

Bud. Inż.

GOSPODARKA WODNA

MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI
WODNEJ I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XIII

WARSZAWA, PAŹDZIERNIK 1953 R.

Nr 10

WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

T R E Ś Ć

DZIAŁ I — PLANOWANIE, ORGANIZACJA

Inż. Piotr Hrebień — Problem nawodnienia stepów Ukrainy i północnego Krymu — rozwiązany	Str. 358
Inż. Mieczysław Zdunek — Zagadnienie melioracji miejskich	360
Inż. Marian Franczuk — Zagadnienia melioracyjne Ziemi Odzyskanych	363

DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

Inż. Zdzisław Mikulski — Hydrologia radziecka w służbie wielkich budowli, komunizmu	367
Inż. Kazimierz Majewski — Nowy sposób nawodniania w Związku Radzieckim	368
Inż. Antoni Błyskowski — O racjonalne ustalanie założeń wielkiego budownictwa wodno-energetycznego	371
Prof. Kazimierz Dębski — Określanie stopnia prawdopodobieństwa zjawisk hydrologicznych i meteorologicznych (wyównywanie krzywych sumowania częstotliwości)	374
Kazimierz Chomicz — Normy opadowe dla potrzeb kanalizacji miast	377
Inż. Jan Cmikiewicz — Zagadnienie badań hydrogeologicznych dla projektowania i budowy zapór ciężkich na podłożu skalistym	382
Inż. Włodzimierz Skoraszewski — Stosunek zużycia wody przemysłowej do komunalnej w krajach gęsto zaludnionych i wysoce uprzemysłowionych	385

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

Inż. Zygmunt Kisielewski — Główny Kanał Turkmeński	386
--	-----

DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO

Inż. Stanisław Iwanicki — Beton hydrotechniczny	389
---	-----

СОДЕРЖАНИЕ

SOMMAIRE

CONTENTS

Проблема наводнения Украинской и Северно-Крымской степи.	Problème d'irrigation du steppe de l'Ukraine et de la Crimée du Nord	Problem of irrigation of Ukraine and North Crimea steppe
Городские мелиорации.	Problème d'amélioration hydraulique du terrain urbain	Problem of town area hydraulic amelioration
Мелиорация западных земель Польши.	Problème d'amélioration hydraulique de la Pologne occidentale	Problem of water catchment and irrigation works of west Poland
Советская гидрология в службе больших строек коммунизма.	Hydrologie soviétique en service des grandes constructions de communisme	Soviet hydrology in service of great communism constructions
Новый способ наводнения в СССР.	Nouveau mode d'irrigation en URSS	New way of irrigation in the USSR
К рациональному определению основ большого гидроэнергетического строительства.	Au sujet de la détermination rationnelle des bases des grands aménagements hydro-energetiques	Rational determination of basis for great hydro-energetical constructions
Определение степени вероятности гидрологических и метеорологических явлений.	Détermination du degré de probabilité des phénomènes hydrologiques et météorologiques	Determination of probability degree of hydrological and meteorological phenomena
Нормы стока для городских ливневых канализаций.	Normes de précipitation atmosphérique pour le but de la canalisation urbaine	Norms of rain-falls for designing town sewages
Вопрос гидрогеологических исследований для проектирования и постройки тяжелых плотин на скальном основании.	Problème d'études hydrogéologiques pour le but de projetation et de construction des barrages-poids sur le fond rocheux	Problem of hydrogeological studies for designing and building heavy dams on rocky substratum
Соотношение промышленного и коммунального водопотребления в густо населенных странах с развитой промышленностью.	Relation de consommation d'eau entre l'industrie et les habitants dans les pays à haute population et à haute industrialisation	Relation between industrial and communal water consumption in closely populated and highly industrialised countries
Главный Туркменский канал.	Grand Canal de Turcménie	Great Canal of Turkmen
Гидротехнический бетон.	Béton hydrotechnique	Hydrotechnical concrete

Warunki prenumeraty:

		Przedpł. norm.	Przedpł. ulgowa
Numer pojedynczy	8.—	24.—	13.50
	Kwartalna	48.—	27.—
	Półroczna	96.—	54.—
	Roczna		

GOSPODARKA WODNA

MIESIĘCZNIK

POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI WODNEJ I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XIII

WARSZAWA, PAŹDZIERNIK 1953 R.

Nr 10 (83)

W okresie, gdy świat kapitalistyczny przepojony żądzą rozpetania nowej wojny szykuje czynniki odwetowe — naród polski zwraca się — szczególnie w miesiącu pogłębienia przyjaźni polsko-radzieckiej — myślą do Związku Radzieckiego, jako osłoi powszechnego pokoju.

Obecny, pięcioletni plan Związku Radzieckiego jest planem pokojowego budownictwa gospodarczego i kulturalnego. Jego wykonanie będzie nowym wielkim wkładem w dzieło utrwalenia pokoju na całym świecie.

XIX Zjazd Komunistycznej Partii Związku Radzieckiego, która niedawno obchodziła 50 rocznicę swego istnienia, przedstawił całemu światu dyrektywy tej pięcioletki.

Przedstawione na XIX Zjeździe KPZR, przedyskutowane i uchwalone dyrektywy piątego pięcioletniego planu zawierają w sobie olbrzymie zamierzenia w dziedzinie gospodarki wodnej i budownictwa wodnego. Możliwość czerpania z wielkiej skarbnicy doświadczeń radzieckich wspaniałych wzorów i przykładów z dziedziny hydrotechniki, zarówno rozwiązań projektowych jak i ich realizacji, jest obecnie szczególnie godna podkreślenia, gdy — wchodząc w końcowy etap naszego 6-letniego planu — stoimy u progu następnego, 5-letniego planu, w którym wielkie budownictwo wodne ma rozpocząć uzdrowienie gospodarki wodnej w Polsce i tym samym w znacznym stopniu wpływać na rozwój całego życia gospodarczego kraju.

Dyrektywy XIX Zjazdu KPZR w zakresie gospodarki wodnej i budownictwa wodnego w piątej pięcioletce dadzą się streścić w następujących punktach:

- Na budownictwo urządzeń wodnych w rolnictwie będą przeznaczone środki 4-krotnie większe niż w czwartej pięcioletce. Obszar gruntów nawodnianych wzrośnie w ciągu pięciolecia o 30 — 35%, a gruntów osuszonych o 40 — 45%. W kołchozach i sowchozach powstanie do 35.000 stawów i zbiorników wodnych. Do największych obiektów zaliczyć można: budowy systemów zraszających i nawodniających w strefie kujbyszewskiego stopnia wodnego, kanału Wołga-Don, rozpoczęcie budów systemów w strefach stalingradzkiego stopnia wodnego, Głównego Kanału Turkmńskiego, Kanału Południowo-Ukraińskiego i Północno-Krymskiego. Oprócz wymienionych budów przewidziane jest rozpoczęcie prac przygotowawczych do budowy systemów zraszających i nawodniających ziemie Stepu Kulundyńskiego oraz kontynuowanie prac irygacyjnych w centralnych obwodach czarnoziemnych na Nizinie Kura-Arakszkiej, w dorzeczach rzek Syr Darii, Zerawszanu i Kaszka Darii, na terenach Fergany centralnej oraz systemu Kubańsko-Jegorłyckiego, Orto-Tokojskiego i Wielkiego Kanału Czujskiego
- Łącznie moc elektrowni wodnych wzrośnie w pięcioletce trzykrotnie. Można tu wymienić 10 wielkich elektrowni wodnych, jakie będą w okresie planu zbudowane albo rozpoczęte. Będą nimi elektrownie: Kujbyszewska i Stalingradzka na Wołdze, Kachowska na Dnieprze, Kamska, Gorkowska, Mingeczaurska, Ust-Kamieniogorska, Czeboksarska na Wołdze, Wołkińska na Kamie, Buchtaramińska na Irtyżu. Poza tym plan przewiduje budowę rejonowych i lokalnych, jak również mniejszych kołchozowych elektrowni wodnych. Przewidywany wzrost w 1955 r. produkcji energii elektrycznej w stosunku do roku 1950 o ok. 80% pozwoli na dalsze zelektryfikowanie przemysłu, znaczne rozszerzenie zastosowania elektryczności w rolnictwie, przeprowadzenie dalszej elektryfikacji linii kolejowych i zwiększenie konsumpcji energii przez gospodarstwa domowe.

- Poza dokonaniem już uruchomieniem w 1952 r. kanału żeglownego Wołga-Don im. W. Lenina, w piątym pięcioleciu przewidziana jest rekonstrukcja wołżańsko-bałtyckiego szlaku wodnego, a głębokość na rzece Kamie ma być znacznie zwiększona. Prace te, łącznie z uprzednio wykonanymi, jak Kanał Morze Białe-Bałtyk im. J. Stalina, Kanał im. Moskwy, umożliwią w ciągu tej pięcioletki doprowadzenie w zasadzie do końca prac nad stworzeniem jednolitego, głębokowodnego systemu żeglownego w europejskiej części ZSRR. Jednocześnie przewidziane jest zlikwidowanie nienadającego transportu rzeczno-ego na rzekach i zwiększenie roli tego transportu na obszarach dalekiej północy.

- W dziedzinie dalszego ulepszania urządzeń komunalnych i poprawy obsługi ludności prowadzone będą, zakrojone na szeroką skalę, prace przy rozszerzaniu sieci wodociągowej i kanalizacyjnej.

Realizacja tak gigantycznego planu gospodarki wodnej jest możliwa tylko w ustroju socjalistycznym, który jest źródłem stałego wzrostu produkcji, obniżenia kosztów własnych i zwiększenia akumulacji. Osiągnąć to można przez podniesienie wydajności pracy, przestrzeganie oszczędności materiałów, wzmoczenie walki przeciw brakoróbstwu, stosowanie oszczędnych lub zastępczych materiałów, stosowanie przodującej technologii produkcji.

Piąty pięcioletni plan budownictwa w ZSRR przewiduje wzrost wydajności o 55%. Podstawą takiego wzrostu jest nieustanne polepszanie technicznego wyposażenia, stosowanie w produkcji budowlanej osiągnięć przodującej nauki i techniki, jak również dalsze polepszanie sytuacji materialnej ludności oraz podnoszenia poziomu kulturalnego i technicznego mas pracujących. Przy realizacji wielkiego planu budownictwa wodnego w ZSRR stosowane są: mechanizacja robót ciężkich i pracochłonnych, zwiększanie ilości energii elektrycznej na jednego robotnika, dążenie do masowości ruchu wynalazków i racjonalizacji.

O niektórych problemach wielkiego planu pięcioletniego w dziedzinie gospodarki wodnej w Związku Radzieckim informujemy na dalszych stronicach niniejszego zeszytu, w artykułach:

- Problem nawodnienia stepów Ukrainy i północnego Krymu — rozwiązany.
- Hydrologia radziecka w służbie wielkich budowli komunizmu.
- Nowy sposób nawodnienia w Związku Radzieckim.
- O racjonalne ustalanie założeń wielkiego budownictwa wodno-energetycznego.
- Główny Kanał Turkmński.
- Beton hydrotechniczny.

Inne zagadnienia były omawiane w poprzednich zeszytach czasopisma, do innych jeszcze zagadnień powrócimy w dalszych numerach. Ciągłe korzystanie ze wspaniałych przykładów Związku Radzieckiego w dziedzinie gospodarki wodnej i budownictwa wodnego daje możliwość lepszego i szybszego przygotowania się do przyszłego, 5-letniego planu.

DZIAŁ I – PLANOWANIE, ORGANIZACJA

INŻ. PIOTR HREBIEN

Problem nawodnienia stepów Ukrainy i północnego Krymu – rozwiązany

Na terenie Związku Radzieckiego znajduje się ponad 100 000 rzek o zlewniach większych od 100 km². Rzeki Amur, Jenisej, Angara, Lena, Ob i Irtysz mają zlewnie o powierzchni większej od 2 000 000 km². Małych rzek o zlewni poniżej 100 km² jest około miliona. Ogólna długość rzek przekracza 2 000 000 km.

Związek Radziecki posiada ponadto olbrzymie zbiorniki wodne w postaci mórz: Aralskiego, Kaspijskiego, Azowskiego, najgłębszego na świecie jeziora Bajkał i jeziora Onega, Ładoga i innych.

Te bogate zbiorniki wodne nie są jeszcze w pełni wykorzystane. Stosunki wodne w ciągu roku ulegają znacznym wahaniom. Większość rzek w okresie wiosennych powodzi prowadzi około 70% rocznego spływu, w rezultacie czego latem i jesienią rzeki te mają niski stan. Uniemożliwia to lub co najmniej utrudnia nawodnienie przyległych gruntów, spław i żeglugę, nie mówiąc już o niewykorzystaniu energii wodnej. Ponadto nierównomierność rozmieszczenia rzek na całym terytorium Związku Radzieckiego powoduje, że niektóre okolice cierpią na niedobór wody, albo są bezwodnymi stepami lub pustyniami. Gospodarka rolna na tych terenach jest utrudniona albo wręcz niemożliwa.

W podobnych warunkach znajduje się część gruntów w dolinie rz. Dniepr. Rzeką tą, po Woldze i Dunaju, zajmuje trzecie miejsce spośród rzek europejskich. Długość Dniepru wynosi 2285 km a łącznie z dopływami ponad 22 000 km. Przepływa on przez trzy republiki: Rosyjską, Białoruską i Ukraińską. W obrębie jego zlewni o powierzchni 503 000 km² mieszka ponad 30 milionów mieszkańców.

Już w średniowieczu rzeka Dniepr była częścią wielkiej drogi wodnej łączącej Morze Bałtyckie z Czarnym. Droga ta jednak nie była ciągła, ponieważ na 100 km odcinku, położonym pomiędzy obecnym Zaporozem a Dniepropietrowskiem, koryto rzeki było przegradzone 69 progami. Największy z nich posiadał około 9 km długości i 5,5 m wysokości, a szybkość przepływającej wody wynosiła ponad 4 m/sek. Ujarzmieniem tego odcinka rzeki Dniepru i włączeniem go do ogólnej sieci drogi wodnej zajmowały się od dawna władze carskiej Rosji. Już od początku wieku XVIII były rozpracowywane różne projekty. Było ich aż 16, ale żaden nie mógł być realizowany mimo, że posiadały one tylko jednostronne rozwiązanie — użegłownienie rzeki. Dopiero Wielka Rewolucja Październikowa umożliwiła realizację tego problemu. W 1921 r. został opracowany nowy projekt budowy zapory i siłowni wodnej przez akademika J. G. A l e k s a n d r o w a. W 1932 r. cały obiekt został oddany do użytku, stając się największą europejską hydroelektrownią, a zarazem jedną z większych na świecie. Wybudowana zaporą, o długości 760 m i wysokości piętrzenia 64 m, spowodowała podniesienie się poziomu wód w Dnieprze, zatopiła istniejące progi i stworzyła olbrzymi zbiornik wodny o pojemności 1 miliarda m³. Słuzą komorowa wbudowana w korpus zapory umożliwiła uruchomienie drogi wodnej na tym odcinku, likwidując tym samym naturalną przeszkodę w tym miejscu. W czasie drugiej wojny światowej wojska hitlerowskie zniszczyły zaporę i unieruchomiły hydroelektrownię. Związek Radziecki po zakończonej zwycięsko wojnie postanowił zaporę w szybkim tempie odbudować i w 1947 r. obiekt ponownie został oddany do eksploatacji.

Generalny projekt wykorzystania wód Dniepru przewiduje dalszą rozbudowę urządzeń piętrzących powyżej odbudowanej zapory. Dniepr ze swoimi dopływami, przy pełnym wykorzystaniu będzie mógł dawać rocznie około 22 miliardów kWh energii elektrycznej.

Niezależnie od uzyskania energii elektrycznej i użegłownienia tej części Dniepru, wody jego będą wykorzystywane dla rolnictwa przez nawodnianie obszarów dotychczas cierpiących na niedobór wody lub w ogóle bezwodnych. Ma to pierwszorzędne znaczenie przede wszystkim dla południowej Ukrainy.

Południowa, stepowa część Ukrainy jest to kraj bogaty, posiadający czarnoziemy grubości około 1 m. Mimo doskonałych warunków glebowych, gospodarka rolna na tych terenach jest bardzo utrudniona ze względu na niedogodne stosunki wodne. Ilość opadów atmosferycznych w okresie wegetacyjnym jest niewielka. Opady w tym okresie wynoszą tutaj mniej niż 150 mm, a nawet w latach posuchy maleją poniżej 50 mm. Okresy bezdeszczowe w różnych latach trwają dwa do trzech miesięcy w ciągu lata. Według danych statystycznych za okres 1887—1950, (63 lata), lat posusznych było aż 22, tj. prawie co trzeci rok jest bezwodny. W latach tych urodzaj podstawowej kultury rolnej, jakim jest tutaj pszenica, zmniejszał się do 0,9 albo 3 q/ha. Brak opadów spowodował, że obszar o powierzchni około 203 000 ha, położony na lewym brzegu rzeki Dniepru, na odcinku od ujścia do m. Kachowki (około 135 km), stanowią bezużyteczne przydnieprzańskie piaski, zwane „chersońską Karą-Kum”.

O trudnościach gospodarki rolnej świadczy fakt, że do czasu rewolucji w rejonie czaplińskim wodę z Dniepru dowożono na odległość około 50 km. Budowane studnie na tym terenie nie dawały w lecie dostatecznej ilości wody, nie tylko dla zwierząt, ale i dla ludzi mimo, że ich minimalna głębokość wynosiła około 45 m.

Próby w okręgu chersońskim wykorzystania wód głębinnych pozwoliły jedynie na nawodnienie niewielkiej stosunkowo powierzchni 12 000 ha. Co prawda już w 1912 r. był opracowany projekt częściowego wykorzystania wód Dniepru dla nawodnienia gruntów południowej Ukrainy, ale nie został on zrealizowany. Autor projektu, znany rosyjski hydrotechnik F. P. Morgunienko w już wtedy podkreślił: „Ostatnie projekty przebudowy porohów dnieprzańskich przewidują wprowadzenie użegłownienia rzeki i wykorzystanie ich dla celów energetycznych, ale nie przewidują one jednoczesnego zaspokojenia jeszcze bardziej koniecznej potrzeby jak nawodnienie bezwodnego i gorącego rejonu tawryczewskiego”. Projekt Morgunienkowa przewidywał budowę wysokiej zapory, podobnej do obecnie istniejącej w Dnieprostroju oraz kanału grawitacyjnego dla nawodnienia powierzchni 500 000 ha.

Inny projekt opracowany w 1914 r. przez inż. W. D. Nikolskiego przewidywał nawodnienie gruntów przy pomocy mechanicznego podnoszenia wody z rzeki Dniepru.

Mimo wielu wysiłków włożonych przez inżynierów rosyjskich w opracowanie tak śmiałych projektów żaden z nich nie mógł być zrealizowany w carskiej Rosji.

Dopiero Rząd Związku Radzieckiego, po rozpoczęciu budowy Dnieprostroju, umożliwił realizację robót dla wykorzystania wód dolnego Dniepru do nawodnienia olbrzymich powierzchni południowej Ukrainy i północnego Krymu.

Północna część Krymu znajduje się w podobnych warunkach klimatycznych jak i południowa Ukraina. Gleby są tu również urodzajne, ale tak samo cierpią na brak wilgoci. Podstawową produkcją tej części Krymu jest zbiór znanych na świecie wysokich gatunków jabłek i gruszek. Jesienne i zimowe gatunki tych owoców dają się łatwo przechowywać i przewozić na dalekie odległości.

Niezależnie od braku opadów, Krym charakteryzuje brak słodkiej wody. Studnie wiercone posiadają bardzo małą wydajność, albo wodę gorzko-słoną, nie nadającą się ani do picia, ani do nawodnienia. W nadmorskich rejonach Półwyspu Kierczeńskiego oraz w rejonie nowosielskim wodę dowozi się koleją z odległości dziesiątków kilometrów. Oczywiście brak wody bardzo ujemnie wpływa na rozwój roślinności tym bardziej, że w czasie ich dojrzwania opady na Krymie są bardzo małe. W niektórych latach w okresie wegetacyjnym ilość opadów maleje do 20—30 mm. Nic też dziwnego, że urodzaj pszenicy krym-

skiej, której gatunek znany jest na świecie jako jeden z najlepszych i wcześniej dojrzewających, jest niewielki. W dobrych warunkach klimatycznych, albo przy nawodnieniu gruntów z łatwością osiąga się zbiór do 50 q/ha. Nic też dziwnego, że problem wody na Krymie jest jednym z najważniejszych zagadnień w gospodarce rolnej.

Na tle potrzeb wodnych Krymu rozpatrywano możliwość wykorzystania wód Morza Azowskiego. Dla nawodnienia gruntów Półwyspu Kerczeńskiego istniałaby wówczas konieczność wybudowania wałów oddzielających słodkie wody Morza Azowskiego od napędzanych tutaj wiatrami południowo-wschodnimi słonych wód Morza Czarnego.

Powierzchnia Morza Azowskiego jest 11 razy mniejsza od Morza Czarnego. Spływ do niego wód rzeki Dońca i innych, w normalnych latach, wynosi około 39 miliardów m³. Pobór wód z Morza Azowskiego do nawodnienia spowodowałby jednak obniżenie się jego poziomu, co w konsekwencji odbiłoby się ujemnie na stanie gospodarki rybnej.

Projekt ten został zaniechany. W roku 1950 Rząd Radziecki postanowił rozwiązać problem nawodnienia południowej Ukrainy i północnego Krymu wodami rz. Dniepr, jednak bez zmniejszenia produktywności Dnieprogesu. Założenie takie umożliwiałoby jedynie pobór wody ze zbiornika na zaporze Zaporoskiej tylko w okresie wiosennych powodzi, w czasie których przepływ wody w rzece był większy, aniżeli zdolność przepustkowa dziewięciu turbin zainstalowanych przy zaporze. Wieloletnie obserwacje potwierdziły, że okresy powodziowe na Dnieprze trwają 2 do 2,5 miesięcy (kwiecień — czerwiec). W miesiącach tych Dniepr prowadzi około 70% swojego rocznego spływu (53 miliardy m³).

Na tle tych założeń, konieczne było zaprojektowanie zbiornika, który by magazynował niewykorzystane wiosenne wody, aby następnie zużyć je do nawodnienia w letnim okresie wegetacyjnym.

Powyżej m. Melitopola, w pobliżu wsi o symbolicznej nazwie „Cierpienie“, będzie wybudowana zapora na wysychającej latem rzece Mołocznie, wpadającej do Morza Azowskiego.

Zapora ziemna o wysokości 40 m, długości ponad 9 km utworzy zbiornik wodny długości 40 km, szerokości 15 km i pojemności 6 miliardów m³. Przy zaporze siłownia wodna o mocy 10 000 kW.

Zbiornik w Dnieprostroju połączony będzie ze zbiornikiem Mołoczyskim kanałem, który odbierze nadmiar wód powodziowych Dniepru. Trasa kanału o zdolności przepustowej 650 m³/sek. przebiega w wykopie przy czym głębokość wykopu miejscami wynosi około 70 m. Będzie to pierwszy kanał na świecie o tak dużej głębokości. Średnia szerokość kanału górą wyniesie 80 m, a w miejscach przekopów ponad 600 m.

Dla zabezpieczenia się od wpływów lat suchych, pojawiających się raz na 3 do 5 lat, w czasie których ilość wód może być niewystarczająca do wypełnienia zbiornika Mołoczyskiego, projektuje się budowę zapory Kachowskiej. Zapora ta utworzy zbiornik wodny o pojemności 14 miliardów m³ i długości około 200 km, w którym będzie magazynowana woda w latach mokrych. W lata suche woda z tego zbiornika popłynie specjalnym, 60-kilometrowym kanałem po trasie Kachówka-Askania Nowa aż do połączenia z Kanałem Południowo-Ukraińskim. Na trasie kanału Kachówka-Askania Nowa wybudowane będzie wiele zapór ziemnych, długości od 3 do 7 km, które utworzą zbiorniki o ogólnej pojemności do 1 miliarda m³. Ogólna powierzchnia zbiorników wyniesie będzie około 2500 km².

W ten sposób potrzebna ilość wód do nawodnienia gruntów południowej Ukrainy i północnego Krymu będzie zabezpieczona.

Trasa Kanału Południowo-Ukraińskiego przebiegać będzie od zbiornika Mołoczyskiego przez Askanii Nową w kierunku południowym.

Kanał Północno-Krymski natomiast przebiega wg projektu od Askanii Nowej przez Dżankę w kierunku wschodnim do Kierczu. Zdolność przepustowa tego kanału w Kierczu wynosi 6 do 10 m³/sek. Przebiegać on będzie przez najbardziej bezwodne rejony, pełniąc rolę jednocześnie kanału żeglownego. Obecnie w Instytucie Nikołajewskim projektuje się specjalny typ barki przystosowany do tego kanału.

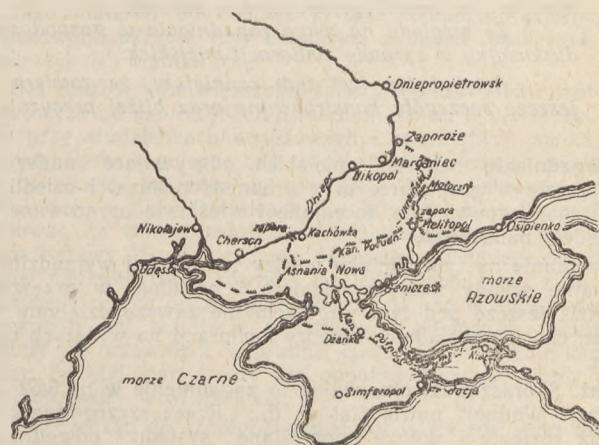
Projekt nawodnienia północnego Krymu przewiduje, że kanał nawodniący będzie czynny cały rok, przez co jego wymiary poprzeczne wypadną stosunkowo mniejsze. Dla zapewnienia je-

go ciągłej pracy w roku ma być wybudowany szereg zbiorników. Dla zaopatrzenia Krymu w wodę użytkową wybudowany będzie zbiornik w pobliżu Dżankoji.

Ze względu na górzysty teren północnego Krymu w szeregu miejscowości woda do nawodnienia musi być przepompowywana. Główne kanały nawodniące jak: Mołoczna-Nogajsk, Kachówka-Krasnoznamenka i Dżanka-Rozdole będą miały ogólną długość około 300 km, a długość wszystkich kanałów nawodniących wyniesie 45 000 km. Ogółem przewidziane jest ponad 1000 szt. betonowych urządzeń piętrzących.

