bruzdowym niezbędne jest równomiernie nawadniać działki i dążyć do zachowania gruzelkowatej struktury gleby.

Celem zadośćuczynienia tym wymaganiom należy:

- orać glebę plugiem z pogłębiaczem do głębokości 20 — 25 cm, a jeśli to możliwe, to nawet i głębiej,
- ograniczać się do najmniejszej ilości podorywek,
- ograniczać bronowanie,
- systematycznie wyrównywać powierzchnię działek nawodnianych.

Wyrównanie powierzchni nawodnianych jest sprawą zasadniczą. Wykonuje się to ramową włóką (rys. 2). Poza tym wskazane jest o ile możliwości spulchniać glebę po każdym nawodnieniu do głębokości 4 — 5 cm.



Rys. 2. Włoka wyrównująca działki nawodniane.

Jeżeli zamierzamy stosować zalew zimowy, to należy:

- jesienią spulchniać glebę,
- wyorać radłem głębokie bruzdy zwilżające,
- wiosną zaorać i wyrównać pole.

W razie pozostawienia nienawodnianego pola na okres zimowy, stosujemy orkę jesienną, będącą — przy nawodnieniach ściekami — ważnym zabiegiem rolniczym, na który należy zwracać szczególną uwagę.

W okresie wegetacyjnym nasze starania winny zmierzać do stosowania upraw uniemożliwiających kontakt rośliny ze ściekami. Nie należy zatem dopuszczać, aby ścieki zalewały grządki lub zagony. Przeciwdziała temu wyrównanie powierzchni działki nawodnianej. Poza tym bruzdy należy wyorać w ten sposób, aby ciecz nie mogła przeleć się przez zagon lub redlinkę. Rolę hamującą w tym przypadku spełniają walki z ziemi, które należy formować wzdłuż zagonów w czasie wyorywania bruzd (rys. 3). Na początku wegetacji wyorywujemy płytką bruzdą, pogłębiając ją dopiero w miarę wzrostu rośliny. Należy jeszcze zwrócić uwagę, aby nie stosować owalnego przekroju zagonu (rys. 3b), gdyż w tym przypadku ułatwiamy kontakt roślin ze ściekami. Pożądane jest, aby siew i sadzenie rozsady następowały bezpośrednio po wyrównaniu włóką powierzchni działki. Wyoranie bruzd winno nastąpić po posadzeniu pewnej ilości grządek. Sadzenie na uformowanych redlinkach jest dopuszczalne tylko w najcięższych glebach oraz gdy rozsada jest jeszcze zbyt młoda.



Rys. 3. a) zagon uformowany prawidłowo, b) owalny przekrój zagonu.

Marchewkę, buraki i cebulę należy wysiewać na zagonach. Ilość rządków na zagonie zależy od rodzaju

gleby i roślin. Na glebach zwilżonych na jednym zagonie siewujemy większą ilość rzędów, na lżejszych — mniejszą.

Stosując siew maszynowy, wyoranie bruzd łączymy razem z siewem, montując radła w ramie siewnika w ten sposób, aby wyorywanie następowało przed siewem. Jeśli zdecydujemy przeorać bruzdy po ukończeniu siewu, to dla kultur z drobnymi nasionami (marchew, pietruszka) wykonujemy to przeoranie po ich skiełkowaniu, natomiast przeorywanie bruzd po zasianiu ogórków, buraków, rzodkiewek i rzodkwi winno nastąpić bezpośrednio po siewie. W tym ostatnim przypadku najlepiej wykonuje się to kultywátorem. Do pogłębiania bruzd stosujemy radło.

Odstęp między zagonami winien być możliwie wąski, lecz umożliwiający zmechanizowanie międzyrzędowych upraw, jak spulchnianie i walkę z chwastami. Stosowanie zagonów w razie nawodniania jest o tyle wskazane, że w tym przypadku nadziemne części roślin mają dość miejsca do rozkrzewiania się, bez konieczności wchodzenia w kontakt ze ściekami.

Nawodnianie małymi strumieniami cieczy wzdłuż małych bruzd pozwala w początkach wegetacji dokładnie zwilżyć glebę do powierzchni grządki. Dlatego też ten system nawodniania, stosowany bezpośrednio po zasiewie, przyspiesza kiełkowanie i wzrost roślin.

W okresie nawodniania należy nad warzywami rozciągać odpowiednią opiekę: poza walką z chwastami, które bujnie się rozmnażają, pędy roślin sztucznie kultywowanych kieruje się do środka zagonu, ułatwia to manipulację ściekami. Zabiegi związane z przymusowym odchyleniem pędów i łodyg w pożądanym dla nas kierunku, choćby nawet o 90°, w stosunku do naturalnego kierunku wzrostu rośliny, jak wykazały doświadczenia radzieckie, nie działają ujemnie na urodzaje; wprost przeciwnie, w kołchozie im. Budiennego po sztucznym odchyleniu pędów ogórków do środka zagonu otrzymano zbiór 32 t/ha, a przy swobodnym ich wzroście tylko 20 t/ha²⁾.