Na lewym brzegu rzeki Dniepru sieć kanałów grawitacyjnych pozwoli nawodnić 500 000 ha południowej Ukrainy. Oprócz tego przy pomocy mechanicznego podnoszenia wody będzie nawodnione dalsze 100 000 ha na północnym Krymie oraz 700 000 ha na lewym i prawym brzegu Dniepru aż po Bug. Deszczownikami nawodniane będą lewobrzeżne obszary na północ od Południowo-Ukraińskiego Kanału oraz na południe od zapory Kachowskiej.

Ogólna powierzchnia nawodniania w tych rejonach wyniesie 1 700 000 ha. Roczne zapotrzebowanie wody z Dniepru do nawodnień wyniesie będzie ok. 8 do 10 miliardów m³, co stanowi około 20% całorocznego jego spływu.



Rys. 1. Kanały: Południowo-Ukraiński i Północno-Krymski

Podkreślić jeszcze należy, że dla rozwiązania tego kompleksowego zagadnienia opracowano sześć wariantów, które przed powzięciem ostatecznego wyboru były przedmiotem wnikliwej analizy. Ostatecznie wybrano właśnie wariant z zaporą Kachowską, położoną w pobliżu wsi Kłuczewo, leżącą o 9 km na południe od Kachówki.

Hydroweźel Kachowski posiada zaporę betonową z zakładem o sile wodnej, zaporę ziemną przegradzającą koryto rz. Dniepru oraz służącą komorową dla żeglugi.

Moc Kachowskiej elektrowni wodnej wynosić ma 250 000 kW, a ogólna produkcja roczna energii elektrycznej — 1,2 miliarda kWh. Energia ta całkowicie pokryje zapotrzebowanie stacji pomp przy przepompowywaniu wody do nawodnień oraz umożliwi elektryfikację gospodarstw rolnych.

O tym jakie efekty mogą być uzyskane na orzawianych terenach potwierdzają wyniki doświadczeń przeprowadzonych w Brilewskiej Stacji Doświadczalnej, położonej w stepach chersońskich. Na powierzchni 270 ha przeprowadzono nawodnienie wodami z trzech studzien artezyjskich. Rezultaty są następujące: bawełna osiągnęła wydajność 37 q/ha, w porównaniu do 6 q/ha z terenów nie nawodnianych, lecz poza tym znajdujących się w najbardziej sprzyjających warunkach, pszenica 30 do 50 q/ha, orzech ziemny — 25 q/ha, tj. 3 do 4 razy więcej aniżeli bez nawodnienia. Wydajność lucerny wzrosła 10-krotnie. Również wysokie urodzaje uzyskano w kołchozach. W Kołchozie im. Ordzonikidze (rejon nikopolski) otrzymano 230 q/ha jabłek w porównaniu do 64 q/ha bez nawodnienia. Kołchoz „Czerwona Praca“ doprowadził zbiór winogron do 140 q/ha, w porównaniu do 60 q/ha z terenów nie nawodnianych.

Zapotrzebowanie wody do nawodnień wahać się będzie w zależności od ilości opadów, które zmieniają się od 160 mm (1921 r.) do całkowicie dostatecznej ilości 250 mm (1941 r.). Nawodnione grunty otrzymują latem prawie trzy razy więcej

wody aniżeli jej dotychczas posiadają, co pozwoli również na pełne zagospodarowanie piasków naddnieprzańskich. Założone tam będą winnice, plantacje tytoniu oraz ogrody owocowe. Zwiększy się średni urodzaj bawełny do 30 q/ha, pszenicy do 40 q/ha, winogron do 150 q/ha, kartofli do 300 q/ha, owoców do 450 q/ha. Trzecią część nawodnianej powierzchni obejmie plantacja bawełny. W okręgu chersońskim będą zakładane pola ryżowe, których wydajność przewidywana jest na 40 q/ha. Powstanie tu jedna z największych baz produkcji ryżu na południu Związku Radzieckiego.

W rejonie kanałów, zbiorników i terenów nawodnianych będą posadzone pasy leśne na obszarze 68 000 ha, a nowe kultury leśne obejmą ogólną powierzchnię 250 000 ha. Nawodnienie po-

zwoli na znaczne rozszerzenie hodowli owiec i zwiększy bazę paszową dla zwierząt.

Ogólny przyrost wszystkich kultur z nawodnianych powierzchni o obszarze 1 500 000 ha wyrazi się cyfrą 4 000 000 do 6 400 000 ton rocznie.

Niezależnie od tych korzyści, Kanał Północno-Krymski zaopatrzy w dobrą słodką wodę przemysłowe miasta Kiercz, Teodozję, Symferopol i Eupatorię.

O ogromie prac nawodniających świadczy fakt, że dla ich realizacji wykonane będzie ponad 1 miliard m³ robót ziemnych oraz powyżej 3 milionów m³ robót betonowych.

W 1956 r. będzie już oddana do eksploatacji Kachowska elektrownia, a w 1957 r. wody Dniepru rozleją się po żyznych stepach południowej Ukrainy i północnego Krymu.

INŻ. MIECZYSLAW ZDUNEK

Zagadnienie melioracji miejskich

W zeszycie 5/52 „Gospodarki Wodnej” zamieszczony został artykuł inż. Wł. Skoraszewskiego pt. „Melioracje miejskie”, ujmujący w sposób generalny ten problem.

Ze względu na wagę zagadnienia w gospodarce komunalnej, budownictwie i urbanistyce, zamieszczamy nowy artykuł dyskusyjny w sprawie melioracji miejskich.

Artykuł ten jest tym cenniejszy, że zawiera przegląd naszego dorobku z tej dziedziny, podaje cenne nie opublikowane jeszcze szczegóły konstrukcyjne oraz bliżej precyzuje braki w podbudowie naukowej tego zagadnienia (Red.).

Zagadnienie melioracji miejskich, odgrywające nader poważną rolę w gospodarce oraz urbanistyce miast i osiedli, nie jest u nas odpowiednio doceniane i właściwie opracowane pod względem naukowym.

Zacofanie na tym odcinku wiedzy technicznej wyrządziło już kolosalne szkody naszym miastom i osiedlom w przeszłości, a i dziś jeszcze pod tym względem nie zawsze działamy właściwie, chociaż posiadamy katedry melioracji na wyższych uczelniach.

Inż. Skoraszewski omawiając to zagadnienie w nr 5/52 „Gospodarki Wodnej” powiedział m. in.: „Rzecz szczególnie ciekawa, iż rozległe i dobrze pomyślane systemy odwodniające w stolicy i jej okolicach najbliższych, wybudowane jeszcze w wiekach poprzednich i konserwowane należycie 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 szczegól szczególnie ciekawy, jaki stanowił wpływ niszczyielski 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”.

W powyższych słowach, na przykładzie Warszawy i jej okolic, inż. Skoraszewski dał doskonały obraz skutków niedocenia- nia w przeszłości znaczenia melioracji miejskich.

Chaotyczna i bezplanowa gospodarka komunalna gwałciła brutalnie żywioł wodny, który odwzajemniał się odpowiednią kontrakcją; zasypane i przegrodzone cieki naturalne dążyły niezmiennie w dawnym kierunku swoich spadków, a napotykając przeszkody rozlewają się szeroko pod ziemią, piętrzą się i podnoszą dotychczasowy poziom wody gruntowej, zabagniając teren. Ponieważ występują tu prędkości minimalne, proces ten odbywa się bardzo powoli i daje się odczuwać w skutkach dopiero po upływie dłuższego okresu czasu i dlatego nie jest on przeważnie dostrzegany dla jego bezpośrednich sprawców.

Przyjęło się u nas powszechnie, że pod nazwą melioracji wodnych rozumie się prawie wyłącznie melioracje rolne, tzn. dla potrzeb nowoczesnego rolnictwa. Natomiast zapomina się zupełnie o tym, że miasta i osiedla również mają swoje potrzeby melioracyjne, które muszą być uwzględniane w ich projektowaniu i zabudowie.

Melioracje miejskie, chociaż na ogół są oparte na podobnych zasadach jak i rolne, różnią się jednak od nich zasadniczo charakterem i celem jakiego mają służyć. Melioracje wodne obszarów rolnych mają za zadanie udostępnienie ich i dostosowanie do odpowiednich kultur rolnych, melioracje wodne na terenach miejskich muszą przede wszystkim przygotować te tereny pod zabudowę oraz stworzyć na nich odpowiednie warunki zdrowotne i naturalno-dekoracyjne.

Ze względów urbanistycznych, komunikacyjnych i sanitarnych, ciek naturalny w mieście musi być traktowany odmiennie niż na obszarach wiejskich. Budownictwo miejskie również stawia inne wymagania zadaniom melioracji miejskich, co do głębokości obniżenia poziomu wód gruntowych. Stosunkowo duże powierzchnie szczelne w mieście (dachy, nawierzchnie ulic) powodują zmiany w naturalnych warunkach odpływu wód opadowych, zwiększając znacznie okresowe ilości tych ostatnich w stosunku do ilości wód gruntowych.

Połączenie wód gruntowych i opadowych w jednej sieci, bardzo pożądane ze względów ekonomicznych, oraz znaczna głębokość tej sieci często wymaga stosowania innych typów kanałów niż w melioracjach rolnych, bardziej zbliżonych (przy kanałach krytych) do przewodów kanalizacyjnych.

Z różnych względów zachodzi potrzeba drenowania poszczególnych budynków całkowicie lub częściowo dla odwodnienia ich części podziemnych (zagłębionych), ale będzie to znów nieco inne drenowanie niż spotykane w melioracjach rolnych. O drenowaniu tym wspomina prof. Zakaszewski w swoim podręczniku pt. „Melioracje rolne” (t. I), raczej nawiasowo i ogólnie.

Oczywiście w miastach stosuje się także i typowe melioracje rolne — w ogródkach działkowych, parkach i tzw. zieleńcach.

Na terenach miejskich muszą być rozwiązane pewnego rodzaju sprzeczności w potrzebach melioracyjnych, sąsiadujących ze sobą terenów zielonych i budowlanych: potrzeby budownictwa przesuwają tereny zielone, potrzeby wodne tych ostatnich uniemożliwiają racjonalne budownictwo. Melioracje miejskie wymagają więc kompleksowych rozwiązań w ramach całości gospodarki komunalnej miasta czy osiedla i przeważnie wybiegają poza ich granice administracyjne, warunkując często głębokości i wymiary podstawowych melioracji rolnych na terenach podmiejskich.

Poważne to zagadnienie nie znalazło dotychczas odpowiedniego wyrazu na naszych wyższych uczelniach technicznych i młode kadry nie są zupełnie kształcone w tym kierunku, podobnie jak i dawniej.

* * *

Przeszło 25 lat temu zawiązana została w Warszawie, istniejąca jeszcze do dziś, tzw. Spółka Wodna Obwodu Wawerskiego,

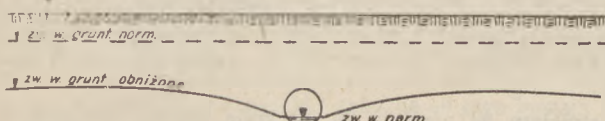
w której zakresie działania znalazły się tereny czysto miejskie (Grochów, Kamionek, Saska Kępa) jak również i wiejskie, (Gościów, Wawer, Stara Miłosna, Zastów itp.). Przy realizacji projektu odwodnienia terenów tej Spółki okazało się, że inaczej trzeba rozwiązywać potrzeby wodne dla wsi, a inaczej dla terenów miejskich; wystąpiło tu więc zagadnienie melioracji miejskich na większą skalę, zagadnienie do pewnego stopnia wówczas nowe, które rozwiązywane było sposobami pionierskimi przez naszych inżynierów — mniej lub więcej udatnie.

W tym samym mniej więcej czasie, z inicjatywy nieżyjącego już inż. Orleańskiego i tzw. Komisji Rewizyjnej Wodnej m. st. Warszawy, powstała w Wydziale Technicznym b. Zarządu Miejskiego w Warszawie specjalna komórka (początkowo referat, później Oddział Wodno-Melioracyjny) dla uregulowania stosunków wodnych na terenie miasta Warszawy, a więc zagadnień melioracji miejskich.



Rys. 1.

Tak więc potrzeby życiowe wielkiego miasta zmusiły różne czynniki w Warszawie do zajęcia się sprawą melioracji miejskich, które jednak powstawały i rozwijały się w warunkach niekorzystnych, ze względu na zupełny brak naukowych podstaw i wykształconych fachowców w tym kierunku. Pionierskie prace w tej dziedzinie wykonywali ludzie o przygotowaniu z zakresu budownictwa wodnego, melioracji rolnych lub nawet budownictwa lądowego; kierowali się przy tym ogólnie przyjętymi zasadami obniżenia wód gruntowych (rys. 1 i 2), odprowadzania wód opadowych, nie zwracając może dostatecznej uwagi na skutki połączenia tych dwóch rodzajów wód w odbiornikach otwartych na terenach miejskich oraz na momenty dekoracyjne tych ostatnich dla miasta. Brak zrozumienia i dyscypliny melioracyjnej wśród społeczeństwa również miał poważny wpływ ujemny na charakter i wygląd tych odbiorników w mieście.



Rys. 2.

Niewątpliwą jednak заслуłą tych prac pionierskich jest udowodnienie, że walka z zabagnieniem dzielnic miejskich jest możliwa i że urządzenia melioracji miejskich należą do jednych z najbardziej rentownych inwestycji w mieście, ponieważ, obniżając poziom wód zaskórnych o 2—3 m, nie tylko podnosimy warunki sanitarne i umożliwiamy racjonalne budownictwo na terenach zabagnionych, ale powodujemy również znaczny spadek kosztów wszelkich robót podziemnych; zaoszczędzone w ten sposób sumy przekraczają często wielokrotnie nakłady początkowe na meliorację miejską.

Z tych właśnie względów, melioracje miejskie powinny stać się inwestycją podstawową i chronologicznie pierwszą w budownictwie miejskim, opartym na zasadach uspołecznionej gospodarki planowej, oczywiście na podmokłych terenach miasta czy osiedla.

Ten punkt widzenia pociąga za sobą pewne konsekwencje techniczne. Osiedla miejskie w części podmokłej powinny być skanalizowane zasadniczo wg systemu rozdzielczego z tym, że wody opadowe byłyby odprowadzane wspólnie z gruntowymi kanałami deszczowo-melioracyjnymi czyli nieuszczelnionymi, aby mogły spełniać podwójną rolę: kanału deszczowego i drenażowego.

* * *

W tych okolicznościach i warunkach przed przeszło 25 laty stawiła melioracja miejska pierwsze swoje kroki w Warszawie. Twórcy jej przyjęli zasadę, że na terenach zielonych budowano kanały melioracyjne jako cieki otwarte, wykorzystując naturalne spadki i zagłębienia terenowe; natomiast w dzielnicach za-

budowanych — jako kanały kryte wzdłuż istniejących i projektowanych ulic, rezerwując oś ulicy dla przewodów kanalizacyjnych.

Ponieważ melioracje miejskie przeprowadzano przeważnie na terenach zabagnionych, jakie stanowiły tzw. przedmieścia Warszawy zaniedbane i z reguły bez kanalizacji, przyjmowano do sieci melioracyjnej i wody opadowe z istniejących na przedmieściach ulic, co spowodowało znaczne powiększenie wymiarów kanałów do wielkości nie spotykanych w melioracjach rolnych.

Obliczenia hydrologiczne dla kanałów melioracji miejskich przeprowadzano tak, jak i w dziale melioracji rolnej — o ile chodzi o wody gruntowe. Natomiast w przypadku przyjmowania przez te kanały wód opadowych (co przeważnie ma miejsce), przekroje ich obliczane są na podstawie wzorów kanalizacyjnych z tym, że przyjmuje się tu pewne współczynniki zmniejszające ze względu na nie szczelność tych kanałów (większą retencję kanałową); współczynniki te jednak nie są ustalone i poszczególni projektanci przyjmują je wg własnego wyuczucia, z odpowiednim naginaniem ich do potrzeb projektu lub wymogów zleceńodawcy.

Również właściwie nie uregulowana jest sprawa obliczeń hydrologicznych dla drenażu budynków miejskich.

Jako materiał do budowy krytych kanałów melioracyjnych zastosowano okrągłe rury betonowe, a nawet żelbetowe przy większych ich wymiarach.

Dla możliwie największego zabezpieczenia odbiorników podstawowych od zanieczyszczeń mechanicznych miały służyć osadniki przy studzienkach wpustowych i rewizyjnych na kanałach krytych. Przez regularne czyszczenie tych studzienek miało ustępować zanieczyszczanie się kanałów. Brak jednak normalnej kanalizacji w tych dzielnicach dla ścieków gospodarczych spowodował, że wbrew założeniom projektodawców i postanowieniom Ustawy Wodnej zaczęto odprowadzać nielegalnie do kanałów melioracyjnych również i ścieki gospodarcze z kanalizacji wewnętrznych poszczególnych posesji i to w sposób dowolny i rozmaity. W rezultacie melioracyjne odbiorniki otwarte zamieniły się przeważnie w brudne, cuchnące strumienie kanalizacyjne. Za taki stan rzeczy nie ponoszą tu winy twórcy melioracji miejskiej w Warszawie.

Przechodząc do szczegółów budowy istniejącej sieci melioracji miejskiej w Warszawie, to — jak już wyżej wspomniano — składa się ona z kanałów otwartych i krytych.

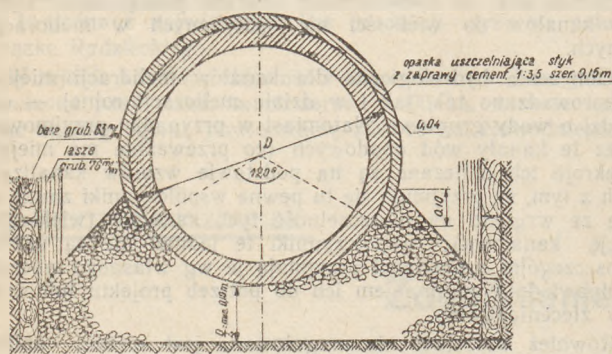
Kanały otwarte są budowane podobnie jak i przy melioracjach rolnych z tym jednak, że przy umocnieniu powinno się brać pod uwagę okresowe (w czasie silnych opadów), raptowne zamienianie się ich w wartkie strumienie górskie, co nie zawsze było dotychczas uwzględniane w projektach. W niektórych kanałach (np. nowy Kanał Ulgi na Gościówiu) umacniano skarpy przy płotkach płytami betonowymi i z reguły dawano poprzeczne progi betonowe na poziomie właściwego dna kanału, w odpowiednich odległościach, dla ułatwienia jego konserwacji. Były również tendencje, aby dno kanałów otwartych wykonać z półrur o dużych średnicach, dla zwiększenia jego trwałości i łatwiejszej konserwacji, ale dotychczas nie zastosowano tego ze względu na większe koszty budowy.

Kanały kryte natomiast były i są budowane z okrągłych rur betonowych na podłożu tłuczniowym, jako fundamentie i drenażu dna wykopu w czasie układania kanału. Do ich budowy stosowane są rury o $\varnothing$ 20 cm (dla przykanalików do studzienek wpustowych) do $\varnothing$ 120 cm, a nawet 135 cm jak na kanale, ujmującym dawną rzeczkę Rudawkę na Marymoncie.

Aby umożliwić dostawanie się wody gruntowej do wnętrza kanałów, styki poszczególnych rur betonowych są uszczelniane tylko na 2/3 swojej długości w górnej ich części, natomiast 1/3 dolna część długości styku pozostaje nieuszczelniona i obsypana materiałem filtracyjnym (żwirem z piaskiem w stosunku 1:0,6 lub tłuczniem ceglany z pospółką w stosunku 1:0,4), jak pokazano na rys. 3. Zmieszanie żwiru z piaskiem ma na celu zapobieganie wymywaniu przez wodę drobnych cząstek gruntu z najbliższego otoczenia kanału (dla wypełnienia wolnych przestrzeni żwiru) i uniknięcia w ten sposób wszelkich ruchów gruntu, które są niebezpieczne dla stateczności i trwałości kanału.

W praktyce często wykonuje się obsypywanie materiałem filtracyjnym nieuszczelnionej dolnej części styków w sposób oszczędnościowy, jak na rys. 4, jednak właściwie nie jest to wskazane, ponieważ może się odbić ujemnie na pracy kanału,

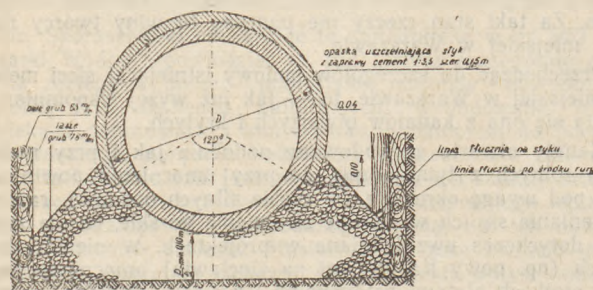
zwłaszcza przy nie dość dokładnym wykonaniu robót. Styki należy obsypać co najmniej o 10 cm powyżej końca części uszczelnionej (rys. 3), ze względu na możliwości osiadania materiału filtracyjnego i odsłonięcia części styku nieuszczelnionego, przez który dostawałaby się woda bezpośrednio do kanału, zabierając grunt z sąsiedztwa i zamulając kanał.



Tłuczeń z pospółką. Tłuczeń ceglany z cegły dobrze wypalonej z pospółką (żwir kopalny) o uziarnieniu średnicy poniżej 10 mm w ilości 40% objętości tłucznia.

Rys. 3.

Głębokość i gęstość budowania kanałów melioracyjnych zależy oczywiście od głębokości do jakiej chcemy obniżyć istniejący poziom wody gruntowej oraz od jakości gruntu. Normalne zwierciadło wody w kanale jest o 10–30 cm powyżej jego dna (w zależności od warunków w jakich kanał pracuje) i ruch wody normalnie odbywa się w kierunku do kanału, ponieważ woda gruntowa znajduje się pod pewnym ciśnieniem hydrostatycznym, wywołanym różnicą poziomów wody gruntowej i zwierciadła wody w kanale.



Rys. 4.

W czasie opadów (o ile kanał melioracyjny przyjmuje również i wody opadowe), przekrój jego raptownie się wypełnia i szybkość przepływu wzrasta, co ma duży wpływ na samooczyszczanie się tych kanałów. Ilości wody opadowej, które są zwykle kilkakrotnie większe od ilości wód gruntowych w kanale, warunkują jego wymiary. Należy przy tym zaznaczyć, że retencja kanałów (melioracyjnych) nieuszczelnionych jest większa od kanałów szczelnych o bliżej nieokreślonej retencji gruntowej sąsiedztwa kanału, do którego woda w tych przypadkach dostaje się z kanału przez nieuszczelnioną część styków. Ma to znaczenie dodatnie, ponieważ pozwala nieco zmniejszać potrzebne wymiary kanałów, ale również stanowi niebezpieczeństwo możliwości zakażenia gruntu brudną wodą z kanału. I to właśnie wzbudza pewne zastrzeżenia wśród hydrotechników i fachowców sanitarnych, co do właściwości budowy kanałów melioracyjnych w mieście w sposób wyżej opisany (jak to ma miejsce dotychczas w Warszawie).

Twórcy i wykonawcy wyżej opisanego systemu melioracji miejskich nie upierają się bynajmniej przy tym, że jest to sposób jedyny i najlepszy. Odwrotnie, traktują go jako pierwotny, który powinien ulegać racjonalizatorskim ulepszeniom, wynikającym z naukowych i praktycznych dociekań i rozpracowań. Niestety takiego podejścia do zagadnienia melioracji miejskich dotychczas nie obserwujemy w życiu technicznym kraju.

Sprawa możliwości zakażenia gruntu jest poważna, ale może nieco przesadzona przez krytyków omawianego systemu melioracji miejskich w Warszawie. Woda z kanału może dostać się tylko chwilowo do gruntu w sąsiedztwie kanału, wypełniając wolną przestrzeń ponad normalną linią depresyjną i to do wysokości zwierciadła wody w kanale (rys. 5). Po ustaniu spływu wód opadowych, woda z sąsiedztwa kanału wraca do kanału, a normalny poziom wody gruntowej układa się znów wg linii depresyjnej (rys. 1). Grunt może być w najgorszym razie zakażony tylko w wąskim pasie przy kanale. W miastach istnieją zakażenia gruntów z różnych innych powodów, daleko znaczniejsze i niebezpieczniejsze, bo znajdujące się często na powierzchni terenu lub tuż pod jego powierzchnią.



Rys. 5.

Inż. Skoraszewski również omawiał sprawę zakażenia gruntu we wspomnianym już na początku swoim artykule i doszedł do podobnego wniosku, że nie należy jej wyolbrzymiać, a mianowicie: „Ścieki deszczowe są zawsze zakaźne. Miasto, uszczelniając nawierzchnię, zmniejsza i ogranicza ilość wód gruntowych, zwiększając potężnie natężenie spływu powierzchniowego. Kanał burzowy pracuje często pod ciśnieniem i wtedy przez nieuszczelnione styki, właśnie konieczne dla odbioru wód zaskórnych, grunt okoliczny 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 miejskiej, tj. wodociąg centralny. Zaopatrując wszystkie dzielnice w dobrą wodę pitną, sprowadza do zera wartość użytkową zaskórnej.

Wspomniane niebezpieczeństwo wydaje się nam bardzo iluzoryczne, jeżeli zauważymy, iż warstwy górne gruntów miejskich składają się przeważnie z odwiecznych pokładów śmieci, przecieć nie sterylizowanych“.

Nie należy więc przesadnie teoretyzować i przekreślać korzyści, jakie daje tego rodzaju melioracja miastom i osiedlom przez swoją tanią, łatwość i szybkość budowy, co niewątpliwie ma duże znaczenie ekonomiczne dla naszej gospodarki narodowej.

Istniejące od przeszło 20 lat kryte kanały melioracji miejskiej w Warszawie, zbudowane wyżej opisanym sposobem „pionierskim“ w tej dziedzinie, zdały w zupełności swój egzamin i spełniają całkowicie swoje zadanie o ile są dobrze wykonane; nie stały się w Warszawie przyczyną żadnej epidemii z powodu zakażenia gruntu, czego się niektórzy higieniści i hydrotechnicy tak obawiają.

Należy jednak zaznaczyć, że w niektórych punktach miasta betonowe kanały melioracyjne ulegały z biegiem czasu zniszczeniu od zewnątrz. Zjawisko to nie było bliżej badane, ale można przypuszczać, że przyczyną jego była zawartość w gruncie pewnych substancji, wysoce szkodliwych dla betonu.

* * *

Jak widzimy, zagadnienie melioracji miejskich jest dotychczas traktowane po macoszemu w naszym świecie naukowo-technicznym możliwie dlatego, że znajduje się ono właściwie na granicy melioracji rolnych i kanalizacji.

Dla szczegółowego omówienia zadań i sposobów wykonywania melioracji miejskich oraz ruszenia tego niewątpliwie poważnego zagadnienia z martwego punktu, powinna być zorganizowana wspólna konferencja naukowo-techniczna na terenie NOT w ramach zainteresowanych stowarzyszeń branżowych, tj. Zrzeszenia Gazowników, Wodociągowców i Techników Sanitarnych oraz Stowarzyszenia Naukowo-Technicznego Inżynierów i Techników Wodno-Melioracyjnych.

Zanim to jednak nastąpi, jest pożądane, aby na łamach niniejszego czasopisma technicznego rozwinęła się szersza dyskusja na temat poruszonego zagadnienia melioracji miejskich, która doprowadziłaby do wstępnego wyświetlenia występujących tu problemów.

INŻ. MARIAN FRANCUK

Zagadnienia melioracyjne Ziemi Odzyskanych¹⁾

Ziemię Odzyskaną, zwrócone Polsce w wyniku zwycięstwa w drugiej wojnie światowej nad hitlerowskimi Niemcami, obejmują obszar 104 000 km² i stanowią 33% powierzchni Państwa Polskiego.

Trzy główne czynniki potrzebne do produkcji roślin uprawnych, a to odpowiednia ilość ciepła, wody i odpowiednia gleba przedstawiają się na Ziemiach Odzyskanych następująco:

Izotermi roczne są w granicach 8,5^o, do 4^o. Z tego izoterma 8^o obejmuje całe prawie dorzecze górnej i środkowej Odry, izotermi 6—6,5^o znajdujemy na Pojezierzu Mazurskim i Pomorza, najniższe wartości znajdują się w Sudetach. Izotermi te nie odbiegają od izoterm na sąsiednich terenach reszty Polski.

Termoamplitudy, tj. różnice między miesiącem najzimniejszym i najcieplejszym wynoszą 19^o i są niższe od termoamplitud reszty Polski, gdzie dochodzą one do 22^oC.

Najniższe opady roczne występują na południe od Szczecina, wynoszą one w Widuchowie 474 mm i wzrastają w kierunku południowym, osiągając we Wrocławiu 585 mm, Zgorzelcu 660 mm i dochodzą do ponad 1400 mm w Sudetach. Dość duże opady, wynoszące do 700 mm, ma pas pojezierza, a w 4 powiatach nadmorskich woj. koszalińskiego opady dochodzą do 800 mm.

Jednak wahania roczne opadów są dość duże np. Szczecin przy średnich rocznych opadach 525 mm miał w 1905 r. 728 mm, a w r. 1857 tylko 320 mm; analogicznie Koszalin przy średnich opadach 688 mm miał maksimum opadów 963 mm i minimum 438 mm, zaś Gdańsk przy średnim rocznym opadzie 552 mm miał 774 mm i 426 mm, a Wrocław przy średnim opadzie 585 mm miał 757 mm i 404 mm.

Najbogatszy w opady jest miesiąc lipiec, w miesiącach maju i czerwcu, w niektórych latach, ilość opadów jest mała i niewystarczająca na potrzeby roślin.

Na terenach Ziemi Zachodnich, podobnie jak i na terytorium reszty Polski, odbywa się ścieranie wilgotnych mas powietrza płynących od Atlantyku, z suchymi lądowymi masami płynącymi ze wschodu. Granice zetknięcia się tych mas często przesuwają się na wschód albo na zachód i zależnie od tego bywają albo zimy łagodne, jako wynik wyłącznego wpływu powietrza morskigo, albo zimy ostre jako wynik działania suchego powietrza lądowego. Wpływy te wywołują długotrwałe okresy suszy lub deszczu albo też częste zmiany pogody i konieczność sztucznego uzupełnienia naturalnych opadów.

Gleby Ziemi Odzyskanych przedstawiają się następująco: 36,3% powierzchni stanowią bielice i szczyrki ciężkie. Gleby te nie odznaczają się dodatnimi właściwościami fizycznymi, gdyż trudno obsychają na wiosnę i łatwo zaskorupiają się. Odpowiednie plony dają dopiero po zdrenowaniu. Dalsze 33,4% powierzchni zajmują lekkie szczyrki i piaski. Są to również gleby których wartość rolnicza zależy przede wszystkim od stosunków wodnych. Wydmy piaszczyste są glebami całkowicie suchymi, piaski podmokłe wymagają melioracji. Plony ze szczyrków zależą głównie od wilgotności gleby. Następną grupę gleb stanowią gleby aluwialne i torfy reprezentowane w 9,3%. Gleby te wymagają melioracji i to odwodnienia połączonego z nawodnieniem. Gleby górskie i wietrzeniowe występują w 5,2% przeważnie w Sudetach i wymagają zabiegów chroniących je przed zmywaniem. Mady glinkowate stanowią 4,8% powierzchni, znajdują się one w deltach Odry i Wisły. Po uregulowaniu stosunków wodnych są to najlepsze gleby rolnicze. Lessy właściwe występują w 4,6%, zasadniczo nie wymagają one melioracji. Iły ciężkie reprezentowane są w 4,3%, wymagają one z reguły drenowania. Pozostałe 2,1% stanowią rędziny kredowe i lessy próchnicze.

Te trzy czynniki produkcji rolnej nie są optymalne i poza temperaturą nie są lepsze od takich samych czynników na pozostałej reszcie Polski. Porównując jednak średnie plony z jednostki powierzchni na Ziemiach Odzyskanych przed wojną, ze średnimi plonami Polski przedwojennej okazuje się, że plony te były prawie dwukrotnie wyższe. I tak zbiory na Ziemiach Odzyskanych w porównaniu z Polską wynosiły z 1 ha: pszenicy 21,7 q i 11,2 q/ha, żyta 17,4 q i 11,4 q, jęczmienia 20,3 q i 12,1 q, owsa 19,5 q i 11,6 q, ziemniaków 156 q i 113 q, siana 38,9 q i 12,6 q/ha. Te wysokie zbiory na Ziemiach Odzyskanych należy przypisać wyższej agrotechnice, a przede wszystkim, na dużą skalę wykonanym, melioracjom wodnym.

Melioracje te wykonywane były pracą wielu pokoleń. Początki wałów przeciwpowodziowych na Odrze sięgają XII i XIII w. W tymże czasie były też wykonywane krótkie rowy dla spuszczenia nadmiaru wody. W XV w. istniały już wały na wielką wodę na Odrze koło Brzegu. Z roku 1500 pochodzi wał we Wrocławiu usypany z gliny. Dla ochrony osiedli ubezpieczono już wtedy brzegi przed zrywaniem. Od roku 1500 zaczęto wykonywać przekopy na większych rzekach. Największy przekop wykonano na dolnej Odrze między Gozdowicami a Cedynią w latach 1746—1753, skracając długość odcinka rzeki z 46 km na 21 km. W delcie Wisły stwierdzono, że istniało na początku XIV w. sztuczne pompowanie wody wiatrakami. W roku 1328 były tu już osuszone tereny leżące poniżej zwierciadła wody morza. Urządzenia te wyprzedziły podobne urządzenia na Zachodzie w Holandii. Od tego czasu rozbudowywano urządzenia odwodniające, jak wały, rowy i wiatraki, wydzierając morzu przeciętnie 40 ha gruntu rocznie. Na dokumentach inicjujących powyższe prace, na terenie Gdańska, figurują podpisy królów polskich. Jako pierwsze w Europie, bo już od r. 1559 miasto Boleśławiec na Śląsku wykorzystywało miejskie wody ściekowe do nawodnienia 15 ha łąk, położonych nad rz. Bobrawą. Po r. 1851 tj. po wystawie światowej w Londynie, na której rozpowszechniono prasę do wyrobu rur drenowych, rozpoczęto na większą skalę drenowania, wyznając zasadę, „drenować albo głodować”. Początek zabudowy potoków górskich na Śląsku sięga końca XVIII w. Budowę przegród dolin i zbiorników przeciwpowodziowych rozpoczęto z początkiem XX w.

Urządzenia i budowle były w ciągu wieków przerabiane i ulepszone, niektóre z nich wskutek wpływów atmosferycznych, a przede wszystkim wskutek niszczącego działania wody uległy zagładzie, inne należycie konserwowane pozostały do dni dzisiejszych. Przeważna część urządzeń melioracyjnych obecnie czynnych została wykonana w drugiej połowie XIX w., a głównie w pierwszej połowie XX w.

Przegląd wykonanych robót melioracyjnych na terenie Ziemi Odzyskanych przedstawia się następująco: w Sudetach wykonano 19 zbiorników przeciwpowodziowych. Jedne z nich suchą i wypełniają się jedynie przy powodziach, inne służą także celom energetycznym. Łączna ich pojemność wynosi 118 milionów m³ przy czym pojemność przeciwpowodziowa ma ok. 70 milionów m³.

Z rzek górskich najwięcej robót regulacyjnych przeprowadzono na Nysie Kłodzkiej, poza tym częściowo uregulowane zostały Bielawa, Morawka, Bystra, Stonawa, Osobłoga, Bystrzyca, Kaczawa, Barycz, Orla, Bobrawa i Kwiza. Również wykonywano zabudowę potoków górskich. Głównym zadaniem tej zabudowy było zabezpieczenie brzegów na terenie osiedli przede wszystkim uzdrowisk. Na potokach górskich stosowano też zabudowę przy pomocy korekcyjnej progowej i zapór przeciwrumowiskowych, jak np. na potoku Rzeźnica.

Sama Odra była przedmiotem szeregu robót regulacyjnych. Początkowo wykonywano cały szereg przekopów, następnie ustalono koryto na średnią małą wodę przy pomocy tam równoległych i ostróg. Odcinek rzeki od Koźła do ujścia Nysy Łużyckiej, a następnie do Brzegu Dolnego poniżej Wrocławia, pozostał ska-

¹⁾ Referat wygłoszony dn. 7 maja 1953 r. na VIII Walnym Zjeździe Delegatów Stowarzyszenia Naukowo-Technicznego Inżynierów i Techników Wodno-Melioracyjnych PRL, we Wrocławiu.

nalizowany. Dla odwodnienia terenów nadbrzeżnych, zagrożonych zabagnieniem przez spiętrzoną wodę, wykonano kanały odwodniające, odprowadzające wodę do Odry poniżej jazów. Odra jest obwałowana, w górnym biegu przeważają lokalne obwałowania, od Raciborza istnieją już wały systematyczne, które ciągną się aż do ujścia Odry.

Dla spłaszczenia fal powodziowych zaprojektowano 11 żuław przepływowych mających na powierzchni 9800 ha zamagazynować 148 milionów m³ wody. Przeważną część tych żuław została wykonana. Są to tereny odgródzone od rzeki wałami, przez które przepuszcza się część wielkiej wody, warstwą od 0,5 — 0,8 m. Ilość wody wpuszczonej i wypuszczonej z żuław reguluje się przy pomocy odpowiednich obiektów jak śluz, przelewów i przepustów.

Z ciekawych urządzeń melioracyjnych zasługują na uwagę urządzenia do nawodnienia gruntów przy pomocy miejskich wód ściekowych. Największe urządzenia tego rodzaju posiada Wrocław. Nawodnianych jest tu 1716 ha gruntów. W Legnicy nawodnia się 180 ha, w Kluczborku 52 ha, w Bolesławcu 40 ha, w Oleśnicy 24 ha. Dalsze 12 mniejszych miast posiada również urządzenia do nawodniania. Również kilka zakładów przemysłu spożywczego używa wód ściekowych do nawodniania jak drożdżownia Wołczyn, Goswinowice, cukrownia Jawor.

We Wrocławiu nawodnienie wodami ściekowymi odbywa się częściowo za pomocą zalewu kwatery, o długości 200 — 500 m i szerokości 80 — 90 m, wodą doprowadzaną bądź rowem nawodniającym, biegnącym środkiem kwatery, lub przy pomocy rur przenośnych. W tym ostatnim przypadku wodę na pola doprowadza przewód podziemny średnicy 150 — 250 mm, zaopatrzone w hydranty w odstępach 200 m. Do hydrantów tych dołącza się rurociągi przenośne, złożone z rur długości 6 m o średnicy 100 mm. Rurociągi te umieszcza się na najwyższych miejscach terenu, po którym wodę rozlewa się z ostatniej rury. Następnie odejmuje się stopniowo po jednej rurze i zalewa bliższe partie terenu. Osiąga się dość równomierne nawodnienie. Około 100 ha nawodnia się przy pomocy deszczowni.

Na terenie Śląska wykonano 128 deszczowni. Z tych 79 obsługuwało gospodarstwa rolne, 31 gospodarstwa ogrodnicze i sadownicze, reszta służyła do innych celów, jak do zraszania placów sportowych, lotnisk. Z większych deszczowni należy wymienić deszczownię w Wołczynie pod Kluczborkiem, nawodniającą 100 ha, w Żąbkowicach również 100 ha, w Kuźnikach nawodniającą powierzchnię 286 ha wodami ściekowymi miasta Zgorzelec. W tym ostatnim przypadku ścieki miejskie w ilości 2000 m³ na dobę są rozpylane 5 zraszaczami dalekosiężnymi systemu Perrotta.

Z melioracji wykonanych w większych kompleksach zasługują na uwagę melioracja doliny rz. Barycz, prawobrzeżnego, a więc nizinnego dopływu Odry.

Na terenie Ziemi Lubuskiej wykonano meliorację Niziny Słubicko-Kostrzyńskiej w dolinie Odry o powierzchni 15 000 ha. Wykonano tu system kanałów i rowów odwodniających, mających swe ujście do Warty pod Kostrzynem. Wodę przepompowywano sztucznie przy pomocy parowej stacji pomp. Na stoku doliny wykonano kanał ulgi doprowadzający wodę, spływającą ze stołów, grawitacyjnie do Warty.

Duże roboty melioracyjne przeprowadzane są w dolinie Warty i Noteci. Wykonano tu tysiące kilometrów rowów, obwałowań terenów depresyjnych, wybudowano wiele śluz i upustów celem umożliwienia doprowadzenia wody podczas posuchy oraz odprowadzenia wody z podmokłych piaszków i terenów bagiennych. Do podniesienia urodzajności torfów przyczyniły się stosowane często napiaszczenia metodą Rimpau'a.

Na terenie wojew. szczecińskiego, na prawym brzegu Odry, występuje żuława cedyńska o powierzchni 2500 ha. Teren leżący poniżej normalnego zwierciadła wody odwodniany jest sztucznie przy pomocy parowej stacji pomp.

Dalej mamy deltę Odry, której część lewobrzeżna należy do Niemieckiej Republiki Demokratycznej i częściowo do Polski.

W obrębie delty Odra dzieliła się na szereg ramion o różnych nazwach jak Odra, Moglica, Stebnica, Reglica, Wobnica. Wskutek zamulenia ramion i postępującego wskutek tego zabagnienia terenu przeprowadzono na wielką skalę regulację dolnej Odry. Ustalono jedno koryto rzeki do Widuchowa, a od Widuchowa pozostawiono dwa koryta równoległe, Odrę Wschodnią wpadającą do Jeziora Dąbskiego i Odrę Zachodnią wpadającą do zalewu Szczecińskiego. Przez wykonanie tych dwu koryt, delta

Odry została podzielona na żuławy wewnętrzne czyli tzw. Międzyodrze i żuławy zewnętrzne, leżące na prawym brzegu Odry Wschodniej względnie lewym Odry Zachodniej. Żuławy zewnętrzne zostały obwałowane na katastrofalną wielką wodę, wewnętrzne na wielką wodę letnią.

Powierzchnia żuław w delcie Odry należących do Polski wynosi około 9000 ha, z tego na 6000 ha, tj. na właściwym Międzyodrze nie były jeszcze wykonane melioracje szczegółowe. Z tego powodu zbiory traw na tym terenie są niskie i to nie najlepszego gatunku.

Kwestię ochrony od powodzi na dolnej Odrze można uważać prawie za rozwiązaną. Wpływ wielkiej wody, powstałej w górnym biegu wskutek ulewnych deszczów względnie intensywnego topienia się śniegu, może dać się odczuć na terenie wojew. szczecińskiego tylko przy bardzo dużych stanach. Zwykle wpływ ten ustaje koło Cedyni. Poniżej Ognicy daje się odczuwać cofka z Zalewu Szczecińskiego względnie z Jeziora Dąbskiego. Przy kierunku północnym wiatrów (sztormów) poziom wody w zalewie ulega spiętrzeniu, co wpływa na podniesienie wody w dolnej Odrze. Dzięki obwałowaniu terenów przyległych niebezpieczeństwo powodzi nie jest groźne. Może ono powstać jedynie wskutek zatorów lodowych. Odra płynąc z południa na północ rozmarza w górnym i środkowym biegu, podczas gdy na północy przy ujściu, wskutek niskiej temperatury, lodowa skorupa utrzymuje się dłużej i powoduje powstawanie zatoru lodowego. Niezrobienie na czas zatoru może spowodować wysokie spiętrzenie wody i katastrofę powodziową. Jest to szczególnie niebezpieczne dla Wielkich Łęgów Odrzańskich na terenie NRD.

Na terenie wojew. szczecińskiego zasługują na uwagę dwa większe kompleksy melioracyjne, a to nad zatoką szczecińską o powierzchni około 10 000 ha i w pasie nadmorskim nad dolną Regą, o powierzchni 6 000 ha. Tereny te, miejscami depresyjne, odwodniane są przy pomocy całego szeregu kanałów, używanych również do małej żeglugi, oraz rowów i stacji pomp.

Teren Pomorza w obrębie dzisiejszego województwa koszalińskiego posiada szereg mniejszych rzek wpadających do Bałtyku jak Prośnica, Słupia, Łeba i inne. Rzeki te posiadają ustalone koryta, ulegają jednak częstemu zapiaszczeniu przy ujściu do morza. Potrzebne są tu coroczne czyszczenia i usunięcie dużych mas piasku.

Na terenie Pomorza wykonano sto kilkadziesiąt mniejszych stacji pomp, przeważnie o napędzie elektrycznym, czasem poruszanych wiatrakami. Zadaniem ich jest poprawienie wolnego odpływu z nisko położonych dolin względnie odwodnienie lokalnych bezodpływowych kotlin, a nawet jezior. Powierzchnie odwodniane przez poszczególne stacje pomp wynoszą od kilkunastu do kilkuset hektarów. Stacje te połączone są z systemem rowów odwodniających.

Na szczególną uwagę zasługują duże roboty melioracyjne wykonane w delcie Wisły. Delta Wisły obejmuje 142 000 ha z tego 47 000 ha terenów depresyjnych, leżących do 2,5 m poniżej zwierciadła wody morza. Są to tereny bardzo żyzne, powstałe wskutek osadzenia się namulów, nanoszonych przez Wisłę. Obok mąd spotyka się również gleby torfowe o różnych namuleniach. Na terenie żuław wykonanych jest 560 km wałów z tego 440 km wałów polderowych i 120 km wałów przeciwpowodziowych rzeki Wisły, około 3 000 km kanałów i 17 000 km rowów bocznych oraz 135 stacji pomp. Stacje te odwodniają poszczególne poldery o powierzchni od 17 ha do 22 000 ha. Większość stacji pomp poruszana jest silnikami elektrycznymi, lecz są również silniki spalinowe i maszyny parowe.

Te urządzenia melioracyjne w połączeniu z dostateczną ilością wody pozwalają na dowolne regulowanie stanu wody gruntowej, na szybkie odprowadzenie wód powierzchniowych i stworzenie optymalnych warunków dla rozwoju roślin uprawnych tak w latach suchych jak i mokrych, co w połączeniu z żyznością gleb powoduje bardzo wysokie zbiory, jedne z największych w Europie nie ulegające dużym wahaniom w latach suchych czy mokrych.

Na terenie województwa olsztyńskiego pewne znaczenie melioracyjne mają wykonane tu kanały żeglugi, którymi obniżono zwierciadła wody w jeziorach i przez to odwodniono niektóre tereny. Jezior tych na terenie Pojezierza Mazurskiego, tj. w dawnych Prusach Wschodnich było w XII w. ponad 2000, przed wojną zaś wskutek osuszenia pozostało ich 300. Poza tym wykonano tu szereg zaopatrzonych w studzienki kontrolne rurociągów krytych, dla odwodnienia małych nizin między pagórkami.

Na całym terenie Ziemi Odzyskanych spotykamy wykonane drenowania. Jest ich bardzo dużo, przyjmuje się, że około 90% gruntów, które wymagały drenowania, zostało już wydrenowanych.

Ogółem na całym terenie Ziemi Odzyskanych wykonano około 3 500 km wałów przeciwpowodziowych i polderowych, ok. 6 700 km regulacji rzek niespławnych i potoków, ponad 100 000 km rowów oraz 1 300 000 ha drenowań.

Z chwilą przejścia Ziemi Zachodnich przez władzę Polski Ludowej, stan urządzeń melioracyjnych przedstawiał się katastrofalnie. Przyczynił się do tego brak konserwacji w okresie 6 lat wojny. Okupant zużywając wszystkie, będące w dyspozycji środki na produkcję materiałów wojennych, nie miał możliwości przeprowadzenia jednocześnie melioracji. Wskutek tego rowy uległy zamuleniu, zostały pozatykane rurociągi drenarskie. Zasadniczym jednak zniszczeniem uległy urządzenia melioracyjne wskutek działań wojennych, a przede wszystkim na skutek celowego ich niszczenia przez ustępujących hitlerowców. Rurociągi drenarskie zostały poniszczone pociskami artyleryjskimi i rowami przeciwczołgowymi. Rowy melioracyjne zostały uszkodzone przez czołgi. Wały zniszczone przez przeważną część poniszczone. To wszystko spowodowało zanik działania urządzeń melioracyjnych, co z kolei wywołało zalew około 80 000 ha terenów depresyjnych, nieprzydatność znacznej powierzchni do uprawy, zaś na reszcie terenów znaczny spadek żyzności, z powodu pogorszenia się stosunków wodnych.

Odbudowa tych urządzeń była głównym zadaniem planu 3-letniego. W latach 1946—48 wykonano naprawę wałów, odbudowano urządzenia melioracyjne w delcie Wisły oraz wykonano znaczną część renowacji urządzeń na pozostałych terenach Ziemi Odzyskanych. Odbudowę reszty urządzeń z ich modernizacją wykonuje się w ramach planu 6-letniego.

Urządzenia melioracyjne wykonane przed wojną, nie zawsze były rozwiązaniami najlepszymi względnie nawet dobrymi. Złożyły się na to: ówczesny, nie dorównujący dzisiejszemu, stan wiedzy technicznej, pewne dążenie do jak największej ilości robót z pominięciem jakości, a nawet czasem i celowości wykonanych urządzeń, rozwiązanie fragmentaryczne na małych obszarach bez uwzględnienia wpływu tego rozwiązania, często nawet szkodliwego, na terenach przyległych.

Przy regulacji rzek popełniono bardzo dużo błędów. Wykonano dużo przekopów, którymi skracano nadmiernie bieg rzek, zwiększono przez to erozję, spowodowano pogłębienie się dna rzek i obniżenie zwierciadła wody w rzekach, co w skutkach przyniosło obniżenie wód gruntowych na przyległych terenach, przesuszenie tych terenów i pogorszenie stosunków wodnych dla produkcji roślin.

Potoki górskie regulowano i obudowywano w dolnych partiach bez zabudowania u góry, co powodowało zwiększony ruch rumowiska i szybkie niszczenie odcinków uregulowanych, względnie kosztowną ich konserwację.

Trasy rowów i kanałów poprowadzono często nie miejscami odpowiednimi ze względów technicznych, lecz granicami działek poszczególnych właścicieli. Na łąkach a także i gruntach ornych jak np. na żuławach przy ujściu Wisły i Odry, stosowano często gęstą sieć rowów nieregularną co do kierunków i odstępów. Ta sieć mogła spełniać swe zadanie przy gospodarce niezmechanizowanej kapitalistycznej. Obecnie w gospodarce socjalistycznej utrudnia ona, a nawet uniemożliwia, mechanizację upraw polnych.

Stacje pomp na terenach nie depresyjnych wykonywano czasem nie dlatego, że wody nie można było odprowadzić grawitacyjnie, lecz dlatego, że właściciel zabagnionego terenu miał trudności z wykonywaniem czy pogłębianiem kanału odpływowego, który trzeba było prowadzić przez grunty obce, sąsiadów, ci zaś z tych lub innych powodów nie chcieli się na to zgodzić. Poza tym dużo jest stacji pomp parowych przestarzałych i drogich w eksploatacji. Również silniki elektryczne są w przeważnej części zużyte i wymagają wymiany. Silniki elektryczne przy pracy 300 godzin rocznie powinny być wymienione po 15 do 20 latach, gdyż w tym czasie zużywają się zupełnie. Na żuławach

małe stacje pomp, przepompowujące wodę z małych polderów są nieekonomiczne i drogie w eksploatacji, oprócz tego na małych polderach trudna jest racjonalna mechaniczna uprawa gruntów.

Niezbyt udanym rozwiązaniem ochrony od powodzi są żuławy przelewowe. Dostająca się do nich woda powodziowa i przepływająca przez nie w okresie wegetacji niszczy zbiory, a działanie ich na obniżenie fali powodziowej, w stosunku do zajmowanej przez nie powierzchni gruntów, jest dosyć nikłe.

Wykonane liczne drenowania były już przed wojną uznane jako wykonane w 25% wadliwie, a nawet twierdzono, że 75% drenowań wykonanych na gruntach ciężkich zupełnie nie funkcjonuje (Zunker). Przy renowacji nie działających drenowań spotykamy rurociągi założone bez spadków względnie ze spadkami odwrotnymi. Średnice sączków stosowano często 4 cm a nawet mniejsze, co przyczyniło się do szybkiego ich zamulenia. Również średnice zbieraczy są często za małe, co powstało prawdopodobnie wskutek tego, że do wykonanych kierunków dołączono dodatkowo ciągi drenowe, odwodniające sąsiednie pola. Na gruntach wojew. szczecińskiego natrafialiśmy na drenaży na dwu poziomach, jeden system starszy, założony głębiej, drugi późniejszy — założony płycej, oba systemy o różnych kierunkach, przy czym naturalnie wszystkie drenaży pozamulane, pozatykane korzeniami i nie funkcjonujące. Było to wskutek tego, że roboty drenarskie projektowane były i wykonywane (często nawet bez projektów) szablonowo przez niezbyt teoretycznie wyszkolonych nadzorców.