W przypadku gdy warunki glebowe zmuszają nas do sadzenia warzyw w gotowe redlinki na początku wegetacji, zwilżamy każdą bruzdę, a w późniejszym jej okresie co drugą, jednocześnie zasypując bruzdę środkową (rys. 4).

Należy jeszcze dodać, że przy nawodnianiu ściekami jednym z warunków wysokich zbiorów warzyw jest ich odpowiednie zagęszczanie na powierzchni.

²⁾ Kanardow i Jeremiejew — Oroszenie sielskochoziajstwiennych kultur stoczonymi wodami. Moskwa 1948.



Rys. 4. a) sztucznie skierowane pędy ogórków do środkowej małej bruzdy, b) nieprawidłowe nawodnienie plantacji ogórków.

Wydawca: NACZELNA ORGANIZACJA TECHNICZNA

REDAGUJE KOMITET:

REDAKTOR NACZELNY — Inż. M. CHUDZYŃSKI

REDAKTORZY DZIAŁOWI: Inż. Z. MIKULSKI, Inż. K. PUCZYŃSKI, Inż. A. RIEDEL.

Dr Inż. Z. SOCHOŃ. Inż. T. SUSZCZEWSKI, Inż. J. WOKROJ

REDAKTOR TECHNICZNY: JÓZEF IŻYCKI

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

Konto PKO I-19873/110

W obrocie księgarskim „Domu Książki” znajdują się „Prace” następujących instytutów:

Centralnego Instytutu Ochrony Pracy,
Głównego Instytutu Górniczego,
Głównego Instytutu Lotnictwa,
Głównego Instytutu Pracy,
Głównego Urzędu Miar,
Instytutu Architektury i Urbanistyki,
Instytutu Budownictwa Mieszkaniowego,
Instytutu Celulozowo - Papierniczego,
Instytutów Chemii Przemysłowej,
Instytutu Elektrotechniki,
Instytutów Mechanicznych,
Instytutu Metalurgii,
Instytutu Naftowego,
Instytutu Odlewnictwa,
Instytutu Organizacji i Mechanizacji Budownictwa,
Instytutu Przemysłu Rolnego i Spożywczego,
Instytutu Przemysłu Skórzanego,
Instytutu Techniki Budowlanej,
Instytutu Torfowego,
Instytutu Włókiennictwa,
Przemysłowego Instytutu Telekomunikacji.

W celu zapewnienia zainteresowanym systematycznej dostawy kolejnych zeszytów „Prac Instytutów Naukowo-Badawczych”, Księgarnia Techniczna „Domu Książki” w Warszawie, ul. Bracka 20 wprowadza z dniem 1 kwietnia 1952 r. system abonamentowy dostawy (sprzedaż wiązana) w/w wydawnictw. Zakłady pracy, instytucje i osoby prywatne, które pragną otrzymać „Prace INB” powinny przesyłać zamówienie na dostawę tych wydawnictw do w/w księgarni „Domu Książki”.

W zamówieniu:

- a) dokładny
- b) pełną nazwę instytutów, których „Prace” mają być dostarczone,
- c) ilość egzemplarzy zamawianych „Prac”, oddzielnie dla każdego instytutu.

Przesłane zamówienie zobowiązuje do odbioru i opłacania wszystkich zeszytów, wychodzących w ramach planu wydawniczego danego instytutu na rok 1952.

Na podstawie zamówień, w/w księgarnia „Domu Książki” będzie wysyłać zamawiającemu kolejne zeszyty „Prac INB” z roku 1952.

Przesyłka następuje w miarę ukazywania się poszczególnych zeszytów, za zaliczeniem pocztowym z dołączeniem kosztów przesyłki.

Księgarnia będzie dostarczać również na zamówienie poszczególne zeszyty „Prac INB” z roku 1951 w miarę posiadania ich na składzie. Niezależnie od rozprowadzania „Prac INB” systemem abonamentowym, są one do nabycia w wolnej sprzedaży w następujących księgarniach „Domu Książki”:

Gdańsk-Wrzeszcz — ul. Grunwaldzka 8.

Gliwice — ul. Zwycięstwa 31.

Katowice — ul. Młyńska 2.

Kraków — ul. Rynek 36.

Łódź — ul. Piotrkowska 45.

Poznań — ul. Paderewskiego 6.

Rzeszów — ul. 3 Maja 2.

Szczecin — ul. Sikorskiego 7.

Warszawa — ul. Bracka 20.

Warszawa — ul. Poznańska 12.

Warszawa — ul. Wilcza 27.

Wrocław — Rynek 14.