To wszystko powoduje, że przy renowacji i odbudowie zniszczonych urządzeń melioracyjnych musimy być ostrożni. Urządzenia te wymagają bowiem nie tylko odbudowy lecz uzupełnienia, przebudowy i modernizacji.

W szczególności znaczna część osuszonych terenów wymaga nawodnienia, systemy gęstych rowów osuszających wymagają zamiany na systemy drenarskie dla umożliwienia mechanizacji uprawy. Przestarzałe stacje pomp parowych muszą być przebudowane na nowoczesne elektryczne, małe poldery odwodniane małymi stacjami pomp połączone w duże, tańsze w eksploatacji i wymagające mniejszego nakładu pracy i energii.

Na terenie górnego, a częściowo i średniego biegu Odry, nie została całkowicie rozwiązana sprawa ochrony od powodzi. Wykonane wały, zbiorniki przeciwpowodziowe i żuławy przepływowe są niewystarczające do tego celu. W górach sudeckich zdarzają się opady dochodzące do 180 mm w przeciągu 2 godzin (jak w r. 1921). Już opad 150 mm w przeciągu 48 godzin powoduje stan katastrofalny. Powstają wtedy na dopływach górskich Odry i na samej Odrze stany wód, sięgające od 4 — 6 m ponad stany średnie, wody te niszczą pola orne i zapiaszczają łąki. Straty rolnicze wywołane tymi powodziami wynoszą setki milionów złotych. Rozwiązanie zagadnienia ochrony od powodzi wg projektu z r. 1941 polegałoby na wybudowaniu na górskich dopływach Odry 242 małych zbiorników przeciwpowodziowych, magazynujących razem 665 milionów m³ wody. Zbiorniki te, razem z projektowanymi dla celów żeglugi, o pojemności 250 milionów m³, unieszkodliwiłyby falę powodziową. Projekt ten powinien być przeanalizowany i prawdopodobnie część zbiorników należałoby wykonać. Poza tym zmniejszenie fali powodziowej można by uzyskać przy pomocy intensywnego zaśilenia stoków i wykonania rowów chłonnych. Rowy chłonne mają tę zaletę, że koszt ich wykonania jest stosunkowo nieduży i są łatwe do wykonania. Wykonując na 1 ha 100 m rowu chłonnego możemy nim zatrzymać do 30 mm opadu. Rowy te prócz spłaszczenia fali powodziowej, przyczyniają się jeszcze do nawodnienia gleby i mogą służyć w lasach jako zasłony przeciwpożarowe.

Zagadnienie trwałego zabezpieczenia od powodzi jest aktualne także na żuławach gdańskich. Istniejące wały wykonane są przeważnie z materiałów nieodpowiednich, o niedostatecznym przekroju poprzecznym. Trwałe i pewne zabezpieczenie od powodzi może być uskutecznione albo przez wzmocnienie wszystkich wałów, drogą podniesienia ich korony oraz złagodzenia pochylenia skarp, albo przez przegrodzenie Zalewu Wiślanego wałem ziemnym o odpowiednich wymiarach, z wybudowaniem w nim śluzy dla przejścia statków. Przy tym drugim rozwiązaniu zmalałaby znacznie z Zalewu Wiślanym wysokość podnoszenia się wody i fal wywołanych przez wiatry.

Z większych obiektów melioracyjnych, na których wysuwa się zagadnienie ich przebudowy w kierunku stworzenia z nich bazy paszowej i które to prace wykonywane są w ramach planu 6-letniego, to melioracje doliny Środzkiej i doliny rz. Baryczy na terenie woj. wrocławskiego, doliny Warty, Noteci i Obry na terenie woj. zielonogórskiego, Miedzodrza, doliny rz. Reginy i Krapieli na terenie wojew. szczecińskiego, rzeki Łeby na terenie woj. gdańskiego i koszalińskiego, oraz Redy na terenie woj. gdańskiego. Na terenie woj. olsztyńskiego aktualne jest zagadnienie spiętrzenia niektórych jezior i oddania części wody z magazynowanej w tych zbiornikach do nawodnienia torfowisk nad Narwią.

Najważniejszym zagadnieniem, które wybija się na pierwszy plan na Ziemiach Odzyskanych, to należyta konserwacja urządzeń melioracyjnych. Urządzeń tych jest na tych terenach bardzo dużo, odbudowa ich pochłonęła wiele pracy i środków finansowych. Aby nie dopuścić do powtórnego ich zniszczenia muszą one być corocznie konserwowane.

Już Marks stwierdził, że melioracje, które trwale zmieniają fizyczne, a często i chemiczne własności gleby, można uważać za przyswojenie kapitału ziemi. Stopień tych melioracji określają potrzeby ludzi zależne od stopnia ich rozwoju.

Ten kapitał melioracyjny na Ziemiach Odzyskanych jest bardzo wysoki w stosunku do potrzeb ludzi żyjących w ustroju kapitalistycznym. My jednak przechodzimy do wyższego stopnia rozwoju do ustroju socjalistycznego. Tu już na nasze potrzeby wykonane melioracje nie wystarczają. Urządzenia melioracyjne, jak wspomniano wyżej, muszą być zmodernizowane. Ta modernizacja powinna się opierać na najnowszych osiągnięciach nauki, zwłaszcza przodującej nauki radzieckiej, wzorach sąsiadów, a przede wszystkim doświadczeniach własnych.

Podstawą przy prowadzeniu melioracji powinno być prawo Wiliamsa o niezamienności i równoznaczności czynników wzrostu roślin. Zadaniem melioracji powinno być nie tylko uregulowanie warunków wilgotnościowych gleby, lecz związanych z tym warunków przewietrzenia, żyzności i ciepłoty i to w stosunku do potrzeb poszczególnych okresów i faz rozwoju roślin. Stosunek roślin do czynnika wilgoci uzależniony jest od obecności w glebie pozostałych czynników oraz stopnia natężenia w jakim te czynniki występują.

Urodzajność gleby może uzyskać swój najwyższy stopień przy warunku obecności w glebie tych czynników w pewnych optymalnych, a nie maksymalnych ilościach, gdyż maksimum jednego czynnika wskutek, jak to nazwał Wiliams, antagonizmu tych czynników wyklucza obecność pozostałych czynników. Te optymalne ilości wody, powietrza i składników pokarmowych w glebie, a tym samym wywołanie pełnego efektu urodzajności staje się osiągalne jedynie przy utworzeniu struktury gruzelkowej. Jednym ze sposobów utworzenia struktury gruzelkowej jest system trawopolny.

Dlatego też urządzenia melioracyjne powinny być ściśle związane z uprawami i zagospodarowaniem meliorowanych terenów i to w taki sposób, aby otworzyć nieprzerwany i pełny dopływ wszystkich, dla roślin potrzebnych, czynników wzrostu. Należy również uwzględnić leśne pasy ochronne, które wpływają na klimat.

Nauka radziecka daje nam też cenne wskazówki co do urządzeń zapobiegających erozji i zmywaniu gleby oraz unoszeniu pokarmów do rzeki i morza. Wykonane to może być również połączonymi zabiegami agrotechniki i melioracji.

Związek Radziecki daje nam cały szereg nowoczesnych technicznych rozwiązań zagadnień melioracyjnych, jak nawodnienie przy pomocy bruzd czasowych, rowy zakryte systemu prof. Brugastowa, nowoczesne typy deszczowni itp., które powinniśmy wprowadzić na Ziemi Odzyskanej.

Niezależnie od tego powinniśmy śledzić poczynania i osiągnięcia w dziedzinie melioracji u naszego najbliższego sąsiada na zachodzie, w Niemieckiej Republice Demokratycznej, w której występują prawie takie same warunki produkcji roślin jak magazynujących prawie do 100% splywu rocznego, dalej bu- u nas na Ziemiach Zachodnich. Kładzie się tam duży nacisk na budowę przegród dolin i zbiorników wodnych małych, lecz dużej się dużo deszczowni oraz stara się w jak najszerszym za-

kreśle użytkować wody ściekowe z miast i zakładów przemysłowych do nawodnienia i nawożenia użytków rolnych. Omawia się projekty magazynowania wód pod ziemią przez odpowiednie zwiększanie zasobów wód gruntowych.

Najlepsze jednak wskazówki co do kierunków przebudowy, modernizacji i rozwoju melioracji powinny nam dać doświadczenia i prace naukowo-badawcze własne, oparte o dialektyczną metodę studiów. W metodzie tej musimy badać osiągnięcia jakie nam dały wykonane, a tak liczne i różnorodne na Ziemiach Odzyskanych melioracje, następnie ustalać teoretyczne uzasadnienia przyczyn powstania i przebiegu zaobserwowanych zjawisk i na tej podstawie formułować wytyczne do dalszej praktyki.

Stosując melioracje i postępową agrotechnikę będziemy podnosić żyzność gleby i zwiększać produkcję środków żywności. Nasuwa się tu pytanie jak daleko to zwiększanie jest możliwe i czy nie stoimy u kresu możliwości wydobycia z ziemi maksymalnych ilości środków spożywczych dla człowieka.

Otóż budowa rośliny jest w swej istocie pobieraniem kalorii, zamianą energii słonecznej na plony. Na jeden metr kwadratowy powierzchni promieniuje rocznie 800 000 kalorii. Dalecy jednak jesteśmy od wyzyskania całkowitego tej energii. Zboże daje nam, z 1 m² 1600 kalorii, uprawiane od roku 1750 ziemniaki dają nam trzy razy tyle, a uprawiane od początku XIX w. buraki cukrowe dają nam już 6000 kalorii z 1 m². Melioracje i agrotechnika mają tu wiele do zrobienia, gdyż od granicy produkcji tj. od tych 800 000 kalorii z 1 m² jesteśmy jeszcze bardzo oddaleni.

Ta zwiększana stale przy pomocy melioracji i agrotechniki żyzność gleby oraz możliwości wydawnego zwiększenia produkcji rolnej zadają kłam różnym teoriom świata kapitalistycznego, jak teorii Malthusa o przełudnieniu ziemi i niemożliwości uzyskania pożywienia dla wzrastającej ilości ludności, gdyż wzrost produkcji środków żywności jest możliwy w znacznie wyższym stopniu aniżeli przyrost ludności, a granice tego wzrostu środków żywności są jeszcze bardzo dalekie.

Melioracje prócz podniesienia wydajności gruntów użytkowanych rolniczo mają jeszcze drugie zadanie — zdobycie nowych terenów dla rolnictwa. I tu na Ziemiach Odzyskanych czekają na melioranta, w przyszłości dwa olbrzymie przedsięwzięcia, osuszenia Zalewu Wiślanego i Zalewu Szczecińskiego. Są to zaledwie płytkie o dnie utworzonym z namulów naniesionych przez Odrę i Wisłę. Osuszenie tych zalewów może dać nam około 1000 km² bardzo żyznej gleby i o ten obszar zwiększyć powierzchnię naszego państwa.

Marks powiedział niegdyś, że filozofowie opisują świat, lecz sens leży w tym żeby go zmienić. Otóż melioracje są jednym z tych czynników przeobrażających przyrodę i zmieniających świat. Ta zmiana świata odbywa się w kierunku zwiększenia środków żywności w myśl podstawowego prawa socjalizmu — coraz pełniej zaspokajać potrzeby mas pracujących w drodze rozwijania produkcji na bazie najwyższej techniki. I odwrotnie rozwój melioracji na wielką skalę i osiągnięcie najwyższego ich poziomu technicznego jest możliwe tylko w ustroju socjalistycznym. Tylko tu jest możliwa gospodarka planowa, mająca na celu nie interesy jednostki, lecz dobrobyt ogółu i to nie tylko mieszkańców obecnych, ale i przyszłych pokoleń, tylko tu jest możliwe ześrodkowanie wysiłków całego narodu do wykonania rzeczy wielkich i monumentalnych, a melioracje charakteryzują się tym, że wymagają rozwiązania nie na pewnym małym odcinku lecz na dużych kompleksach. Tylko ustrój socjalistyczny zapewnia stały dopływ wszystkich potrzebnych na ten cel środków i zdolny jest przełamać przy wykonaniu swych celów wszystkie powstające przeszkody.

Gigantyczne plany przeobrażenia przyrody, realizowane w Związku Radzieckim, wydawały się niewykonalne, ale ustrój socjalistyczny potrafił przez właściwe nastawienie aparatu i mobilizację sił wykonawczych plany te zrealizować w niesłychanie krótkim czasie. Tak samo i u nas plany i projekty przeobrażenia przyrody będą miały również socjalistyczny rozmach i socjalistyczną wielkość i przy zmobilizowaniu sił wykonawczych narodu będą zrealizowane. Sądzymy, że i na Ziemiach Odzyskanych powinny się to nas stosować słowa Prezesa Rady Ministrów Ob. Bieruta „Nie wolno nam się zadowalać dotychczasowymi osiągnięciami, jest naszym gorącym pragnieniem, aby pozostały po nas dzieła godne naszej wielkiej epoki, godne naszego Narodu“.

DZIAŁ II – PODSTAWY PROJEKTOWANIA

INŻ. ZDZISŁAW MIKULSKI

Hydrologia radziecka w służbie wielkich budowli komunizmu

Historyczne Uchwały Partii i Rządu ZSRR z dnia 20 października 1948 r. o tworzeniu ochronnych pasów leśnych i budowie gigantycznych urządzeń hydrotechnicznych, podjęte z inicjatywy tow. Stalina, rozpoczęły nowy etap w rozwoju kompleksowego wykorzystania niewyczerpanych bogactw wodnych Związku Radzieckiego. Budowa olbrzymich hydrowęzłów Kujbyszewskiego i Stalingradzkiego na Woldze, Kachowskiego na Dnieprze, Cymlańskiego na Donie, Tachia-Taszkiego na Amu Darii, budowa kanałów — Wołgo-Dońskiego, Południowo-Ukraińskiego, Północno-Krymskiego, Stalingradzkiego, Turkmeńskiego i wielkiego systemu melioracyjnego postawiły przed hydrologią radziecką nowe, o niespotykanej w świecie skali, zadania. W złożonym kompleksie problemów stojących przed nauką radziecką w związku z realizacją Stalinowskiego planu przeobrażenia przyrody, problemy hydrologiczne zajmują czołowe miejsce.

Poważny wkład w opracowanie podstaw hydrologicznych wielkich budowli komunizmu i rozwiązywanie naukowych problemów z zakresu hydrologii dał Główny Urząd Służby Hydrologiczno-Meteorologicznej (GUGMS). Długoletnie obserwacje wykonywane systematycznie w dorzeczeniach Wołgi, Dniepru, Donu, Amu Darii i innych były podstawą do opracowania ogólnych schematów zagospodarowania tych rzek oraz dla określenia wymiarów wszystkich obiektów hydrotechnicznych, budowanych na tych rzekach.

I tak np. powstała konieczność szybkiego rozstrzygnięcia szeregu nader skomplikowanych zagadnień hydrologicznych mających duże znaczenie dla projektowania i wykonawstwa wielkich budowli. Do takich zagadnień odnosi się przede wszystkim opracowanie bilansu wodnego dorzeczy, co ma duże znaczenie dla określenia pojemności zbiorników retencyjnych. W związku z tym, istotną się stała znajomość odpływu rzek i to nie tylko dużych, ale i całego szeregu małych cieków znajdujących się w zlewniach poszczególnych zbiorników, bądź przebiegających w poprzek tras projektowanych kanałów. Nader ważną stała się kwestia dokładnego wyliczenia parowania z powierzchni wody, poznania procesów ruchu rumowiska i zamulania zbiorników i wielu innych, niemniej ważnych problemów.

Stworzenie ochronnych pasów leśnych i zadrzewień śródpolnych, łącznie z budową zbiorników i kanałów w stepowych i leśnostepowych regionach europejskiej części ZSRR, wysunęło przed hydrologią radziecką nowy ważny problem oceny możliwych zmian bilansu wodnego dorzeczy i reżimu rzek tego regionu i uwarunkowało powstanie nowego działu nauki — a g r o h y d r o l o g i i.

Powstanie systemów ochronnych pasów leśnych o łącznej długości 5320 km i zadrzewień śródpolnych o powierzchni 5,7 miln. ha, w połączeniu z trawopolnym systemem w rolnictwie, nawodnieniem i odwodnieniem terenów, spowoduje zasadnicze zmiany w bilansie wodnym gleb i w reżimie szczególnie małych rzek. Leśne pasy ochronne, zmniejszające prędkość wiatru, przeszkadzają zdmuchiowaniu pokrywy śnieżnej z pól, ograniczają nadmierne parowanie gleby. Trawopolny system uprawy polepszy strukturę gleby, w wyniku czego zwiększy się jej wodochłonność a tym samym zmniejszy się spływ powierzchniowy i erozja gleb. Nastąpi znaczne wyrównanie przepływu rzek.

Jednakże kwestia ilościowej oceny możliwych zmian bilansu wodnego i reżimu hydrologicznego rzek nie była dotychczas zupełnie opracowana. Z tego powodu po wyjściu historycznego postanowienia Partii i Rządu Związku Radzieckiego Państwowy Instytut Hydrologiczny (GGI) rozpoczął studia naukowe dla ustalania rozmaitych możliwych zmian przepływu rzek w południowej europejskiej części ZSRR, a w pierwszym rzędzie w dorzeczu Donu, gdzie, jak przypuszczano, zmiany te będą najistotniejsze.

Już wstępne prace wykazały, że ilość i jakość istniejących materiałów obserwacyjnych jest jeszcze niedostateczna dla otrzymania obiektywnych i pewnych rezultatów. Dlatego też ważnym etapem w rozwoju badań hydrologicznych dla wspo-

mnianych wyżej zagadnień było zorganizowanie szeregu laboratoriów hydrologicznych i stacji badawczych, głównie na terenach zamierzonych obiektów hydrotechnicznych. Jednym z ważniejszych jest tu Kamiennostepne Obserwatorium Badawcze, studiujące m. in. wpływ zabiegów agrotechnicznych na stosunki przepływu rzek.

Masowa budowa stawów i zbiorników wodnych oraz sieci systemów nawodniających w stepowych regionach ZSRR wysunęła zadanie ścisłego określenia stosunków przepływu małych rzek i okresowych cieków wodnych. Konieczność rewizji norm spływu, określenie maksimów i minimów przepływu, przepływu średniego, przeciętnego i innych zadań hydrologicznych na małych rzekach, wskazywała na potrzebę przeprowadzenia odpowiednich badań naukowych. Zasadniczy wkład do wyjaśnienia tych problemów dały obserwacje na małych rzekach, dokonane w latach powojennych, prowadzonych na specjalnych stacjach badawczych, zorganizowanych przez Władszkie Laboratorium Hydrologiczne. Niedostateczne przestudiowanie małych rzek w znacznym stopniu skompensowane zostało ekspedycyjnymi badaniami hydrologicznymi, rozwiniętymi w rejonach sieci kanałów melioracyjnych.

Gigantyczne zbiorniki budowane w rozmaitych stronach Związku Radzieckiego wymagały rozwoju, przed tym mało znanych problemów w hydrologii. Studia nad reżimem wiatrów, temperaturą i wilgotnością powietrza nad zbiornikami oraz temperaturą wody w zbiornikach były niezbędne dla prawidłowej oceny strat na parowanie z ich powierzchni. Dość powiedzieć, że nieznajomość rozkładu tych elementów w zbiornikach doprowadziła do tego, że obliczenie wysokości parowania ze zbiorników na Woldze wykonane w 1940 r. zanizone było o 50% i tylko badania, przeprowadzone na zbiornikach Rybińskim i Wieleśkowskim pozwoliły skorygować te obliczone wartości.

Badania nad falowaniem, procesami formowania się brzegów zbiorników, formowanie się koryt rzecznych w obrębie cofki zbiornika — wszystkie te problemy rozwiązywane są na podstawie badań ekspedycyjnych i stacjonarnych, na istniejących i tworzących się zbiornikach. Budujące się w ramach ogólnej bazy eksperymentalnej Państwowego Instytutu Hydrologicznego laboratorium rzeczne i hydrofizyczne będzie jedną z ważnych placówek dla wyjaśnienia tych zagadnień.

Zasadnicze zmiany wniesione do reżimu wielkich rzek ZSRR — Wołgi, Dniepru, Donu, Amu Darii, poważnie zaważa na bilansie wodnym mórz — Kaspijskiego, Azowskiego, Aralskiego, limanu Dniepro-Bużskiego. Badanie tych przeobrażeń w świetle nauki i praktyki przedstawia duże zadanie, którego spełnienie należy do obowiązków hydrologii kontynentalnej i oceanologii.

Budowa Głównego Kanału Turkmeńskiego wysunęła zadanie wystudiowania zasobów wodnych rejonów posusznych i pustynnych. Pod wpływem tych kwestii tworzy się nowa dziedzina nauki — h y d r o l o g i a p u s t y n n a. Przeprowadzone już teraz badania istotnie zmieniają dotychczasowe wyobrażenie o bilansie wodnym tych rejonów.

Zmiana reżimu rzek, tworzenie wielkich sztucznych zbiorników, zmiany hydrologiczne całych dorzeczy i bilansu wodnego znacznych terytoriów wysuwają ważne problemy w zakresie prognoz hydrologicznych. Z dużej liczby tych zagadnień trzeba wyodrębnić przede wszystkim prognozę sezonowego i rocznego przepływu rzek, metodykę prognozy zamarzania i topnienia pokrywy lodowej na zbiornikach, intensywności formowania się lodu prądowego, przebiegu fal powodziowych w warunkach uregulowanego reżimu rzeki i wiele innych.

* * *

Pracownicy naukowcy, inżynierowie, technicy i obserwatorzy służby hydrologicznej wnieśli znaczny wkład w budowę i przygotowanie do eksploatacji kanału Wołga-Don. Zespołom instytutów naukowo-badawczych, hydro- i meteorologicznych oraz stacji obserwacyjnych przypadło w udziale rozwiązanie szeregu problemów naukowych, przeprowadzenie ważnych badań ekspe-

dycyjnych i eksperymentalnych oraz zabezpieczenie pod względem hydrologicznym i meteorologicznym projektowania, realizacji i eksploatacji kanału. Przeprowadzone ważne badania ekspedycyjne przyniosły rezultaty, które pozwoliły opracować metodykę obliczenia podstaw hydrologicznych dla szeregu zbiorników zasilających sieć melioracyjną, zgłębić procesy formowania się przepływu i dać podstawy do obliczeń maksymalnych przepływów na małych ciekach wodnych, przecinających trasę kanałów melioracyjnych.

Pracownicy naukowcy Centralnego Instytutu Prognoz (CIP), wspólnie z pracownikami Rostowskiego Urzędu Służby Hydro- i Meteorologicznej, zapewnili osłonę hydrologiczną i meteorologiczną budowy kanału Wołga-Don i hydrowęzła Cymłańskiego poprzez krótko- i długoterminowe prognozy reżimu wodnego Doru i Wołgi. Specjalnie ważne znaczenie miały prognozy pojawiania się wód wielkich, które wykorzystywano dla obliczeń napełniania zbiornika Cymłańskiego.

Wiosną 1951 r. opracowano specjalną prognozę maksymalnych stanów i przepływów wody wiosennej na Donie, która to woda była bliska najwyższej dotychczas zaobserwowanej. Dokładna sprawdzalność prognozy i wczesne uprzedzenie o wystąpieniu fali powodziowej pozwoliły kierownictwu budowy odpowiednio w porę przygotować się do przepuszczenia wielkich wód przez jeszcze w tym czasie nie zakończone urządzenia odciążające zapory Cymłańskiej, nie przerywając przy tym normalnej pracy przy budowie. Również w okresie napełniania zbiornika, prognozy te spełniły bardzo ważną rolę.

Oprócz wymienionych instytucji poważny wkład dało tu Główne Obserwatorium Geofizyczne im. Wojejkowa, Państwowy Instytut Oceanograficzny i szereg innych.

Istotne znaczenie dla badań naukowych posiada, zorganizowane Uchwałą Rządu, Cymłańskie Obserwatorium Hydrometeorologiczne. Podstawowym zadaniem Obserwatorium jest zgłębianie reżimu zbiornika i mikroklimatu okolicy w celu otrzymania charakterystyk elementów reżimu i naukowego uzasadnienia obliczenia tych charakterystyk przy eksploatacji zbiornika.

Uwzględniając fizyko-geograficzne właściwości rejonu zbiornika, szczególnie praktyczny interes z punktu widzenia obsługi hydrologiczno-meteorologicznej zainteresowanych w eksploatacji zbiornika instytucji zajmuje się następującymi zagadnieniami:

- bilans wodny zbiornika,
- mikroklimat i klimat lokalny,
- reżim termiczny i lodowy zbiornika,
- procesy falowania i formowania się łożyska zbiornika.

Dużą rolę w opracowaniu metod określenia reżimu zbiornika gra sieć stacji ewaporymetrycznych i eksperymentalne studia parowania z powierzchni wody, przeprowadzone przez laboratoria naukowo-badawcze — Wajdajskie i Dubowskie.

Określenie bilansu wodnego zbiornika, znajdującego się w strefie niedostatecznego uwilgotnienia, przedstawia ogromne praktyczne i naukowe zagadnienie. Obliczone wartości powinny być podstawowym materiałem dla należytego gospodarczego wykorzystania zbiornika. Polepszenie metod określenia poszczególnych składników bilansu wodnego zbiornika pozwoli efektywnie wykorzystać zasoby wodne zbiorników na Wołdze, Donie, Dnieprze, Amu Darii i innych rzekach.

Zadaniem obserwatorium jest ustalić następujące składniki bilansu wodnego zbiornika:

- dopływ wody do zbiornika i opady na powierzchnię zbiornika,

- przepływ przez urządzenia siłowni (śluzę, przelewy, unusty),
- pobór wody przez kanał Wołga-Don i sieć nawodniającą,
- parowanie z powierzchni zbiornika,
- straty wody na przesiąkanie i dopływ wód podziemnych.

Poznanie mikroklimatu zbiornika i jego otoczenia przedstawia duże specjalne zagadnienie dla rolnictwa i leśnictwa oraz dla urządzania miejsc wypoczynkowych i terenów sportowych, a także może być pomocne przy obliczaniu parowania. Obserwatorium Cymłańskie prowadziło badania mikroklimatyczne przez cały czas budowy i napełniania zbiornika, otrzymując nader ciekawe i wartościowe wnioski, które wykorzystane będą przy projektowaniu nowych zbiorników. Obecnie badania te przeprowadza się na szeregu posterunkach położonych na brzegach i posterunkach pływających na środku zbiornika.

Wyniki wszystkich prac naukowo-badawczych będą skierowane na podwyższenie efektywności eksploatacji zbiornika Cymłańskiego i innych zbiorników, budowanych w rejonach pousznych, w ramach planu przeobrażenia przyrody.

* * *

Przytoczone przykłady wskazują, jak skomplikowane i różnorodne są zagadnienia praktyczne wysuwane przed nauką hydrologii przez wielkie budowle komunizmu. Nader ważne jest, aby na tym nowym etapie rozwoju hydrologii uczeni — hydrologowie, w swej pracy nie odrywali się od praktyki i nie odchodzili do oderwanych od życia schematów abstrakcyjno-teoretycznych.

Radziecka nauka hydrologii przeżyła sławną drogę swego rozwoju. Odziedziczywszy po carskiej Rosji tylko oderwane, przypadkowe i nieogólnione wiadomości o niektórych rzekach, przedstawia się obecnie jako samodzielna nauka, która szybko zdołała pokonać w sobie prostacki formalizm i oprzeć się na rzetelnych podstawach naukowych.

Poznawszy marksistowsko-leninowską teorię, doskonaląc metody badań naukowych, skupia hydrologia radziecka szczególną uwagę na rozwiązywaniu problemów najściślej związanych z potrzebami gospodarki wodnej. Twardo zwalcza elementy akademizmu, dążenie do badań abstrakcyjnych, które nie zabezpieczają twórczego bezpośredniego udziału naukowców w wykonaniu ważnych zadań praktycznych.

Obecnie hydrologia radziecka przeżywa mocne twórcze podniesienie, uwarunkowane wielkością zadań budownictwa wodno-gospodarczego, urzeczywistniającego się w Związku Radzieckim. Jednocześnie z rozwojem szeregu poprzednio istniejących kierunków w nauce hydrologicznej tworzą się nowe dziedziny, którym dano zabezpieczyć potrzeby Stalinowskiego planu przeobrażenia przyrody.

Hydrologia radziecka okazała się w zupełności przygotowana do rozstrzygania skomplikowanych problemów naukowych, postawionych przed nią przez wielkie budowle komunizmu. Twórczy osąd problemów naukowych i wyrównywanie istniejących braków będą sprzyjały dalszemu jej rozwojowi.

Troska Partii i Rządu o rozwój służby hydrologicznej i stworzenie odpowiednich warunków rozwojowych są rękojmią tego, że te skomplikowane, o nie spotykanej dotychczas w świecie skali, problemy będą przez radzieckich hydrologów w pełni rozwiązane.

LITERATURA

„Izwestia Akademii Nauk — Otdielenie Tieshnicheskich Nauk“, nr 4/52. „Mieteorologia i Gidrologia“, nr 2, 8, 11/52.

INŻ. KAZIMIERZ MAJEWSKI

Nowy sposób nawodniania w Związku Radzieckim

Klimat Polski, a w szczególności ilości opadów atmosferycznych, wahających się od poniżej 500 mm do 1600 mm/rok, stwarzałyby wszelkie niezbędne warunki dla uzyskania wysokich zbiorów w gospodarstwie rolnym, gdyby całą ilość tych opadów można było wykorzystać dla rolnictwa. Niestety jednak tylko część ich zasila warstwy gruntów urodzajnych, skąd wodę mogą czerpać uprawiane rośliny zbożowe, okopowe i łąkowe. Dlatego też nie tylko uprawy łąkowe, ale również i kultury na gruntach ornych cierpią często na brak wilgoci.

Założenie w planie 6-letnim wzrostu pogłowia bydła w r. 1955 o 49% w stosunku do 1949 r. spowodowało konieczność zwró-

cenia szczególnej uwagi na wzrost bazy paszowej. Konieczność intensyfikacji gospodarki na użytkach zielonych spowodowała, że w coraz to większym zakresie stosowane jest nawodnienie łąk. Coraz to liczniej realizowane są projekty kompleksowych rozwiązań projektów melioracji gruntów uprawnych całych dolin rzecznych. Przykładem tego są chociażby prace prowadzone w dolinie rz. Biebrzy, na bagnie Kuwasy w woj. białostockim, na łąkach Bilsko-Dorohucza w woj. lubelskim, w dolinie rz. Ner w woj. łódzkiej, w dolinie rz. Warty, Noteci, Odry i wielu innych. Dotychczasowe efekty gospodarcze tych robót pozwalają twierdzić, że problem zapewnienia bazy paszowej wszedł na właściwe tory.

Jednakże sprawa nawodnień gruntów ornych jest jeszcze w dalszym ciągu otwarta. Wymaga ona właściwego ustawienia, aby założenia planu 6-letniego, przewidujące w 1955 r. wzrost wydajności z 1 ha gruntów ornych o 41% w stosunku do 1949 r., mogły być pewnie zrealizowane.

Same zabiegi agrotechniczne, mimo stosowania nowoczesnych narzędzi rolniczych dla uprawy ziemi, wprowadzenia wysoko wydajnych gatunków zbóż, skutecznych sposobów walki z chwastami i chorobami roślin oraz stosowania w coraz to większym zakresie nawozów mineralnych nie zapewnią realizacji przyjętych założeń, o ile nie będą zapewnione optymalne warunki wilgotności gleby.

W świetle tych założeń należałoby rozważyć możliwość stosowania nawodnień gruntów ornych w coraz to większym zakresie. Wprawdzie nawodnienie to napotykać będzie na poważne trudności, wynikające przede wszystkim z zapewnienia właściwej eksploatacji wykonanych urządzeń nawodniających, tym niemniej nie może ono hamować rozwoju tego zagadnienia. Dotychczasowe systemy nawodnienia (system bruzdowy, smużny, zalewowy dla niektórych roślin) nie tylko są dla gospodarki rolnej bardzo pracochłonne, ale i wymagają fachowej obsługi, co np. w warunkach gospodarki indywidualnej jest bardzo utrudnione.

Dlatego też warto zastanowić się nad możliwością zastosowania takiego systemu nawodnienia, który by pozwalał na ograniczenie do minimum ilości potrzebnej wody oraz na jak najtańszą i jak najprostszą eksploatację wybudowanych urządzeń.

Jak wyżej podano, ilość opadów średnio w Polsce wynosi ok. 600 mm, tj. ok. 6000 m³ wody na 1 ha. Ta ilość wody byłaby w zasadzie dostateczna dla uzyskania wysokich i stałych zbiorów, gdyby nie to, że tylko część opadów zasila zapasy wody w glebie, które wykorzystują rośliny. Znaczna część opadów a) spływa z pól w postaci odpływu powierzchniowego, b) bezużytecznie paruje z gleby, c) przesiąka do głębszych warstw ziemi, bez wykorzystania przez rośliny.

Spływ wód opadowych po powierzchni jest największą stratą dla rolnictwa. Szczególnie silnie występuje on przy gwałtownym tajaniu śniegu oraz przy deszczach o dużym natężeniu lub długotrwałych. Spływ powierzchniowy powstaje na skutek tego, że szybkość przesiąkania wody do gleby następuje daleko wolniej, aniżeli proces gromadzenia wody na powierzchni ziemi (deszcz, tajanie śniegu). Potrzebna dla racjonalnej gospodarki rolnej woda spływa daleko od terenów, na których wystąpiły opady i gdzie może być niezbędna dla zwiększenia urodzajów. Wielkość bezużytecznego odpływu w ciągu roku jest oczywiście uzależniona od ilości opadów. Dla opadu średniego Polski (600 mm) spływ ten wynosi około 200 mm, czyli że każdy ha gruntu traci około 2000 m³ wody.

Gdyby ta ilość wody została zatrzymana i doprowadzona do gleby, to wytworzony zapas wody zabezpieczyłby jej optymalną wilgotność, warunkującą wysoki urodzaj.

Niestety, obecnie stosowane systemy nawodnień nie pozwalają na zatrzymanie i wykorzystanie spływu powierzchniowego w miejscu jego powstawania. Odwrotnie wszystkie urządzenia wodno-melioracyjne polegają na wykorzystaniu wód z rzek lub specjalnie budowanych zbiorników. Licząc, że spływ powierzchniowy jest zjawiskiem nieuniknionym, obecne zabiegi przy wykorzystaniu wód do nawodnienia wymagają bardzo kosztownych urządzeń, jak budowa piętrzeń, złożonych systemów kanałów, bruzd itp. Przy budowie nie zwracamy właściwie uwagi, że właśnie dzięki tym urządzeniom doprowadzamy prawie takie ilości wody do nawodnienia, jakie tracimy przy nie zatrzymanym spływie powierzchniowym. Jeżeli dodamy do tego, że zwykle w urządzeniach nawodnianych tracimy około 50% w kanałach i na budowach piętrzących, nie mówiąc już o stratach powstałych przez parowanie w zbiornikach, to musimy dojść do przekonania, że wykorzystanie spływu powierzchniowego w miejscu jego powstawania ma ogromne znaczenie dla gospodarki rolnej, a więc i dla gospodarki ogólnonarodowej.

Na zagadnienie możliwości wykorzystania spływu powierzchniowego w miejscu jego powstawania zwrócił uwagę radziecki hydrotechnik prof. W. A. Szaumian w swoim artykule, publikowanym w nr 4 miesięcznika „Gidrotechnika i melioracja” z 1953 r.

Dlatego też warto zastanowić się nad możliwością wykorzystania również w Polsce tego sposobu nawodnień, przede wszystkim dla gruntów ornych.

Zastosowanie na szeroką skalę nawodnień gruntów ornych, łącznie z innymi zabiegami agrotechnicznymi, pozwoli na peł-

niejszą realizację zadań stawianych w odniesieniu do wzrostu produkcji rolnictwa. Wyniki badań wzrostu produkcji owsa, uzyskanego w Związku Radzieckim przez Kuźniecką stację doświadczalną (okręg pienzeński), potwierdzają to twierdzenie (tabl. I).

TABLICA I

Rodzaj zabiegów agrotechnicznych	Urodzaj owsa w q/ha
Orka jesienna w poprzek spad	16,5
Orka jesienna w poprzek spad + zatrzymywanie śniegu	19,8
Orka jesienna w poprzek spad + zatrzymywanie śniegu + zatrzymywanie wód z tajania śniegu i deszczów	24,5
Orka jesienna w poprzek spad + zatrzymywanie śniegu + zatrzymywanie wód z tajania śniegu i deszczu + nawozy mineralne	26,7

Jakkolwiek proponowany przez prof. W. A. Szaumiana sposób nawodnień może być zastosowany tylko w pewnych warunkach terenowych, tym niemniej może on mieć wpływ na intensyfikację naszego rolnictwa.

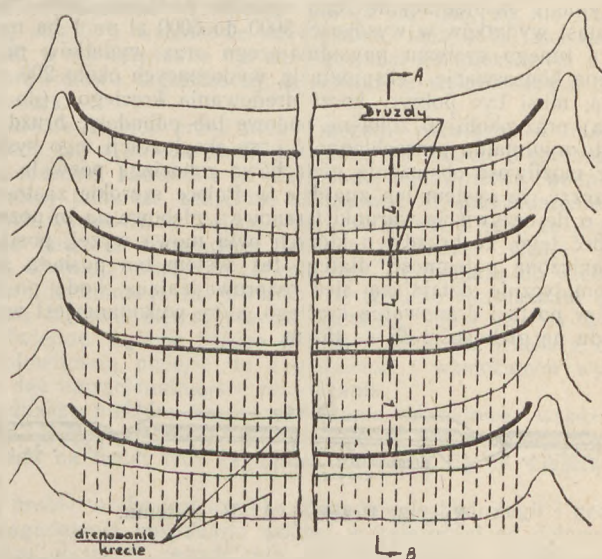
Jak wiadomo, wielkość spływu powierzchniowego zależy od:

- intensywności tajania śniegu lub natężenia deszczu,
- ilości opadów w pewnym okresie czasu i ilości wód z tajania śniegu,
- wilgotności gleby i jej stanu, a mianowicie: spulchnienia, struktury, przemarzania, pokrycia roślinnością itd.,
- spadku terenu.

Oczywiście jasne jest, że im większa intensywność tajania śniegu oraz większe natężenie deszczu, a mniejsza chłonność gleby oraz większe spadki terenu, tym większy będzie spływ powierzchniowy. Naruszenie tych warunków spowoduje mniejszy lub większy spływ powierzchniowy.

Z tego wynika, że dla pełnego wykorzystania powstającego spływu należy wykonać takie urządzenia, aby gwarantowały one stopniowe i odpowiednio szybkie wsiąkanie wody.

Prof. Szaumian proponuje wykonanie sieci nawodniającej, składającej się z urządzeń zatrzymujących spływ powierzchniowy oraz rozdzielającej go w obszarze nawodnianym. Proponuje on mianowicie wykonanie bruzd w poprzek spad, połączonych ze sobą drenowaniem krecim, tak jak to wskazuje rys. 1. Fakt zastosowania drenowania kreciego ogranicza co prawda ten spo-



Rys. 1. Szkic sytuacyjny systemu bruzd i drenów.

sób nawodnienia tylko do gruntów ciężkich lub torfowych, ale tym niemniej powinien on znaleźć możliwie szerokie zastosowanie, ze względu na jego tanią i prostotę urządzeń.

Według tej propozycji, bruzdy, mające za zadanie przechwycenie spływu powierzchniowego, należy wykonywać z niewielkim spadkiem wzdłuż warstwic lub pozostawiać je w ogóle bez spadku. Wymiary poprzeczne tych bruzd powinny umożliwiać prze-

jazd traktorów, siewników, kombajnów i innych narzędzi rolniczych, tj. nie hamować i nie utrudniać gospodarki rolnej.

Głębokość bruzd należy stosować $h = 30 - 40$ cm, skarpy bardzo łagodne o nachyleniu od 1 : 3 do 1 : 8. Szerokość dna bruzdy powinna być uzależniona od intensywności spodziewanego spływu powierzchniowego i rodzaju, stosowanego przy uprawie gruntu, sprzętu mechanicznego, i wynosi zazwyczaj $b = 0,3 - 1,0$ m i więcej w zależności od potrzeb. Przekrój poprzeczny bruzdy (rys. 2) może być trapezowy, paraboliczny lub jakiegokolwiek inny, byleby spełniał swoje zadanie zatrzymania



Rys. 2. Przekrój poprzeczny bruzdy.

spływu powierzchniowego i nie utrudniał pracy maszyn rolniczych. Ponadto głębokość i przekrój poprzeczny bruzdy nie mogą być przeszkodą dla obsiewu jej tą rośliną, jaka posiana została na pozostałej powierzchni uprawianego pola. Dla uniknięcia wypływania wody z bruzdy, zakańcza się ją prostopadłe do terenu.

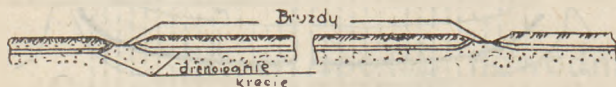
Usytuowanie bruzd wzdłuż warstwic i ich zakończenie pionowe pozwala całkowicie na przychwytywanie spływu powierzchniowego z wyżej położonych obszarów gruntu.

Rola i przeznaczenie bruzd ogranicza się nie tylko do zatrzymywania spływu powierzchniowego, ale wyraża się również i w tym, że po nagromadzeniu wody rozdzielają ją równomiernie na całej swojej długości. Jest to o tyle ważne, że dopływ wody do bruzdy, na skutek nierówności terenu, będzie praktycznie w jednym miejscu bardziej, a w drugim mniej intensywny.

W ten sposób wykonane bruzdy spełniać będą następujące funkcje:

- zbiorników gromadzących wodę powierzchniową,
- budowli piętrzących, kanałów nawodniających,
- bruzd rozlewowych doprowadzających wodę na powierzchnię nawodnianą.

Zaletą tego systemu, poza prostotą urządzeń nie wymagających konieczności posiadania fachowej obsługi do eksploatacji, jest uniknięcie strat występujących zawsze przy innych znanych i stosowanych sposobach nawodnienia. Niewielkie koszty inwestycyjne i eksploatacyjne tego systemu podnoszą jego zalety. Zamiast wydatków w wysokości 5000 do 6000 zł na 1 ha na budowę innego systemu nawodniającego oraz wydatków na coroczną konserwację i eksploatację, wynoszących około 200 zł na 1 ha, musi być pokryty koszt drenowania kreciego (do 1500 zł/ha) oraz około 40 zł/ha na budowę lub odbudowę bruzd. Ponadto minimalna pracochłonność przy eksploatacji tego systemu oraz możliwość obsłużenia niefachową robocizną pozwala przypuszczać, że system ten znajdzie w Polsce szerokie zastosowanie, o ile oczywiście warunki terenowe i glebowe na to pozwolą. Wobec tego, że bruzdy, o których była mowa wyżej, posiadają ograniczoną pojemność, dlatego też system ten posiada swoją automatycznie działającą sieć rozprowadzającą wodę po terenie, w postaci drenowania kreciego, które wykonane jest wzdłuż spadku na głębokości 35 — 45 cm.



Rys. 3. Przekrój A—B systemu.

Oba końce drenów łączy się z bruzdą, tak jak pokazano na rys. 2 i 3, albo przechodzą one na niewielkiej głębokości pod dnem bruzdy.

W drugim przypadku woda z bruzd dostaje się do drenów przez specjalny rowek wykopany w dnie bruzdy, albo drogą filtracji przez spulchnione dno. Rozstawa drenów może wynosić około 0,5 — 1 m, w zależności od ich średnicy i odległości między bruzdami. Stosowana zwykle średnica drenów wynosi 6 do 10 cm. Długość ich, a w związku z tym i rozstawa bruzd może wynosić 100 do 200 m.

Prof. W. A. Szaumian w następujący sposób wyjaśnia działanie tego systemu.

Woda spływająca z powierzchni ziemi zbiera się w bruzdach, skąd automatycznie rozdzielana jest do sieci drenowania kreciego, a za jego pośrednictwem na całą szerokość pasa pola, położonego pomiędzy dwiema sąsiednimi bruzdami. Woda przenikając przez sączki wsiąka w glebę, a w przypadku jej nasycenia nadmiar spływa do niżej położonych bruzd, skąd znów dostaje się do sączków itd., aż do ostatniej bruzdy.

W ten sposób każdorazowo powstający spływ powierzchniowy jest przechwytywany przez bruzdy, a przez sączki wykorzystany dla nasycenia gleby wodą. W przypadku większej ilości spływu powierzchniowego może powstać pewien nadmiar wody, który spowodowałby zabagnienie gruntu. Dlatego też dla zabezpieczenia się przed tym, a jednocześnie dla uniknięcia bezużytecznego spływu, można w tych przypadkach kierować wodę przy pomocy specjalnych grobelek do istniejących zagłębień terenu. W okresie kiedy spływu powierzchniowego nie będzie, woda może być użyta stąd dla nawodnienia niżej położonych terenów.

W ten sposób wody z deszczów nawaalnych, które zwykle przynoszą raczej szkody niż korzyści, będą mogły być wykorzystane do nawodnień. W zwykłych warunkach woda z deszczów takich szybko spływa po powierzchni pola, przynosząc niekiedy znaczne szkody w gospodarstwie rolnym.

Dla pełnego wykorzystania jesienno-zimowych spływów powierzchniowych, bruzdy i drenowanie krecie najlepiej wykonywać jesienią.

Niezależnie od tego, że system ten pozwala na najwydajniejsze wykorzystanie spływu powierzchniowego, może on być również włączony do systemu nawodnienia regulowanego, ze zbiorników wodnych lub piętrzeń na rzecze. Włączenie takie do normalnej sieci nawodniającej zabezpieczy doprowadzenie wody w lata suche, kiedy ilość opadów może okazać się niewystarczająca. Wszystkie więc dotychczasowe sposoby nawodnień powinny dawać możliwość zastosowania również systemu wg prof. Szaumiana, dla pełniejszego wykorzystania wód opadowych, zmniejszenia nakładów na budowę, konserwację i eksploatację wykonanych urządzeń wodno-melioracyjnych.

Proponowany przez prof. Szaumiana sposób nawodnienia może być szczególnie dobrze wykorzystany na gruntach drenowanych. Niewątpliwie wywrze on dodatni wpływ na zwiększenie wydajności tych gruntów, drogą niewielkich dodatkowych nakładów na wykonanie bruzd i drenowania kreciego.

Wreszcie na zakończenie należy podkreślić, że wykorzystanie spływu powierzchniowego do nawodnień pozwoli jednocześnie rozwiązać szereg innych ważnych zadań dla gospodarki wodnej, a mianowicie:

- nagromadzenie wilgoci w glebie na wyższych miejscach terenu, dla stworzenia koniecznych zapasów wody dla roślin,
- usunięcie wód powierzchniowych z niżej położonych części gruntów, często zabagnionych, a tym samym zmniejszenie zawilgocenia gruntów,
- znaczne zmniejszenie objętości wód powodziowych (zwiększenie retencji), a tym samym zmniejszenie powierzchni gruntów podtopionych w okresie powodzi.

Wszystkie te problemy mogą być łatwo zrealizowane, o ile warunki terenowe i glebowe pozwolą na wykonanie bruzd i drenowania kreciego w sposób wyżej opisany. Bruzdy, będące pod uprawą i umożliwiające pracę sprzętu mechanicznego, nie hamują w niczym rozwoju gospodarki rolnej. Przeciwnie, razem z drenami zabezpieczają one pełniejsze wykorzystanie opadów atmosferycznych, likwidują brak wody w wyższych partiach terenu, a w przypadku nasycenia gleby wodą, regulują odpływ jej nadmiaru do rowów odwodniających.

Taki system nawodniawo-odwodniający może w pełni być stosowany na bagnach, jak i na gruntach zabagnionych. Całkowicie gwarantuje on odwodnienie gruntów drogą zrzutu nadmiaru wody, a w przypadku włączenia go do innego systemu nawodnienia, zmniejsza straty w urządzeniach nawodniających, a tym samym zwiększa współczynnik działania systemu.

Z tych względów, jak i wyżej podanych, zasługuje on na pełne zastosowanie w odpowiednich warunkach terenowych i glebowych.

INŻ. ANTONI BŁYSKOWSKI

O racjonalne ustalanie założeń wielkiego budownictwa wodno-energetycznego

Stojąc w obliczu wielkich zadań budownictwa wodnego w Polsce, powinniśmy stale uczyć się z osiągnięć ZSRR w tej dziedzinie. Należy przy tym uświadomić sobie w jaki sposób stał się możliwy olbrzymi rozwój hydroenergetyki w tym kraju. Stał się możliwy dzięki wielkiemu zainteresowaniu hydroenergetyką ze strony Partii, Rządu i Wielkich Wodzów Rewolucji Październikowej Lenina i Stalina. Już w pierwszych latach władzy radzieckiej W. I. Lenin wskazywał na konieczność wielkiego budownictwa wodnego.

W 1918 r. w swoim szkicu perspektywicznym „Plan prac naukowo-technicznych” skierowanym do Akademii Nauk, Lenin wykazał konieczność wykorzystania energii wodnej dla zabezpieczenia rozwoju przemysłu w kraju i w tym też roku zaproponował budowę Wołchowskiej elektrowni wodnej w okręgu leningradzkim.

W latach stalinowskich pięćdziesiątka hydroenergetyka Związku Radzieckiego przeszła sławną drogę, zdobywając wielkie doświadczenie i tworząc kadry doświadczonych budowniczych.

W 1940 r. było już w eksploatacji 37 elektrowni wodnych o łącznej mocy 1 500 000 kW. W budowie ponadto były na początku wojny elektrownie o mocy 1 miliona kW. Zbudowano silownie nizinne, jak Dnieprowska i Swińska, silownie o wysokim spiętrzeniu, jak Gizeldowska na Kaukazie i silownie derywacyjne jak Zemoawczalska, Rionska, Baksanska i wiele innych. Zrealizowano również gigantyczne budowle wodne, jak Kanał Białomorsko-Bałtycki im. Stalina i Kanał im. Moskwy.

W latach czwartej pięćdziesiątki nie tylko odbudowano 6 większych siłowni zniszczonych przez działania wojenne, ale zbudowano i oddano do eksploatacji wielkie siłownie jak Szczerbakowska na Woldze, Farchadzka na Syr-Darii, Chramska w Gruzi i inne.

W budowie były siłownie Ust-Kamieniogorska na Irtyszu, Gorkowska na Woldze, Kamska na Kamie i wiele innych. Kontynuowano prace na budowach komunizmu na kanale Wołga-Don i największej siłowni świata — Kujbyszewskiej elektrowni wodnej.

W rezultacie rozwoju budownictwa wodnego udział energii wodnej w ogólnym bilansie energetycznym ZSRR wynosił:

w 1932 r.	5,2% ¹⁾
1940 r.	10,5%
1950 r.	18,0%

Z inicjatywy tow. Stalina w 1950 r. Rząd Radziecki wydał historyczne uchwały o wielkich budowach na Woldze, Donie, Dnieprze i Amu-Darii. Podstawą projektowania budownictwa wodno-energetycznego jest stalinowska zasada o kompleksowym wykorzystaniu zasobów wodnych.

Rzeczony rozwój budownictwa wodnego w Związku Radzieckim opiera się na olbrzymich zasobach, które stawiają ZSRR na pierwszym miejscu w świecie. Zagadnieniom najbardziej racjonalnego i pełnego wykorzystania zasobów wodnych poświęcono znaczną uwagę na XIX Zjeździe Partii.

Produkcja energii elektrycznej w ZSRR wg dyrektyw XIX Zjazdu wzrosła w 1955 r. o 80%, łączna moc wszystkich siłowni powiększyła się w ciągu pięćdziesiątka dwukrotnie, a elektrownie wodnych — trzykrotnie. Dyrektywy przewidują uruchomienie w 1955 r. Kujbyszewskiej elektrowni wodnej o mocy 2,1 miliona kW, co poważnie zasilą rejon centralny i Północ. Przewidziana jest budowa linii przesyłowej o napięciu 400 tysięcy V do Moskwy. W okresie piątego planu pięcioletniego ponadto mają być również zbudowane elektrownie wodne: Kamska, Gorkowska, Mingaczajska w Uzbekistanie i inne, których moc wyniesie około 2 milionów kW. Na szeroką skalę rozwijają się prace przy budowie Stalingradzkiej i Kachowskiej elektrowni wodnej. Rozpocznie się budowę nowych elektrowni wodnych, jak: Czeboksarskiej na Woldze, Wotkinskiej na Kamie, Buchta-mirskiej na Irtyszu i szeregu innych.

XIX Zjazd wskazał również jak kierować realizacją tych prac dla osiągnięcia największych efektów, wskazał na braki i niedociągnięcia i konieczność stosowania krytyki i samokrytyki.