PAŃSTWOWE WYDAWNICTWA TECHNICZNE

Książki z dziedziny techniki przedsiębiorstw komunalnych

- Nowakowski W.:** Metody oczyszczania wody zasilającej kotły parowe, 1951, str. 203, zł 23.—.
- Rosner W.:** Kontrola ruchu urządzeń do ulepszania wody, 1950, str. 95, zł 10.—.
- Rietschel H.:** Podręcznik ogrzewania i wietrzenia. tłum. z niem. W. Kamler, część I wyd. III, 1950, str. 260, zł 37.50, część II — wyd. I 1950, str. 188, zł 20.—.
- Sawaszyński J.:** Przeciwpowozarowe zaopatrzenie wodne, wyd. II, część I, 1950, str. 152, zł 9.—, Część II, 1950, str. 336, zł 16.50. Część III i IV, 1950, str. 203, zł 12.50.

Biblioteka Planu Sześciolatniego

- Bartoszewicz S.:** Materiały budowlane w Planie Sześciolatnim, 1951, str. 71, zł 5.50.
- Bryjak E., Zacharzewski B.:** Metalurgia proszków w Planie Sześciolatnim, 1951, str. 109, zł 8.—.
- Fromer R.:** Leśnictwo w Planie Sześciolatnim, 1951, str. 72, zł 6.—.
- Jaroszyński M.:** Gospodarka komunalna w Planie Sześciolatnim, 1951, str. 78, zł 6.—.
- Kamienny M.:** Przemysł rybny w Planie Sześciolatnim, 1951, str. 72, zł 10.—.
- Knysz J.:** Przemysł elektrotechniczny silnoprowodowy w Planie Sześciolatnim, 1951, str. 87, zł 13.50.
- Krzywicki E.:** Przemysł skórzany w Planie Sześciolatnim, 1951, str. 80, zł 4.50.
- Minorski S.:** Komunikacja lotnicza w Planie Sześciolatnim, 1951, str. 44, zł 3.—.
- Rabsztyn J.:** Przemysł węglowy w Planie Sześciolatnim, 1951, str. 95, zł 6.50.
- Schabiński S.:** Przemysł drzewny w Planie Sześciolatnim, 1951, str. 80, zł 7.50.
- Secomski K.:** Inwestycje w Planie Sześciolatnim, 1951, str. 78, zł 4.—.
- Szpilciewicz A.:** Koksochemia w Planie Sześciolatnim, 1951, str. 75, zł 10.—.
- Wojnar J.:** Przemysł naftowy w Planie Sześciolatnim, 1951, str. 67, zł 4.50.

R ó ż n e

- Chmielewski H.:** Logarytmiczny suwak rachunkowy, wyd. II, 1951, str. 46, zł 3.60.
- Czubiński Z., Hellwig Z., Zielonko A.:** Dobory drzew krzewów i bylin (materiały dla potrzeb planowania i realizacji zieleni w krajobrazie otwartym i zurbanizowanym), 1951, str. 167, zł 30.—.
- Dobrowolski Z.:** Każdy może i powinien korzystać z dokumentacji naukowo-technicznej, 1951, str. 61, zł 3.—.
- Kuźniecowa B.:** Towaroznawstwo ubocznych produktów pochodzenia zwierzęcego, tłum. z ros. T. Rostkowski, 1951, str. 378, zł 36.—.
- Lisiecki L.:** Doraźna pomoc wypadkowa, 1951, str. 168, zł 8.—.
- Niebrój S.:** Rażenia elektryczne, 1951, str. 123, zł 16.50.
- Oszczędną gospodarką węglem** (praca zbiorowa), 1951, str. 339, zł 38.—.
- Perelman J.:** Mechanika w kalejdoskopie, tłum. z ros. J. Smolak, 1950, str. 149, zł 4.—.
- Pietkiewicz K., Luliński A.:** Poradnik mistrza, tłum. z ros. S. Albrycht, 1951, str. 94, zł 12.20.
- Sawaszyński J.:** Przeciwpowozarowe zaopatrzenie wodne wyd. II, część I, 1950, str. 152, zł 9.—, część II, 1950, str. 36, zł 16.50, część III i IV, 1950, str. 203, zł 12.50.
- Siedlanowski M., Zawistowski M.:** Metoda projektowania zakładów przemysłowych, 1951, str. 184, zł 14.—.
- Skibiński W.:** Słownik techniczny rosyjsko-polski (zawiera około 27000 pojęć z najważniejszych dziedzin techniki), 1951, str. 450, zł 41.—.
- Szargut J.:** Racjonalne spalanie węgla, 1951, str. 28, zł 2.—.
- Śladem inżyniera Kowalowa** (sprawozdanie z narady inżynierów i techników w Katowicach), 1951, str. 68, zł 4.—.
- Troskoński J.:** Matematyka w zarysie w zakresie szkół średnich, 1951, str. 276, zł 18.50.
- Wykłady z dokumentacji naukowo-technicznej** (praca zbiorowa pod red. T. Zamoyskiego), 1951, str. 144, zł 11.—.
- Żenczykowski W.:** Album rysunków budownictwa ogólnego (budynki w stanie surowym, izolacje i roboty w stanie wykończeniowym), 1951, str. 287, zł 35.—.