Wezwano instytuty naukowo-badawcze do podniesienia na wyższy poziom prac naukowych, aby w większym stopniu wykorzystać siły naukowe w celu rozwiązania najważniejszych problemów rozwoju gospodarki narodowej.

Najbardziej zdumiewające i pouczające są krytyczne uwagi tow. Malenkowa w stosunku do niektórych dziedzin nauki, tej najbardziej przodującej w świecie nauki radzieckiej.

Tow. Malenkow powiedział: „...Znane dyskusje poświęcone zagadnieniom filozofii, biologii, fizjologii, językoznawstwa, ekonomii politycznej ujawniły poważne luki ideologiczne w różnych dziedzinach nauki. Dyskusje te stały się bodźcem do rozwijania krytyki i walki poglądów i odegrały doniosłą rolę w rozwoju nauki. Rozgromiony został reżim Arakczajewa, który istniał na wielu odcinkach frontu naukowego. Mimo to w szeregu gałęzi nauki nie zlikwidowano jeszcze w zupełności monopolu poszczególnych grup uczonych odsuwających rosące siły, odgradzających się od krytyki i usiłujących rozstrzygnąć kwestie naukowe w drodze administracyjnej. Żadna gałąź nauki nie może rozwijać się pomyślnie w zatęchłej atmosferze wzajemnych pochwów i przemilczania błędów i próby utrwalenia monopolu poszczególnych grup uczonych rodzą nieuchronnie zastój i gnienie w nauce”²⁾.

Kraj, który w taki sposób stawia zagadnienia, odnosi niefortunne w historii zwycięstwa i będzie kroczył pewnie do dalszych zwycięstw.

Budownictwo wodno-energetyczne w Związku Radzieckim jest jednym z ważniejszych elementów gigantycznego planu przeobrażenia przyrody i jest żywym przykładem słów Stalina: „...ludzie poznawszy prawa przyrody, ucząc się z nich i opierając się na nich, umiejętnie zmieniając i wykorzystując je, mogą ograniczyć sferę ich działania, dać niszczycielskim siłom przyrody inny kierunek, odwrócić niszczycielskie siły przyrody na pożytek społeczeństwa”.

* * *

Realizacja Programu Frontu Narodowego — w zakresie budownictwa wodnego — stawia przed nami wielkie i trudne zadania. Naukowcy, inżynierowie i technicy polscy stają w obliczu zagadnień ujarzmienia i wykorzystania sił przyrody i nie mając ułożonej drogi pragną dać jak najlepsze i najbardziej racjonalne rozwiązanie. Trudność polega na tym, że nie chodzi w tej chwili o wycinkowe rozwiązania, lecz o to, aby każdy projekt w tej dziedzinie był rozwiązaniem kompleksowym i aby był prawidłowo umieszczony w schemacie wykorzystania rzeki i dorzecza.

Zadania stojące przed nami możemy rozwiązać w oparciu o przodującą w świecie naukę radziecką i w oparciu o przebogate doświadczenie radzieckie w dziedzinie budownictwa wodnego.

Należy jednakże właściwie zastosować do doświadczenia do naszych warunków w Polsce. Pamiętać należy o tym, że gigantyczne budowle komunizmu, które z podziwem śledzi cały świat, obejmują olbrzymie zlewnie rzek. Porównanie do wielkich budowli komunizmu nie świadczy o tym, że rozwiązania projektowe budowli piętrzących na Dunajcu, Sanie czy na Wiśle są łatwiejsze. Są one bardzo trudne, dlatego też trzeba z całą pieczołowitością podejść do zagadnienia i wzmocnionym wysiłkiem dać najracjonalniejsze rozwiązanie.

Jednakże niektóre nasze rozwiązania projektowe wskazują, że nie idziemy tą drogą. Dyskusje między projektantami i naukowcami na temat tych zagadnień nie toczą się na właściwym torze.

A problematyka jest szeroka. Zagadnienia hydrologii i geologii, zagadnienia gospodarki wodnej w zależności od dobowego wykresu obciążeń, zagadnienia hydrotechniczne, problematyka zagospodarowania przestrzennego z zagadnieniami ochrony przyrody i zabytków kultury, zagadnienia organizacji robót, mechanizacji w naszych warunkach oraz zagadnienia ekonomiczne budownictwa wodnego w ujęciu gospodarki socjalistycznej. Wszystko to wymaga właściwego przedyskutowania celem osiągnięcia racjonalnych rozwiązań w budownictwie wodno-energetycznym.

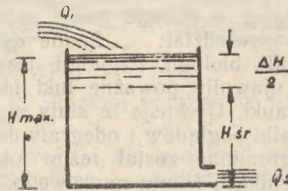
* * *

¹⁾ Dane o budownictwie wodnym zaczerpnięte z Gidrotechnicznego Stroitelstwa.

²⁾ Nowe Drogi. Październik 1952, str. 69.

Jednym z podstawowych zagadnień budownictwa wodnego obok lokalizacji jest zagadnienie pojemności zbiornika wodnego. Pojemność zbiornika wodnego określa wielkość inwestycji i w bardzo wielkiej mierze decyduje o efektach ekonomicznych.

Chcemy w tym artykule omówić bardziej szczegółowo to zagadnienie, gdyż przy projektowaniu wykorzystania rzeki Dunajca stało się ono przedmiotem szerokiej dyskusji. Istnieje cały szereg sposobów określenia pojemności zbiorników, jednakże interpretacja ich jest tak dowolna, że w rezultacie trudno jest otrzymać jednoznaczne rozwiązanie. Spróbujmy więc rozważyć bliżej tę kwestię na schemacie (rys. 1).



Rys. 1. Uproszczony schemat zbiornika

Załóżmy zbiornik o ścianach prostokątnych (dla uproszczenia) o nieokreślonej pojemności, do którego wprowadza się dopływ Q_1 m³/sek i odprowadza się równocześnie Q_2 m³/sek w określonym czasie t , H — wysokość warstwy wyrównawczej zbiornika. Pytanie jest następujące: jak będzie zachowywał się zbiornik lub raczej poziom wody w zbiorniku?

W przypadku, gdy $Q_1 = Q_2$
wtedy $H_{sr} = H_{max}$
 $H = 0$

czyli zwierciadło wody w zbiorniku pozostanie w tych warunkach stałe, tzn. pojemność wyrównawcza w takim przypadku będzie zbędna. Gdy założymy Q_2 zmienne, ale zawsze równe Q_1 , poziom górnej wody pozostaje nadal stały. Tak jest w przypadku siłowni przepływowej, gdzie przelęg turbin Q_2 zależny jest od dopływu naturalnego Q_1 , przy założeniu, że poziom dolnej wody jest niezmienny.

Inaczej przedstawia się zagadnienie siłowni zbiornikowej o wysokim piętrzeniu.

Załóżmy dla uproszczenia rozumowania Q_2 równe średniemu wieloletniemu przepływowi rzeki w określonym przekroju i równe stałemu instalowanemu przepływowi turbin, zaś Q_1 zmienne i równe naturalnemu przepływowi rzeki, ale różniące się w całym rozpatrywanym okresie nieznacznie od Q_2 , wtedy

$$H_{sr} < H_{max}$$

$$H_{sr} = H_{max} - \frac{\Delta H}{2}$$

Pojemność zbiornika potrzebna do zapewnienia wyrównań odpływu Q_2 w rozpatrywanym okresie będzie równa:

$$V = \Delta H \cdot A$$

gdzie A = powierzchnia założonego zbiornika.

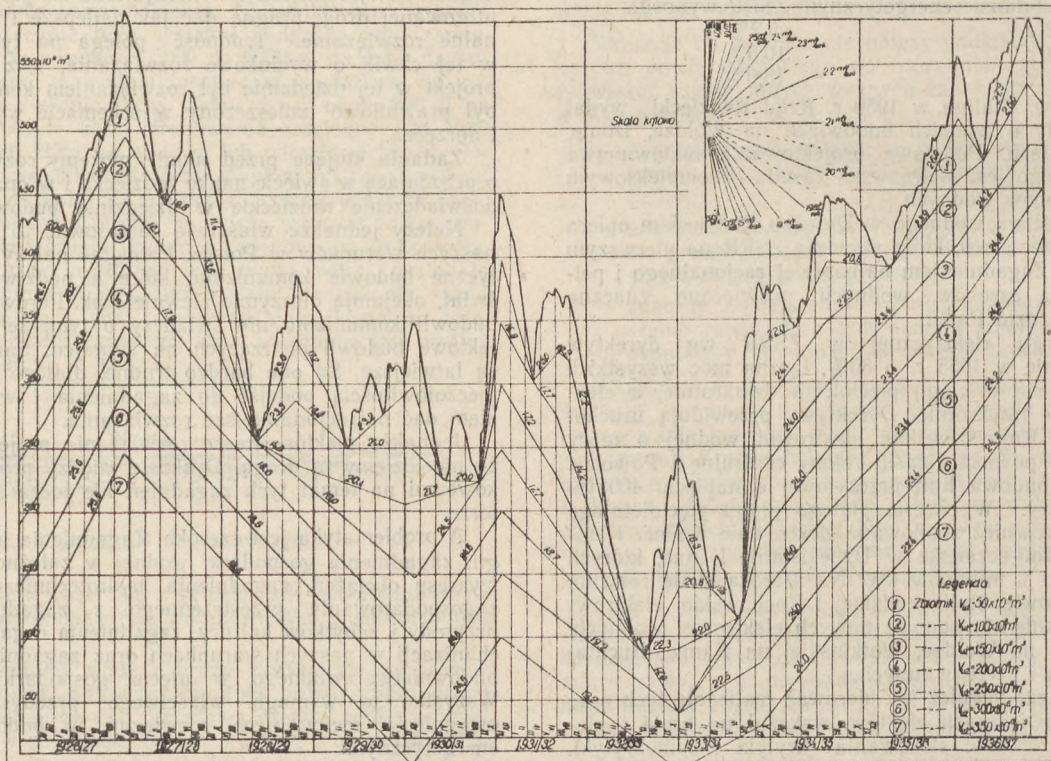
W założonym wyżej przypadku nie trudno zrozumieć, że ΔH będzie niewielkie, gdyż przepływy Q_1 i Q_2 różnią się nieznacznie od siebie.

W założeniu stałej powierzchni A , ΔH i pojemność V są ściśle zależne od różnicy wahań przepływów Q_1 i Q_2 , jak również, rzecz jasna, od czasu ich trwania. Możemy więc stwierdzić, że im większa jest różnica wahań przepływów, jak również im bardziej te wahania są długotrwałe w czasie, tym większa będzie wartość ΔH , a zatem tym większa będzie potrzebna pojemność zbiornika i odwrotnie, im mniejsza będzie różnica wahań i krótszy czas ich trwania, tym mniejsza będzie potrzebna pojemność zbiornika.

Dla przykładu przytoczyć można, że np. dla Bugu o stosunkowo niewielkich wahaniami przepływu, ale długotrwałych (jedna fala wiosenna i długotrwałe stany niskie), potrzebna jest stosunkowo wielka pojemność zbiorników dla wyrównania, zaś dla Dunajca, pomimo stosunkowo wielkich wahań przepływu ale krótkotrwałych (co najmniej jedna fala wiosenna i jedna letnia), jak to wynika z obliczeń, potrzebna jest stosunkowo niewielka pojemność zbiorników.

Pojemność fali wiosennej rzeki Don, której średni roczny odpływ w przekroju zapory Cymlańskiej wynosi 23 miliardy m³, stanowi $\frac{3}{4}$ rocznego odpływu w czasie 2—3 miesięcy. Z tego też powodu obok innych czynników, użyteczna pojemność zbiornika Cymlańskiego wynosi 15 miliardów m³ wody.

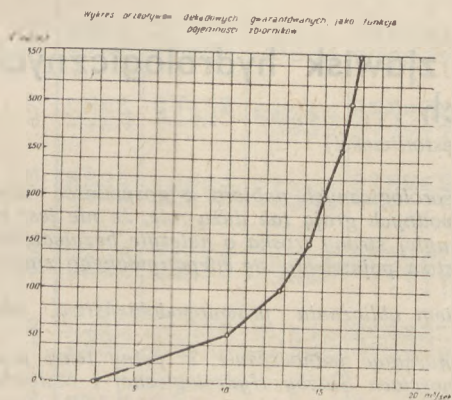
A więc dla określenia racjonalnej pojemności zbiornika należy zbadać dokładnie warunki hydrologiczne rzeki. Określonym warunkom hydrologicznym rzeki odpowiada określona pojemność zbiornika. Twierdzenie to wydawać się może banalne, jednakże aż nader często jest pomijane ze szkodą dla właściwego rozwiązania.



Rys. 2. Gospodarka wodna na krzywej całkowitej

W projektowaniu zbiornika wodnego w Czorsztynie, w oparciu o stosunkowo bardzo dokładny materiał hydrologiczny, przeprowadzono gospodarkę wodno-energetyczną dla siedmiu pojemności zbiorników, rozpoczynając od 50 milionów m^3 w odstępach równych do 350 milionów m^3 , w celu zbadania jaki stopień wyrównania (Q_2 w stosunku do Q_1) osiąga się dla poszczególnych pojemności. Gospodarkę wodno-energetyczną przeprowadzono na krzywej całkowitej (rys. 2) w układzie prostym, dla okresu 30 lat, zakładając otrzymanie maksymalnej produkcji, pod warunkiem zachowania możliwie największego wyrównania przepływów.

Krzywa całkowita jest zwięzłym graficznym obrazem przebiegu zjawisk hydrologiczno-meteorologicznych dla określonej zlewni i określonego przekroju rzeki. Prowadzenie gospodarki wodnej na niej jest przedstawieniem zmian przebiegu przepływów, jakie wprowadza projektowana budowla hydrotechniczna. Dlatego też z największą pieczołowitością należy odnieść się do tej podstawowej części zagadnienia projektowego, zważywszy ponadto, że wprowadzone świadomie zmiany w jednym przekroju rzeki powodują zmiany we wszystkich przekrojach niżej leżących. Stoimy tutaj przed jednym z podstawowych elementów przeobrażenia przyrody. A „W przyrodzie wszystko dzieje się w ostatniej instancji dialektycznie” (Engels „Anty-Dühring”), dlatego nie podobna rozpatrywać żadnego z tych zjawisk bez stosowania metody dialektycznej. Wszystkie inne metody prowadzą do abstrakcji i nieuchronnie prowadzą do błędnych wniosków.



Rys. 3. Wykres przepływów dekadowych gwarantowanych jako funkcja pojemności zbiorników

Osiągnięte zmiany, tj. wyrównanie przepływów dla właściwego wykorzystania energetycznego, siłą rzeczy powodują likwidację lub zmniejszenie fal powodziowych, zwiększenie głębokości żeglownej obok innych efektów.

Ale wróćmy do wykresu krzywej całkowitej. Linie łamane 1, 2, 3, odpowiadające pojemnościom zbiorników 50 — 100 i 150 miln. m^3 , wykazują ciągły wzrost wyrównania przepływów. Linie łamane 4, 5, 6 i 7 już takiego wzrostu nie wykazują i niemal na całej długości wykresu, z wyjątkiem niektórych okresów suszy, są do siebie równoległe, czyli że dodatkowych pożytecznych efektów wyrównania nie ma. Dowodem tego są wykresy załączone na rys. 3 i 4, które wynikły z analizy gospodarki wodnej.

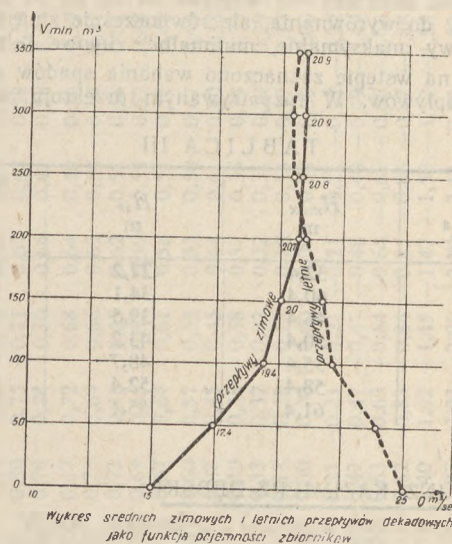
Wykres 3 przedstawia funkcję przepływów gwarantowanych (minimalnych), jako funkcję pojemności zbiornika.

Widzimy z tablicy I, że do pojemności 150—200 milionów m^3 następuje bardzo szybki wzrost dekadowych przepływów mini-

TABLICA I.

$V_{użył.}$ miln. m^3	$Q_{gwar.}$ m^3/sec	Stosunek wyrówn. %	Wzrost %
0	2,9	13,8	—
50	10,0	47,6	33,8
100	12,8	61,0	13,4
150	14,3	68,2	7,2
200	15,2	72,5	4,3
250	15,9	76,0	3,5
300	16,4	78,2	2,2
350	16,8	80,1	1,8
(ok. 1000)	(21,0)	(100,0)	(21,8)

malnych, zaś przy pojemności powyżej 200 milionów m^3 przepływ ten ulega nieznacznym zmianom. Zaznaczyć przy tym trzeba, że gospodarka wodna została prowadzona ściśle według równych zasad dla każdej z wyżej wymienionych pojemności zbiorników.



Rys. 4. Wykres średnich zimowych i letnich przepływów dekadowych jako funkcja pojemności zbiorników

Z wykresu 3 stwierdzić możemy, że istnieje pewna określona pojemność zbiornika, która dla danego przekroju rzeki wprowadza zasadnicze zmiany w warunkach przepływu tej rzeki. Przekroczenie tej pojemności daje minimalne lub w ogóle nie daje żadnych dodatkowych efektów wyrównania.

Przepływ maksymalny również w znacznym stopniu zmienia się jako skutek retencji zbiornika, ale również na skutek znacznego zmniejszenia prędkości postępu fali na zwierciadle zbiornika. Stopnia zmniejszenia przepływu maksymalnego nie można liczyć opierając się na zainstalowanej pojemności zbiornika, ale jedynie na tej pojemności retencyjnej, która w chwili nadejścia fali powodziowej jest do dyspozycji. Ta pojemność jednakże tylko w nieznacznym stopniu jest funkcją pojemności zainstalowanej, natomiast zależna jest głównie od charakterystyki danej rzeki, jak też od instrukcji eksploatacyjnej.

Bardziej wymowny bodajże jest wykres na rys. 4, który przedstawia przebieg zmian średnich przepływów zimowych i letnich, jak wszystkie poprzednie za okres 30 lat. Średni przepływ zimowy naturalny za ten okres wynosi 15 m^3/sec , letni zaś — 25 m^3/sec . Zmiana tego przepływu na skutek budowy zbiornika przedstawiona jest w tabl. II.

TABLICA II

$V_{użył.}$ miln. m^3	$Q_{zim.}$ m^3/sec	Stosunek wyrówn. %	Wzrost %
0	15,0	71,4	—
50	17,4	82,8	11,4
100	19,4	92,4	9,6
150	20,0	95,3	2,9
200	20,7	98,6	3,3
250	20,8	99,0	0,4
300	20,9	99,5	0,5
350	20,9	99,5	0
(ok. 1000)	(21,0)	(100)	(0,5)

Otóż przepływ średni zimowy zmienia się znacznie, przy czym zaznaczyć trzeba, że gospodarka wodna nie była prowadzona z nastawieniem zwiększenia przepływów zimowych i zmniejszenia przepływów letnich, gdyż w takim przypadku można by otrzymać jeszcze znaczniejsze zmiany dla każdego z wymienionych zbiorników.

Zmiana przepływów zimowych jest logicznym wynikiem zmiany warunków przepływu w ogóle w tym przekroju rzeki na skutek budowy zbiorników. I w tym przypadku maksimum efektu otrzymuje się przy charakterystycznej dla tego przekroju pojemności zbiornika.

Wyniki tej ostatniej analizy przeczą całkowicie twierdzeniom, jakoby dla wyrównania przepływów zimowych należało przyjmować dodatkową pojemność zbiornika do pojemności przeznaczonej na wyrównanie wieloletnie. W przyrodzie, jak już zaznaczono wyżej, dzieje się wszystko dialektycznie, dlatego każda pojemność zbiornika bez względu na to, na co ją przeznaczono, służy do wyrównania, ale równocześnie zmienia wszystkie przepływy, maksymalne, minimalne, zimowe i letnie.

Jak już na wstępie zaznaczono wahania spadów dają obraz wahań przepływów. W rozpatrywanym przekroju wahania te

TABLICA III

$V_{\text{użył.}}$ miln. m ³	H_{max} m	H_{sr} m	Stosunek $\frac{H_{\text{sr.}}}{H_{\text{max}}}$
50	32,4	27,2	0,840
100	40,4	34,1	0,845
150	46,4	39,5	0,852
200	50,4	43,2	0,858
250	55,4	48,7	0,880
300	58,4	52,4	0,898
350	61,4	55,1	0,898

PROF. DR INŻ. KAZIMIERZ DĘBSKI

Zakład Budownictwa Wodnego i Hydrologii SGGW

Określanie stopnia prawdopodobieństwa zjawisk hydrologicznych i meteorologicznych

(wyrównywanie krzywych sumowania częstotliwości)

Znajomość stopnia prawdopodobieństwa zjawisk hydrologicznych i meteorologicznych nabiera w gospodarce wodnej coraz większego znaczenia. Wzłędy ekonomiczne w projektowaniu obiektów wodnych grają tak dużą rolę, że nie jest rzeczą obojętną przyjęcie takiej, czy innej wielkości elementu danego zjawiska. Z drugiej strony troska o należyte bezpieczeństwo obiektu stwarza konieczność właściwego określenia stopnia prawdopodobieństwa pojawienia się rozpatrywanego zjawiska hydrologicznego czy meteorologicznego.

Nowa metoda prof. Dębskiego jest istotnym i znacznym usprawnieniem obliczania prawdopodobieństwa, ułatwiającym i poważnie skracającym czas obliczenia.

Niżej podajemy krótki opis metody wraz z przykładem obliczenia, zaznaczając jednocześnie, iż pełny tekst pracy łącznie z uzasadnieniem teoretycznym metody zamieszczony zostanie w „Wiadomościach Służby Hydrologicznej i Meteorologicznej”.

Metoda Fostera powszechnie używana do wyrównywania krzywych sumowania częstotliwości i do obliczania prawdopodobieństwa zjawisk hydrologicznych i meteorologicznych jak przepływów, stanów wody, temperatury, opadów itp. posiada tę niedogodność, że system miar statystycznych oparty jest w niej na wartości średniej arytmetycznej, która jest zbyt czułą miarą, takich ugrupowań, w których dokładność wyrazów skrajnych jest mniejsza od dokładności wyrazów zgrupowanych w pobliżu wartości przeciętnej, i takich ugrupowań, w których odchylenie średnie od średniej arytmetycznej jest duże. W takich przypadkach korzystniej jest oprzeć system miar statystycznych na wartości środkowej, jako wartości przeciętnej.

Poniżej przedstawiono metodę opracowania statystycznego opartą na wyznaczeniu wartości środkowej jako przeciętnej i następnie odchylenia decylowego (dziesiątkowego) jako miary zmienności.

W metodzie tej krzywa sumowania musi przechodzić przez trzy punkty charakterystyczne o odciętych $p = 10\%$, 50% i 90% i rzędnych a_3 (decyl górny), a_2 (mediana), a_1 (decyl dolny).

W pozostałej części wyrównana krzywa sumowania przebiega według linii teoretycznej, której rzędne mogą być obliczone sposobem niżej przedstawionym.

Serie statystyczne i szeregi rozdzielcze

Zbiór wartości zmiennych obserwowanych np. stanów wody tworzy serię obserwacyjną. W celu statystycznego opracowania seria ta powinna być uporządkowana. Przy małej ilości spostrzeżeń formuje się z niej szereg rozdzielczy, w którym poszczególne obserwowane wielkości ustawione są w kolejności ich wartości liczbowych, zwykle od wartości największej do wartości najmniejszej. Gdy spostrzeżeń jest dużo, wtedy cały ich obszar dzielimy na przedziały klasowe i obliczamy liczebność spostrzeżeń w poszczególnych przedziałach. Przedziały

przedstawione są w tabl. III, z której wynika, że wahania przepływów są niewielkie, jak i czas ich trwania, gdyż stosunek $H_{\text{sr.}}/H_{\text{max}}$ leży w granicach od 0,840 do 0,898, zaś górna amplituda ΔH mieści się w granicach od 5,2 m do 6,3 m.

Z analizy obliczeń i wykresów, przepływów gwarantowanych, maksymalnych i zimowych oraz wahań spadów wynika niezbiecie, że z punktu widzenia hydrologicznego największy wzrost efektów osiągamy dla pojemności użytkowej zbiornika rzędu 150 — 200 milionów m³.

Analiza ta daje naukową i techniczną odpowiedź określającą wielkość i celowość inwestycji. Znaczenie tej analizy uwydatnia się, gdy uświadomimy sobie, że różnice w koszcie inwestycji poszczególnych rozwiązań w budownictwie wodnym dochodzą do setek milionów złotych. Obliczenia ekonomiczne, których tutaj nie przytoczono, potwierdzają słuszność rozwiązania technicznego.

Trudno jest w krótkim artykule przedstawić ogrom zagadnień powstających przy opracowywaniu projektu dużej inwestycji wodno-energetycznej, jaką jest np. Czorsztyn. Wskazany został szereg trudności i podane próby ich rozwiązania.

Bardzo pożyteczna byłaby dyskusja na poruszony temat na łamach „Gospodarki Wodnej”, jak również dyskusja na tematy wymienione na wstępie, a nie omówione w niniejszym artykule.

ustawiamy w kolejności ich wartości liczbowych, również najczęściej od największych do najmniejszych. Seria obserwacyjna w ten sposób uporządkowana jest serią statystyczną.

Charakterystykę takich ugrupowań zmiennej wielkości a opieramy na jej trzech wartościach szczególnych, którymi są jej decyl górny a_3 , wartość środkowa a_2 i decyl dolny a_1 .

W szeregu rozdzielczym utworzonym z obserwowanych wartości zmiennej a — 10% spostrzeżeń jest większych od a_3 , 50% jest większych od a_2 i 90% jest większych od a_1 .

Częstotliwość poszczególnych wyrazów szeregu rozdzielczego obliczamy za pomocą równania

$$p\% = \frac{(2m - 1)}{2n} \cdot 100 \quad [1]$$

gdzie oznacza:

m — miejsce wyrazu w szeregu rozdzielczym,

n — ilość wszystkich wyrazów szeregu.

Miejsce decyla górnego obliczamy zatem z równania powyższego po podstawieniu $p = 90\%$

$$m_3 = \frac{n}{10} + \frac{1}{2} \quad [2]$$

Miejsce wartości środkowej obliczymy analogicznie z równania

$$m_2 = \frac{n}{2} + \frac{1}{2} \quad [3]$$

Miejsce decyla dolnego obliczymy z równania:

$$m_1 = \frac{9n}{10} + \frac{1}{2} \quad [4]$$

Znając te szczególne wartości zmiennej a możemy obliczyć miarę zmienności ugrupowania

$$v = \frac{a_3 - a_1}{2} \quad [5]$$

dalej współczynnik zmienności

TABLICA A
Rzędne funkcji skośności $\Phi(s)$ (gdzie współczynniki skośności są dodatnie)

Częstość p %	Współczynniki skośności s																								
	0,0	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20
0,1	2,41	2,58	2,74	2,91	3,08	3,25	3,42	3,58	3,75	3,92	4,08	4,25	4,41	4,58	4,75	4,92	5,09	5,25	5,45	5,59	5,76	5,93	6,09	6,26	6,43
0,2	2,24	2,38	2,53	2,67	2,82	2,96	3,10	3,25	3,39	3,53	3,67	3,81	3,96	4,10	4,25	4,39	4,54	4,68	4,83	4,97	5,11	5,25	5,40	5,54	5,69
0,4	2,07	2,19	2,31	2,43	2,55	2,67	2,79	2,91	3,03	3,15	3,27	3,39	3,51	3,63	3,75	3,87	3,99	4,11	4,23	4,35	4,47	4,59	4,71	4,83	4,95
0,5	2,01	2,12	2,23	2,35	2,46	2,57	2,69	2,80	2,91	3,03	3,14	3,25	3,36	3,48	3,59	3,70	3,82	3,93	4,04	4,16	4,27	4,38	4,49	4,61	4,72
1,0	1,81	1,90	1,99	2,08	2,17	2,26	2,35	2,44	2,53	2,62	2,72	2,81	2,90	2,99	3,08	3,17	3,26	3,35	3,44	3,53	3,63	3,72	3,81	3,90	3,99
2,0	1,60	1,67	1,74	1,81	1,88	1,95	2,02	2,09	2,16	2,23	2,30	2,37	2,44	2,51	2,58	2,65	2,72	2,79	2,86	2,93	2,99	3,06	3,13	3,20	3,27
2,5	1,53	1,59	1,65	1,72	1,79	1,85	1,91	1,97	2,03	2,09	2,16	2,22	2,29	2,35	2,41	2,48	2,54	2,60	2,66	2,72	2,79	2,85	2,91	2,97	3,04
4,0	1,36	1,41	1,46	1,51	1,56	1,61	1,66	1,71	1,76	1,81	1,85	1,90	1,95	2,00	2,05	2,10	2,15	2,20	2,25	2,30	2,34	2,39	2,44	2,49	2,54
5,0	1,28	1,32	1,37	1,41	1,46	1,50	1,54	1,59	1,63	1,67	1,71	1,75	1,80	1,84	1,89	1,93	1,97	2,02	2,06	2,10	2,14	2,18	2,23	2,27	2,32
10,0	1,00	1,02	1,05	1,07	1,10	1,12	1,15	1,17	1,20	1,22	1,25	1,27	1,30	1,32	1,35	1,37	1,40	1,42	1,45	1,47	1,50	1,52	1,55	1,57	1,60
20,0	0,66	0,67	0,68	0,69	0,70	0,71	0,72	0,73	0,74	0,75	0,76	0,77	0,78	0,79	0,80	0,81	0,82	0,83	0,84	0,85	0,86	0,87	0,88	0,89	0,90
25,0	0,52	0,52	0,53	0,54	0,54	0,55	0,56	0,56	0,57	0,57	0,58	0,59	0,60	0,61	0,61	0,62	0,63	0,63	0,64	0,64	0,65	0,66	0,66	0,67	0,67
30,0	0,41	0,42	0,42	0,42	0,43	0,43	0,43	0,44	0,44	0,44	0,45	0,45	0,45	0,46	0,46	0,46	0,47	0,47	0,47	0,48	0,48	0,49	0,49	0,49	0,50
40,0	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,22	0,22	0,22	0,22
50,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
60,0	-0,20	-0,20	-0,20	-0,20	-0,19	-0,19	-0,19	-0,19	-0,19	-0,19	-0,19	-0,19	-0,19	-0,19	-0,18	-0,18	-0,18	-0,18	-0,18	-0,18	-0,18	-0,17	-0,17	-0,16	-0,16
70,0	-0,41	-0,41	-0,40	-0,40	-0,39	-0,39	-0,38	-0,38	-0,37	-0,37	-0,36	-0,36	-0,35	-0,35	-0,34	-0,34	-0,33	-0,32	-0,32	-0,32	-0,31	-0,29	-0,29	-0,28	-0,27
75,0	-0,52	-0,51	-0,51	-0,50	-0,49	-0,48	-0,48	-0,47	-0,46	-0,46	-0,45	-0,44	-0,43	-0,42	-0,41	-0,41	-0,40	-0,38	-0,38	-0,37	-0,35	-0,34	-0,33	-0,31	-0,30
80,0	-0,66	-0,65	-0,64	-0,63	-0,62	-0,60	-0,59	-0,58	-0,57	-0,56	-0,55	-0,54	-0,52	-0,51	-0,50	-0,49	-0,47	-0,45	-0,45	-0,44	-0,41	-0,38	-0,36	-0,35	-0,34
90,0	-1,00	-0,97	-0,95	-0,92	-0,90	-0,87	-0,83	-0,83	-0,80	-0,78	-0,75	-0,73	-0,70	-0,68	-0,65	-0,63	-0,60	-0,57	-0,55	-0,53	-0,50	-0,47	-0,45	-0,42	-0,40
95,0	-1,28	-1,24	-1,20	-1,16	-1,12	-1,08	-1,04	-1,00	-0,96	-0,92	-0,88	-0,85	-0,81	-0,78	-0,74	-0,71	-0,67	-0,64	-0,61	-0,58	-0,55	-0,51	-0,48	-0,45	-0,42
96,0	-1,36	-1,31	-1,27	-1,22	-1,18	-1,13	-1,09	-1,04	-1,00	-0,96	-0,91	-0,88	-0,84	-0,80	-0,76	-0,72	-0,69	-0,65	-0,62	-0,59	-0,55	-0,52	-0,49	-0,46	-0,43
97,5	-1,53	-1,47	-1,41	-1,36	-1,30	-1,25	-1,19	-1,14	-1,09	-1,02	-0,99	-0,94	-0,90	-0,85	-0,81	-0,77	-0,73	-0,68	-0,65	-0,62	-0,58	-0,54	-0,51	-0,47	-0,44
98,0	-1,60	-1,53	-1,47	-1,41	-1,35	-1,29	-1,23	-1,17	-1,11	-1,05	-1,01	-0,96	-0,91	-0,87	-0,82	-0,78	-0,73	-0,69	-0,66	-0,62	-0,58	-0,54	-0,51	-0,47	-0,44
99,0	-1,81	-1,73	-1,65	-1,57	-1,49	-1,42	-1,34	-1,27	-1,20	-1,13	-1,08	-1,02	-0,97	-0,91	-0,86	-0,82	-0,77	-0,72	-0,68	-0,64	-0,60	-0,56	-0,52	-0,49	-0,45
99,5	-2,01	-1,91	-1,81	-1,71	-1,62	-1,53	-1,44	-1,36	-1,28	-1,21	-1,13	-1,07	-1,01	-0,95	-0,89	-0,85	-0,79	-0,74	-0,70	-0,66	-0,62	-0,58	-0,54	-0,50	-0,46

TABLICA B

Rzędne funkcji skośności $\Phi(s)$ (gdzie współczynniki skośności są ujemne)

Częstość p %	Współczynniki skośności $s < 0$																									
	0,0	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	
0,1	2,41	2,26	2,12	1,99	1,86	1,73	1,62	1,51	1,41	1,32	1,23	1,15	1,08	1,01	0,95	0,89	0,83	0,77	0,73	0,69	0,64	0,59	0,55	0,51	0,47	0,47
0,2	2,24	2,11	1,99	1,87	1,76	1,64	1,54	1,45	1,36	1,27	1,19	1,12	1,05	0,99	0,92	0,87	0,81	0,76	0,72	0,68	0,63	0,58	0,54	0,50	0,47	0,47
0,4	2,07	1,96	1,86	1,75	1,66	1,56	1,47	1,38	1,30	1,23	1,15	1,09	1,03	0,97	0,90	0,86	0,80	0,75	0,71	0,67	0,62	0,58	0,54	0,50	0,47	0,47
0,5	2,01	1,91	1,81	1,71	1,62	1,53	1,44	1,36	1,28	1,21	1,13	1,07	1,01	0,95	0,89	0,85	0,79	0,74	0,70	0,66	0,62	0,58	0,54	0,50	0,46	0,46
1,0	1,81	1,73	1,65	1,57	1,49	1,42	1,34	1,27	1,20	1,13	1,08	1,02	0,97	0,91	0,86	0,82	0,77	0,72	0,68	0,64	0,60	0,56	0,52	0,49	0,45	0,45
2,0	1,60	1,53	1,47	1,41	1,35	1,29	1,23	1,17	1,11	1,05	1,01	0,96	0,91	0,87	0,82	0,78	0,73	0,69	0,66	0,62	0,58	0,54	0,51	0,48	0,44	0,44
2,5	1,53	1,47	1,41	1,36	1,30	1,25	1,19	1,14	1,09	1,02	0,99	0,94	0,90	0,85	0,81	0,77	0,73	0,68	0,65	0,62	0,58	0,54	0,51	0,47	0,44	0,44
4,0	1,36	1,31	1,27	1,22	1,18	1,13	1,09	1,04	1,00	0,96	0,91	0,88	0,84	0,80	0,76	0,73	0,69	0,65	0,62	0,59	0,55	0,52	0,49	0,46	0,43	0,43
5,0	1,28	1,24	1,20	1,16	1,12	1,08	1,04	1,00	0,96	0,92	0,88	0,85	0,81	0,78	0,74	0,71	0,67	0,64	0,61	0,58	0,55	0,51	0,48	0,45	0,42	0,42
10,0	1,00	0,97	0,95	0,92	0,90	0,87	0,85	0,83	0,80	0,78	0,75	0,73	0,70	0,68	0,65	0,63	0,60	0,57	0,55	0,53	0,50	0,47	0,45	0,42	0,40	0,40
20,0	0,66	0,65	0,64	0,63	0,62	0,60	0,59	0,58	0,57	0,56	0,55	0,54	0,52	0,51	0,50	0,49	0,47	0,45	0,45	0,44	0,41	0,40	0,38	0,36	0,35	0,35
25,0	0,52	0,51	0,51	0,50	0,49	0,48	0,48	0,47	0,46	0,46	0,45	0,44	0,43	0,42	0,41	0,41	0,40	0,38	0,38	0,37	0,35	0,34	0,33	0,31	0,30	0,30
30,0	0,41	0,41	0,40	0,40	0,39	0,39	0,38	0,38	0,37	0,37	0,36	0,36	0,35	0,35	0,34	0,34	0,33	0,32	0,32	0,32	0,31	0,29	0,29	0,28	0,27	0,27
40,0	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18	0,17	0,17	0,16	0,16	0,16
50,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
60,0	-0,20	-0,20	-0,20	-0,20	-0,20	-0,20	-0,21	-0,21	-0,21	-0,21	-0,21	-0,21	-0,21	-0,21	-0,21	-0,21	-0,21	-0,21	-0,21	-0,21	-0,21	-0,22	-0,22	-0,22	-0,22	-0,22
70,0	-0,41	-0,42	-0,42	-0,42	-0,43	-0,43	-0,43	-0,44	-0,44	-0,44	-0,45	-0,45	-0,45	-0,46	-0,46	-0,46	-0,47	-0,47	-0,47	-0,48	-0,48	-0,49	-0,49	-0,50	-0,50	-0,50
75,0	-0,52	-0,52	-0,53	-0,54	-0,54	-0,55	-0,56	-0,56	-0,57	-0,57	-0,58	-0,59	-0,60	-0,61	-0,61	-0,62	-0,63	-0,63	-0,64	-0,64	-0,65	-0,66	-0,66	-0,67	-0,67	-0,67
80,0	-0,66	-0,67	-0,68	-0,69	-0,70	-0,71	-0,72	-0,73	-0,74	-0,75	-0,76	-0,77	-0,78	-0,79	-0,80	-0,81	-0,82	-0,83	-0,84	-0,85	-0,86	-0,87	-0,88	-0,89	-0,90	-0,90
90,0	-1,00	-1,02	-1,05	-1,07	-1,10	-1,12	-1,15	-1,17	-1,20	-1,22	-1,25	-1,27	-1,30	-1,32	-1,35	-1,37	-1,40	-1,42	-1,45	-1,47	-1,50	-1,52	-1,55	-1,57	-1,60	-1,60
95,0	-1,28	-1,32	-1,37	-1,41	-1,46	-1,50	-1,54	-1,59	-1,63	-1,67	-1,71	-1,75	-1,80	-1,84	-1,89	-1,93	-1,97	-2,02	-2,06	-2,10	-2,14	-2,18	-2,23	-2,27	-2,32	-2,32
96,0	-1,36	-1,41	-1,46	-1,51	-1,56	-1,61	-1,66	-1,71	-1,76	-1,81	-1,85	-1,90	-1,95	-2,00	-2,05	-2,10	-2,15	-2,20	-2,25	-2,30	-2,34	-2,39	-2,44	-2,49	-2,54	-2,54
97,0	-1,53	-1,59	-1,66	-1,72	-1,79	-1,85	-1,91	-1,97	-2,03	-2,09	-2,16	-2,22	-2,29	-2,35	-2,41	-2,48	-2,54	-2,60	-2,66	-2,72	-2,79	-2,85	-2,91	-2,97	-3,04	-3,04
98,0	-1,60	-1,67	-1,74	-1,81	-1,88	-1,95	-2,02	-2,09	-2,16	-2,23	-2,30	-2,37	-2,44	-2,51	-2,58	-2,65	-2,72	-2,79	-2,86	-2,93	-2,99	-3,05	-3,13	-3,20	-3,27	-3,27
99,0	-1,81	-1,90	-1,99	-2,08	-2,17	-2,26	-2,35	-2,44	-2,53	-2,62	-2,72	-2,81	-2,90	-2,99	-3,08	-3,17	-3,26	-3,35	-3,44	-3,53	-3,63	-3,72	-3,81	-3,90	-3,99	-3,99
99,5	-2,01	-2,12	-2,23	-2,35	-2,46	-2,57	-2,69	-2,80	-2,91	-3,03	-3,14	-3,25	-3,36	-3,48	-3,59	-3,70	-3,82	-3,93	-4,04	-4,16	-4,27	-4,38	-4,49	-4,61	-4,79	-4,79

$$c_v = \frac{v}{a_2} = \frac{a_3 - a_1}{2 a_2} \quad [6]$$

z kolei miarę bezwzględną skośności

$$r = a_3 + a_1 - 2 a_2 \quad [7]$$

wreszcie współczynnik skośności

$$s = \frac{r}{v} = \frac{2 (a_3 + a_1 - 2 a_2)}{(a_3 - a_1)} \quad [8]$$

Wartości szczególne a_3 , a_2 , a_1 możemy wyznaczyć bezpośrednio z szeregu rozdziałowego albo też lepiej możemy je odczytywać z wykresu sumowania częstotliwości zbudowanego w podziale prawdopodobieństwa, dla $p = 10\%$, $p = 50\%$ i $p = 90\%$, po odręcznym wyrównaniu naniesionych punktów.

TABLICA C

$p\%$	l	$0,293 l^{2,16}$
0,1	3,090	3,35
0,2	2,878	2,87
0,4	2,651	2,40
0,5	2,575	2,26
1,0	2,326	1,82
2,0	2,054	1,39
2,5	1,961	1,26
4	1,750	0,982
5	1,645	0,859
10	1,282	0,501
20	0,842	0,202
25	0,674	0,125
30	0,524	0,072
40	0,253	0,015
50	0,000	0,000

TABLICA D

S	A	S	A
0	∞	0,95	0,815
0,05	19,99	1,0	0,750
0,1	9,98	1,05	0,690
0,15	6,63	1,1	0,635
0,2	4,95	1,15	0,582
0,25	3,94	1,2	0,533
0,3	3,26	1,25	0,488
0,35	2,77	1,3	0,445
0,4	2,40	1,35	0,403
0,45	2,11	1,4	0,364
0,5	1,87	1,45	0,328
0,55	1,68	1,5	0,292
0,6	1,52	1,55	0,258
0,65	1,38	1,6	0,225
0,7	1,253	1,7	0,163
0,75	1,146	1,8	0,1056
0,8	1,050	1,9	0,0514
0,85	0,965	2,0	0,0000
0,9	0,887		

Równanie rzędnych krzywej sumowania częstotliwości

Do obliczenia rzędnych wyrównanej krzywej częstotliwości służy równanie

$$a_p = a_2 [1 + c_v \Phi(s)] \quad [9]$$

Oznacza tu:

a_p — rzędne krzywej (wartości zmiennej) o dowolnej częstotliwości $p\%$ pojawiania się razem z wartościami wyższymi,

a_2 — wartość środkowa rozpatrywanej zmiennej a , tj. ta wartość, której częstotliwość pojawiania się z wartościami wyższymi zmiennej a jest $p = 50\%$,

$\Phi(s)$ — funkcja współczynnika skośności (tab. A i B),
 c_v — wyżej określony współczynnik zmienności, bezwymiarowy.

Równanie funkcji współczynnika skośności $\Phi(s)$

Gdy współczynnik skośności ma znak dodatni krzywa sumowania częstotliwości w podziale prawdopodobieństwa ma kształt wklęsły ku górze. Asymetria ugrupowania jest dodatnia.

Równanie górnej gałęzi krzywej funkcyjnej opiewa wtedy

$$\Phi_1(s) = \left(\frac{l}{1,282} + 0,293 s l^{2,16} \right) \quad [10]$$

Równanie dolnej gałęzi opiewa

$$\Phi_2(s) = - \left[\frac{l}{1,282} + A - \sqrt{\left(\frac{l}{1,282} \right)^2 + A^2} \right] \quad [11]$$

Gdy współczynnik skośności ma znak ujemny krzywa sumowania częstotliwości w podziale prawdopodobieństwa ma kształt wypukły ku górze. Asymetria ugrupowania jest ujemna.

Równanie górnej gałęzi krzywej funkcyjnej opiewa

$$\Phi_3(s) = \frac{l}{1,282} + A - \sqrt{\left(\frac{l}{1,282} \right)^2 + A^2} \quad [12]$$

Równanie dolnej gałęzi opiewa

$$\Phi_4(s) = - \left(\frac{l}{1,282} + 0,293 s l^{2,16} \right) \quad [13]$$

W równaniach tych oznaczają:

l — odległość od środka układu w podziale prawdopodobieństwa, podana w tablicy C, przy czym odnieść je należy do częstotliwości $p\%$ oraz $(100 - p\%)$,

s — współczynnik skośności, bezwymiarowy,

A — funkcja skośności, równa $\frac{4-s^2}{4s}$ według tablicy D.

TABLICA E

Częstotliwość $p \%$	Funkcja skoś- ności $\Phi (s)$			$C_v \Phi (s)$	$1+C_v$ $\Phi (s)$	Opad P mm	
	Odczytana z ta- blicy dla		interpo- lowana dla			Obli- czony obecnie	Obli- czony wg Fo- stera
	$s=0,10$	$s=0,15$					
0,1	2,74	2,91	2,80	0,657	1,66	1135	1182
1,0	1,99	2,08	2,02	0,475	1,48	1012	1040
5	1,37	1,41	1,38	0,324	1,32	902	916
10	1,05	1,07	1,06	0,249	1,25	855	861
20	0,68	0,69	0,68	0,16	1,16	792	792
30	0,42	0,42	0,42	0,10	1,10	752	745
40	0,20	0,20	0,20	0,05	1,05	718	703
50	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	684	677
60	-0,20	-0,20	-0,20	-0,05	0,95	650	642
70	-0,40	-0,40	-0,40	-0,10	0,90	615	608
80	-0,64	-0,63	-0,635	-0,15	0,85	582	567
90	-0,95	-0,92	-0,94	-0,221	0,78	533	527
95	-1,20	-1,16	-1,19	-0,28	0,72	492	485
99	-1,65	-1,57	-1,62	-0,381	0,62	423	417
99,9	-2,12	-1,99	-2,07	-0,467	0,53	362	356

Przykład zastosowania

Obliczenie częstotliwości opadów rocznych w Krakowie.

(Przykład zaczerpnięty z Hydrologii prof. Rybickiego, Pomianowskiego i Wójcickiego. Część I — Opad — odpływ. Str. 235). Seria obserwacyjna liczy 77 spostrzeżeń.

$$\text{Miejsce decyla górnego } m_3 = \frac{n}{10} + \frac{1}{2} = 8,2$$

W miejscu $m = 8$ opad $a = 857$ mm,
w miejscu $m = 9$ opad $a = 844$ mm,
z interpolacji $a_3 = 857 - 0,2 \cdot 13 = 854,4$ mm
okrągło $a_3 = 854$ mm

Miejsce wartości środkowej

$$m_2 = \frac{n}{2} + \frac{1}{2} = 38,5 + 0,5 = 39$$

W miejscu $m = 39$ odczytujemy z tablicy opad $a_2 = 684$ mm
Miejsce decyla dolnego

$$m_1 = \frac{9n}{10} + \frac{1}{2} = 69,8$$

KAZIMIERZ CHOMICZ

Normy opadowe dla potrzeb kanalizacji miast

Zagadnienie krzywych opadowych jednakowej częstotliwości, stanowiących podstawę do projektowania sieci kanalizacyjnej miast nie zostało w Polsce rozwiązane w sposób jednoznaczny. W artykule pt. „O jednolite normy opadowe przy projektowaniu sieci kanalizacyjnej miast” (Gospodarka wodna nr 3 z 1952 r.) została zwrócona uwaga na rozbieżności stosowanych dotychczas formuł (Lindley, Rożański, Pomianowski, Rosłowski). Formuły te dalyby się sprowadzić do wspólnego wzoru, odpowiadającego paraboli

$$u_{max} = A \cdot t^{0.5} = A \sqrt{t}$$

gdzie u — wysokość opadu w milimetrach, t — czas trwania w minutach, A — współczynnik wydajności.

Pozwoliłoby to na ujednolicenie stosowanych wzorów i ich wzajemne porównanie, co umożliwiłoby z kolei uszeregowanie wzorów według wzrastających natężeń i ich odpowiedni wybór, w zależności od takich czy innych konkretnych wymagań (bezpieczeństwa).

Zachodzi jednak pytanie, jaka jest przyczyna tych rozbieżności i jak powinny wyglądać wzory odpowiadające pewnemu określone prawdopodobieństwu opadu (10% — raz na dziesięć lat, 20% — raz na pięć lat itp.). Odpowiedź na postawione pytanie, odnośnie opadów w Warszawie, jest właśnie tematem niniejszego opracowania.

Przed wszystkim należy w tym celu zdać sobie sprawę z przebiegu samego zjawiska opadu oraz znaczenia i wartości materiałów obserwacyjnych, bez czego rozwiązanie zagadnienia jest niemożliwe. Całość rozważań dałaby się zamknąć w trzech następujących punktach.

1. Początek i koniec każdego opadu są w czasie ściśle określone, jednak zarówno początkowa jak i końcowa faza zjawiska opadowego nie odznaczają się najczęściej większym natężeniem i w związku z tym nie są brane pod uwagę przy determinowaniu czasu trwania opadu ulewnego. Podejście takie jest słuszne, gdyż nam nie chodzi o ustalenie faktycznego czasu trwania opadu i odpowiadającej mu wysokości, lecz o wyznaczenie możliwie dużego opadu w jak najkrótszym czasie. Stąd wniosek, że jeżeli obserwacja daje nam np. opad o wysokości 23,7 mm i czasie trwania 9 minut (17.8.1916 w Warszawie), to należy przez to rozumieć, że „w ciągu 9 minut” spadło „około 23,7 mm”. Mówimy „w ciągu 9 minut” gdyż tak długo trwała faza deszczu ulewnego podlegającego pomiarowi, mówimy „około 23,7 mm”, gdyż zachodzi możliwość, że w początkowej fazie, o bliżej nie określonym czasie trwania, opad mógł być oddzielnie nie mierzony i opad 23,7 mm może być sumą opadów w fazie początkowej i w fazie nas interesującej. Oczywiście nie zmienia to znaczenia ani wartości poczynionej obserwacji, gdyż przy opadach „początkowych” chodzi przeważnie o wysokości rzędu dziesiątych części milimetra (opady rzędu całych milimetrów powinny trafiać się stosunkowo rzadko), co stanowi drobny ułamek wysokości całego opadu i może być nie brane w rachubę (średnie natężenie opadów letnich w Polsce wynosi około 3 mm na godz., opady zaś słabsze wahają się około 1 mm na godz.). Z chwilą zrobienia pomiaru zjawisko opadowe mogło się również nie skończyć, ale natężenie opadu było na tyle słabe, a wygląd nieba na tyle niegroźny, że obserwator uznał za właściwe nie zajmować się dalszym przebiegiem zjawiska.

Na miejscu 69 jest $a = 533$ mm, na miejscu 70 jest $a = 533$ mm. Odczytujemy $a_1 = 533$ mm

Obliczamy kolejno:

$$v = \frac{a_3 - a_1}{2} = 160,5 \text{ mm},$$

$$r = a_3 + a_1 - 2 a_2 = 19 \text{ mm},$$

$$s = \frac{19}{160,5} = 0,118,$$

$$C_v = \frac{160,5}{684} = 0,235.$$

Dalsze obliczenie przeprowadzamy w tablicy E.

2. Natężenie opadu w czasie jego trwania nieustannie się zmienia. W związku z tym średnie natężenie opadu, odpowiadające jakiemuś czasowi jego trwania, jest pojęciem wymaganym i nie mającym pokrycia w rzeczywistości przebiegu zjawiska. Faktyczne natężenie opadu jest bądź silniejsze (dla mniejszych odcinków czasu), bądź słabsze od średniego i tylko zupełnie wyjątkowo osiąga wartość natężenia średniego. Chcąc zdać sobie sprawę, jak przedstawiają się największe natężenia lub, odpowiadające im sumy opadowe przy kolejno wzrastających odcinkach czasu trwania jednego i tego samego opadu, musimy odwołać się do danych pluwiograficznych (czas nie jest liczony od początku zjawiska, lecz odpowiada fazom opadu o największym natężeniu). Otóż sporządzony na podstawie tych danych wykres najwyższych opadów wykazuje w swym przebiegu daleko idącą zgodność z przebiegiem paraboli $u_{max} = A t^{0.5}$

Również przebieg krzywych najwyższych opadów krótkotrwałych (do 1,5 godz.) w długim okresie obserwacyjnym (rzędu 100 lat) wykazuje zadziwiającą zgodność z przebiegiem krzywej parabolicznej. I tak:

w Warszawie $u_{max} = 8 t^{0.5}$

w Polsce $u_{max} = 16 t^{0.5}$

na kuli ziemskiej $u_{max} = 45 t^{0.5}$

Rozważania nasze nie mają charakteru teoretycznego, ale prowadzą do bardzo istotnych i praktycznych doniosłych wniosków. Jeżeli mianowicie przyjmiemy dla poszczególnych opadów stałą wartość A , to mając dla jakiegoś opadu dane u' i t' możemy wyznaczyć współczynnik wydajności

$$A' = \frac{u'}{\sqrt{t'}}$$

Potrąfimy zatem wyznaczyć wysokość maksymalną opadu dla dowolnie obranego odcinka czasu. Jeżeli np. wiemy, że opad w ciągu 60 minut wyniósł 64 mm (dnia 7.7.1861 w Warszawie), to tenże opad w ciągu 15 minut dał warstwę grubości 32 mm ($u = A' t^{0.5}$).

3. Dane z obszaru miasta Warszawy, jakie podaje Kucharski, a następnie Pomianowski, pochodzą z okresu 1837—1925, a więc obejmują okres 89 lat i zawierają ogółem 79 deszczów. Mówiąc o prawdopodobieństwie występowania jakiegoś zjawiska musimy przede wszystkim stwierdzić, czy obserwacje z danego okresu są kompletne. Musimy zatem wyjaśnić, czy nie było w obserwacjach przerw i czy kryteria przy ocenie zjawiska były zawsze takie same. Otóż odnośnie przytoczonej serii spostrzeżeń w Warszawie trudno coś kategorycznego na ten temat powiedzieć. Rzuca się w oczy dłuższa przerwa, wynosząca 22 lata (od 1892 do 1913). Poza tym uderza fakt, że szereg lat pojedynczych lub też okresów kilkuletnich (1883—88, 1858—60, 1866—68, 1879—81 i szereg mniejszych) nie wykazuje ani jednej ulewy. W innych natomiast latach liczba ulew wynosi 5 (1889 lub 1919), 6 (1925), a nawet 7 (1916).

Dwuletnie obserwacje pluwiograficzne z Warszawy za lata 1930/31 na dwóch stacjach położonych w południowej (SGGW) i północno-wschodniej (Gołędzinów) części miasta wykazały

Warszawa — SGGW — 11 ulew
Warszawa — Gołędzinów — 15 ulew

TABLICA I — Uszeregowanie deszczów ulewnych w Warszawie za okres 1837—1925 według malejących współczynników wydajności

L. p.	Data	Wysokość mm	Czas min.	C	Z	A	S	T	R	W	A	N	I	A
				5	15	30	45	60	90	120	180			
1	1918. 5. 7	32,8	14	8,77	8,48	5,99	4,89	4,23	3,46	3,00				
2	1916.17. 8	30,8	13	8,53	7,96	5,62	4,59	3,97	3,25	2,81				
3	1861. 7. 7	64,1	60	8,27	8,27	8,27	8,27	8,27	6,75	5,85	4,78			
4	1916.17. 8	23,7	9	7,90	6,12	4,32	3,53	3,06	2,50					
5	1925.27. 7	29,8	20	6,67	6,67	5,44	4,44	3,85	3,14	2,72				
6	1869.15. 6	45,7	50	6,46	6,46	6,46	6,46	5,90	4,82	4,17	3,41			
7	1861.11. 7	16,0	8	5,65	4,13	2,92								
8	1925.27. 7	19,8	13	5,48	5,12	3,61	2,95	2,55	(2,09)					
9	1855.21. 6	36,4	45	5,42	5,42	5,42	5,42	4,70	3,84	3,32	2,71			
10	1878.14. 6	46,5	75	5,37	5,37	5,37	5,37	5,37	4,90	4,25	3,46			
11	1838.20. 6	34,7	45	5,17	5,17	5,17	5,17	4,48	3,66	3,17	2,59			
12	1844. 8. 8	28,1	30	5,13	5,13	5,13	4,19	3,63	2,96	2,57				
13	1857. 7. 7	33,4	50	4,72	4,72	4,72	4,72	4,31	3,52	3,05				
14	1916.17. 8	40,5	79	4,56	4,56	4,56	4,56	4,56	4,27	3,70	3,02			
15	1851.18. 7	86,6	390	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50			
16	1844.23. 5	29,9	45	4,46	4,46	4,46	4,46	3,86	3,15	2,73				
17	1865.18. 6	44,5	105	4,34	4,34	4,34	4,34	4,34	4,34	4,06	3,32			
18	1925.26. 7	10,0	6	4,08	2,58	1,82								
19	1889.20. 6	36,3	82	4,01	4,01	4,01	4,01	4,01	3,83	3,32	2,70			
20	1882.26. 7	53,6	180	3,99	3,99	3,99	3,99	3,99	3,99	3,99	3,99			
21	1864.12. 7	30,4	60	3,92	3,92	3,92	3,92	3,92	3,92	3,20	2,78			
22	1872.21. 8	41,4	120	3,78	3,78	3,78	3,78	3,78	3,78	3,78	3,78			
23	1889.14. 7	47,6	160	3,76	3,76	3,76	3,76	3,76	3,76	3,76	3,76			
24	1920.10. 8	11,6	10	3,67	3,00	2,12								
25	1889. 6. 5	27,9	58	3,66	3,66	3,66	3,66	3,60	2,94	2,55				
26	1891.28. 5	12,5	12	3,61	3,23	2,28								
27	1847. 6. 8	19,6	30	3,58	3,58	3,58	2,92	2,53	(2,07)					
28	1925.31. 7	14,7	17	3,57	3,57	2,68								
29	1874.29. 8	33,7	90	3,55	3,55	3,55	3,55	3,55	3,55	3,08				
30	1841. 2. 7	31,2	85	3,38	3,38	3,38	3,38	3,38	3,29	2,85				
31	1870. 8. 6	31,8	90	3,35	3,35	3,35	3,35	3,35	3,35	2,90				
32	1862.12. 5	22,5	50	3,18	3,18	3,18	3,18	2,90	(2,37)					
33	1920.27. 8	13,1	18	3,09	3,09	2,39								
34	1861.16. 7	22,9	56	3,06	3,06	3,06	3,06	2,95	2,41					
35	1853.19. 6	23,6	60	3,05	3,05	3,05	3,05	3,05	2,49					
36	1889.10. 4	13,0	19	2,98	2,98	2,37								
37	1844.14. 8	22,4	60	2,89	2,89	2,89	2,89	2,89	(2,36)					
38	1890.16. 5	28,5	105	2,78	2,78	2,78	2,78	2,78	2,78	2,60				
39	1872.11. 5	16,4	35	2,77	2,77	2,77	(2,44)							
40	1914.30. 7	8,6	10	2,72	2,22									
41	1872.16. 6	14,6	30	2,66	2,66	2,66								
42	1845.30. 5	25,2	90	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66					
43	1922.19. 5	6,9	7	2,60	1,78									
44	1919.25. 7	17,0	45	2,53	2,53	2,53	2,53	2,19						
45	1837.13. 5	33,8	180	2,52	2,52	2,52	2,52	2,52	2,52	2,52	2,52			
46	1919.23. 7	7,9	10	2,50	2,04									
47	1841.22. 9	27,0	120	2,47	2,47	2,47	2,47	2,47	2,47	2,47	2,47			
48	1875.17.10	27,0	120	2,47	2,47	2,47	2,47	2,47	2,47	2,47	2,47			
49	1848. 1. 8	13,5	30	2,46	2,46	2,46								
50	1889. 8. 4	12,1	25	2,42	2,42	2,21								
51	1871. 4. 9	18,6	60	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40						
52	1890.21. 7	35,8	225	2,39	2,39	2,39	2,39	2,39	2,39	2,39	2,39			
53	1870.13. 7	22,6	90	2,38	2,38	2,38	2,38	2,38	2,38	2,38	2,39			
54	1918. 3. 7	13,7	34	2,35	2,35	2,35								
55	1839.25. 5	23,6	105	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30			
56	1919.14. 8	23,5	110	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24			
57	1916.19. 8	11,5	28	2,17	2,17	2,10								
58	1916.28. 6	9,7	20	2,17	2,17	1,77								
59	1848.13.10	16,8	60	2,17	2,17	2,17	2,17	2,17						
60	1925.24. 5	8,3	16	2,08	2,08									
61	1925.27. 8	14,6	51	2,04	2,04	2,04	2,04							
62	1919.14. 8	19,6	110	1,87	1,87	1,87	1,87	1,87	1,87	1,87	1,87			
63	1916.10. 6	9,5	26	1,86	1,86	1,73								
64	1891.23. 7	41,1	480	1,82	1,82	1,82	1,82	1,82	1,82	1,82	1,82			
65	1915.14. 7	20,9	159	1,66	1,66	1,66	1,66	1,66	1,66	1,66	1,66			
66	1914. 9. 7	8,8	30	1,61	1,61	1,61								
67	1857. 2. 7	20,0	158	1,59	1,59	1,59	1,59	1,59	1,59	1,59	1,59			
68	1916.15. 6	7,8	25	1,56	1,56									
69	1862.13. 7	6,0	15	1,55	1,55									
70	1920.21. 8	12,9	70	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54			
71	1922.25. 7	12,6	69	1,52	1,52	1,52	1,52	1,52	1,52	1,52	1,52			

U w a g a : Liczby podkreślone odpowiadają pomiarom bezpośrednim, liczby w nawiasach oznaczają, że odpowiedni opad jest poniżej najmniejszej wysokości opadowej zmierzonej bezpośrednio.

Na podstawie tych dwuletnich spostrzeżeń należałoby przypuszczać, że liczba ulew w Warszawie wynosi co najmniej około 5 rocznie. Zdać się, że nie będzie więc przesadną ostrożnością, jeżeli wyeliminujemy z okresu obserwacyjnego te lata, w których nie podaje się ani jednej ulewy lub też silnego deszczu. Pozostaną wówczas lata 1837, 38, 39, 41, 44, 45, 47, 48, 51, 53, 55, 57, 61, 62, 63, 64, 65, 69, 70, 71, 72, 73, 74, 75, 78, 82, 89, 90, 91, 1914, 15, 16, 18, 19, 20, 22, 25, a więc ogółem 37 lat obserwacyjnych.

W rozważaniach pominąć należy również deszcze nie odpowiadające definicji ulew ($u > \sqrt{2t}$), gdyż kilka (8) deszczów tej kategorii, jakie znajdujemy u Pomińskiego, stanowią nikły odsetek deszczów o tym nasileniu, jakie w okresie 37 lat obserwacyjnych musiały wystąpić, a jakie nie zostały uwzględnione. Odrzucenie tych deszczów nie wpłynie zresztą w niczym na tok dalszych rozumowań.

* * *

Po tych wyjaśnieniach wstępnych możemy już przystąpić do opracowania krzywych jednakowej częstotliwości.

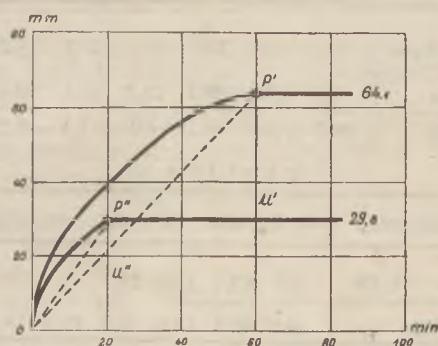
W tym celu szeregujemy wszystkie opady (w ogólnej liczbie 71) wg malejących współczynników wydajności A (tab. I). Zgodnie z wypowiedzianymi uwagami traktujemy każdy deszcz nie jako punkt na płaszczyźnie, o odciętej równej czasowi trwania (t') i rzędnej równej wysokości opadu (u'), lecz jako linię złożoną z dwóch odcinków:

a) odcinka krzywoliniowego odpowiadającego parabolii

$$u = A t^{0,5} = \frac{u'}{\sqrt{t'}} t^{0,5} \quad \text{— dla czasów trwania } t < t'$$

b) odcinka prostoliniowego poprowadzonego równolegle do osi czasu w odległości u' — dla czasów trwania $t > t'$.

Dla czasów trwania większych od t' prowadzimy linię równoległą do osi odciętych, gdyż przyjmujemy, że opad po czasie t' albo nie wzrastał w ogóle, albo też wzrost jego był stosunkowo powolny, a więc praktycznie bez większego znaczenia.



Rys. 1.

Przykład opracowania opadów daje nam wykres dwóch deszczów przedstawiony na rys. 1. Obydwa deszcze wzięto z tabeli opadowej dla Warszawy (tab. I):

1) o wys. 64,1 mm i czasie trwania 60 min. (7.7.1861)

2) o wys. 29,8 mm i czasie trwania 20 min. (27.7.1925).

Srednie natężenie opadu pierwszego (u') jest mniejsze od średniego natężenia opadu drugiego (u''), jednak współcz. wydajności opadu pierwszego ($= 8,87$) jest znacznie większy od współcz. wydajności opadu drugiego ($= 6,67$) i krzywa OP' leży ponad krzywą OP'' .

Jeżeli przeanalizujemy tabelkę opadową dla Warszawy (1837—1925), to stwierdzimy, że opadów o czasie trwania 15 min. było wszystkich 1, a mianowicie 6,0 mm

opadów o czasie trwania 30 min. było ogółem 5, a mianowicie 8,8 mm, 13,5 mm, 14,6 mm, 19,6 mm, 28,1 mm,

opadów o czasie trwania 45 min. było 4, a mianowicie 17,0 mm, 29,9 mm, 34,7 mm, 36,4 mm,

opadów o czasie trwania 60 min. było 6, a mianowicie 16,8 mm, 18,6 mm, 22,4 mm, 23,6 mm, 30,4 mm, 64,1 mm,

opadów o czasie trwania 90 min. było 4, a mianowicie 22,6 mm, 25,2 mm, 31,8 mm, 33,7 mm,

opadów o czasie trwania 120 min. było 3, a mianowicie 27,0 mm, 27,0 mm, 41,4 mm,

opadów o czasie trwania 180 min. było 2, a mianowicie 33,8 mm, 53,6 mm.

Oczywiście byłoby nonsensem mówić o prawdopodobieństwie występowania opadów dla wzrastających czasów trwania 15, 30, 45 ...minut, operując tylko tymi danymi. Na podstawie naszych rozważań każdy opad dłużej trwający jest również opadem o czasie trwania krótszym, ale również opad „krótkotrwały” może być traktowany jak opad o dłuższym czasie trwania, jeżeli przyjmiemy, że suma jego opadowa wzrastała nieznacznie, tak że wzrost ten może być pominięty. W związku z tym przy opadach o dłuższych czasach trwania uwzględniamy wszystkie opady krócej trwające o sumach opadowych przewyższających wysokość opadu długotrwałego. W ten sposób w tablicy opadowej dla czasów trwania 15, 30, 45 ...min. znajdują się następujące opady (tablica II).

TABLICA II

15 min.	30 min.	45 min.	60 min.	90 min.	120 min.	180 min.
32,8	32,8	36,4	64,1	64,1	64,1	64,1
30,8	30,8	34,7	45,7	46,5	46,5	53,6
23,7	29,8	32,8	36,4	45,7	45,7	47,6
19,8	28,1	30,8	34,7	40,5	44,5	46,5
16,0	23,7	29,9	33,4	36,4	41,4	45,7
12,5	19,8	29,8	32,8	36,3	40,5	44,5
11,6	19,6	28,1	30,8	34,7	36,4	41,4
10,0	16,0	23,7	30,4	33,7	36,3	40,5
8,6	14,7	19,8	29,9	33,4	34,7	36,4
7,9	14,6	19,6	29,8	32,8	33,7	36,3
6,9	13,5	17,0	28,1	31,8	33,4	34,7
6,0	13,1	(16,4)	27,9	31,2	32,8	33,8
	13,0		23,7	30,8	31,8	
	12,5		23,6	30,4	31,2	
	12,1		22,9	29,9	30,8	
	11,6		22,5	29,8	30,4	
	11,5		22,4	28,1	29,9	
	10,0		19,8	27,9	29,8	
	9,7		19,6	25,2	28,5	
	9,5		18,6	23,7	28,1	
	8,8		17,0	23,6	27,9	
			16,8	22,9	27,0	
				22,6	27,0	
				(22,5)		
				(22,4)		
				(19,8)		
				(19,6)		

W tablicy podkreślono wysokości opadów o czasie trwania odpowiadającym czasowi figurującemu w nagłówku, w nawiasy wzięto wysokości opadów mniejsze od najniższych opadów odpowiadających danej rubryce.

Dla tak powiększonej tablicy wyznaczamy obecnie współczynniki wydajności, przy czym szeregujemy deszcze wg współczynników kolejno malejących. Kolejność współczynników w porządku malejącym będzie zachowana jedynie przy opadach krótkotrwałych, przy opadach o dłuższym czasie trwania szybki spadek współczynników deszczów krótkotrwałych będzie powodować liczne przesunięcia w pierwotnej kolejności (patrz tab. I).

W związku z tym zachodzi potrzeba uszeregowania współprzedziałów czasowych. W zestawieniu uwzględniamy tylko 37 przedziałów czasowych. W zestawieniu uwzględniamy tylko 37 początkowych miejsc, a więc tyle, ile powinno być przy 100% prawdopodobieństwie w okresie 37 lat obserwacyjnych. Zestawienie takie zawiera tab. III.

Ponieważ przy 37 obserwacjach 10% prawdopodobieństwu odpowiada liczba 3,7, 20% prawdopodobieństwu liczba 7,4, 50% prawdopodobieństwu liczba 18,5, 100% prawdopodobieństwu liczba 37, przeto biorąc współczynniki wydajności w wierszach 4, 8, 19, i 37 możemy oczekiwać, że nie zostanie przekroczona odpowiadająca temu wierszowi wydajność względnie wysokość opadu w okresie 10-letnim, 5-letnim, 2-letnim i corocznym.

Odpowiednie współczynniki wydajności zestawione są w tablicy IV, a odpowiadające im wysokości opadów są w tab. V.

Stosując używane w hydrologii wzory na zależność pomiędzy wysokością opadu i czasem jego trwania, można się przekonać, że nie odpowiadają one rozkładowi punktów naszych w płaszczyźnie. Typ krzywej najlepiej odpowiadający szukanej zależności wyraża się wzorem postaci

$$u = a t^{0,5} - b t$$

gdzie a i b są parametrami zależnymi od prawdopodobieństwa p opadu. Metodą kolejnych przybliżeń można wyznaczyć wielkość parametrów a i b dla kolejnych prawdopodobieństw. I tak

dla $p = 10\%$	otrzymujemy wzór	$u_{max} = 7,4 t^{0,5} - 0,29$
dla $p = 20\%$	"	$u_{max} = 6,1 t^{0,5} - 0,22$
dla $p = 50\%$	"	$u_{max} = 4,7 t^{0,5} - 0,16$
dla $p = 100\%$	"	$u_{max} = 3,1 t^{0,5} - 0,10$

TABLICA III

Uzeregowanie współczynników wydajności (malejących) dla deszczów ulewnych w Warszawie za okres 1837—1925 (dla czasów trwania 5, 15, 30, 45, 60, 90, 120 i 180 minut).

L. p.	c z a s t r w a n i a							
	5	15	30	45	60	90	120	180
1	8,77	8,48	8,27	8,27	8,27	6,75	5,85	4,78
2	8,53	8,27	6,46	6,45	5,90	4,90	4,50	4,50
3	8,27	7,96	5,99	5,42	5,37	4,82	4,25	3,99
4	7,90	6,67	5,62	5,37	4,70	4,50	4,17	3,55
5	6,67	6,46	5,44	5,17	4,56	4,34	4,06	3,46
6	6,46	6,12	5,42	4,89	4,50	4,27	3,99	3,41
7	5,65	5,42	5,37	4,72	4,48	3,99	3,78	3,32
8	5,48	5,37	5,17	4,59	4,34	3,84	3,76	3,08
9	5,42	5,17	5,13	4,56	4,31	3,83	3,70	3,02
10	5,37	5,13	4,72	4,50	4,23	3,78	3,32	2,71
11	5,17	5,12	4,56	4,46	4,01	3,76	3,32	2,70
12	5,13	4,72	4,50	4,44	3,99	3,66	3,17	2,39
13	4,72	4,56	4,46	4,34	3,97	3,55	3,06	2,52
14	4,56	4,50	4,34	4,19	3,92	3,52	3,05	—
15	4,50	4,46	4,32	4,01	3,86	3,46	3,00	—
16	4,46	4,34	4,01	3,99	3,85	3,35	2,90	—
17	4,34	4,13	3,99	3,92	3,78	3,29	2,85	—
18	4,08	4,01	3,92	3,78	3,76	3,25	2,81	—
19	4,01	3,99	3,78	3,76	3,63	3,20	2,78	—
20	3,99	3,92	3,76	3,66	3,60	3,15	2,73	—
21	3,92	3,78	3,66	3,55	3,55	3,14	2,72	—
22	3,78	3,76	3,61	3,53	3,38	2,96	2,60	—
23	3,76	3,66	3,58	3,38	3,35	2,94	2,57	—
24	3,67	3,58	3,55	3,35	3,06	2,78	2,55	—
25	3,66	3,57	3,38	3,18	3,05	2,66	2,52	—
26	3,61	3,55	3,35	3,06	2,95	2,52	2,47	—
27	3,58	3,38	3,18	3,05	2,90	2,50	2,47	—
28	3,57	3,35	3,06	2,95	2,89	2,49	—	—
29	3,55	3,23	3,05	2,92	2,78	2,47	—	—
30	3,38	3,18	2,92	2,89	2,66	2,47	—	—
31	3,35	3,09	2,89	2,78	2,55	2,41	—	—
32	3,18	3,06	2,78	2,66	2,53	2,39	—	—
33	3,09	3,05	2,77	2,53	2,52	2,38	—	—
34	3,06	3,00	2,68	2,52	2,47	(2,37)	—	—
35	3,05	2,98	2,66	2,47	2,47	(2,36)	—	—
36	2,98	2,89	2,66	2,47	2,40	(2,09)	—	—
37	2,89	2,78	2,53	(2,44)	2,39	(2,07)	—	—

TABLICA IV

Prawdopodobieństwo	c z a s t r w a n i a o p a d u							
	5	15	30	45	60	90	120	180
10%	7,90	6,67	5,62	5,37	4,70	4,50	4,17	3,55
20%	5,48	5,37	5,17	4,59	4,34	3,84	3,76	3,08
50%	4,01	3,99	3,78	3,76	3,63	3,20	2,78	—
100%	2,89	2,78	2,53	2,44	2,39	2,07	—	—

TABLICA V

Prawdopodobieństwo	c z a s t r w a n i a o p a d u							
	5	15	30	45	60	90	120	180
10%	17,7	25,8	30,8	36,0	35,4	42,7	45,7	47,6
20%	12,3	20,8	28,3	30,8	33,6	36,4	41,2	41,7
50%	9,0	15,4	20,7	25,2	28,1	30,4	30,4	—
100%	6,5	10,8	13,9	16,4	18,5	19,6	—	—

O użyteczności tych wzorów świadczą odchylenia, jakie przy ich stosowaniu otrzymujemy. Wynoszą one przeważnie kilka dziesiątych milimetra i w niewielu przypadkach osiągają wartość kilku milimetrów. Przy opadach kilkudziesięcimilimetrowych, z jakimi mamy do czynienia, dają więc odchyłki mieszczące się w granicach błędów pomiaru, zwłaszcza że sama metoda wyznaczania natężeń (wydajności) opadu dla różnych jego czasów trwania jest metodą przybliżoną, a więc wykluczającą możliwość otrzymania bardzo dokładnych wyników.

Rozpatrzmy wielkość tych odchyliń dla opadów o prawdopodobieństwie $p = 10\%$ (raz na 10 lat) (tabl. VI), 20% (raz na 5 lat) (tabl. VII), 50% (raz na 2 lata), (tabl. VIII) 100% , zdarzających się corocznie (tabl. IX).

TABLICA VI

Czas trwania min.	5	15	30	45	60	90	120	180
$u = 7,4t^{0,5} - 0,29t$	15,1	24,3	31,8	36,6	39,9	44,1	46,3	47,1
10% bezpośrednio	17,7	25,8	30,8	36,0	36,4	42,7	45,7	47,6
różnica	-2,6	-1,5	+1,0	+0,6	+3,5	+1,4	+0,6	-0,5

TABLICA VII

Czas trwania min.	5	15	30	45	60	90	120	180
$u = 6,1t^{0,5} - 0,22t$	12,5	20,3	26,8	31,1	34,1	38,0	40,4	42,2
20% bezpośrednio	12,3	20,8	28,3	30,8	33,6	36,4	41,2	41,4
różnica	+0,2	-0,5	-1,5	+0,3	+0,5	+1,6	-0,8	+0,8

TABLICA VIII

Czas trwania min.	5	15	30	45	60	90	120	180
$u = 4,7t^{0,5} - 0,16t$	9,7	15,8	20,9	24,3	26,8	30,2	32,3	34,3
50% bezpośrednio	9,0	15,4	20,7	25,2	28,1	30,4	30,4	—
różnica	+0,7	+0,4	+0,2	-0,9	-1,3	-0,2	+1,9	—

TABLICA IX

Czas trwania min.	5	15	30	45	60	90	120	180
$u = 3,1t^{0,5} - 0,10t$	6,4	10,5	14,0	16,3	18,0	20,4	22,0	23,6
100% bezpośrednio	6,5	10,8	13,9	16,4	18,5	19,6	—	—
różnica	-0,1	-0,3	+0,1	-0,1	-0,5	+0,8	—	—

Przy odchyleniach uderzają dość duże wartości dodatnie w kolumnie ostatniej (dla $t = 180'$ przy $p = 20\%$, dla $t = 120'$ przy $p = 50\%$ i dla $t = 90'$ przy $p = 100\%$). Jak wiemy, wysokości opadu dla większych czasów trwania są zaniżone (przyjmowaliśmy, że opad nie wzrasta), wzory nasze zawierają zatem pożądaną korekturę danych wyznaczonych bezpośrednio. Poza tym uderza większa rozbieżność opadów przy $t = 5'$ dla $p = 10\%$. Możliwe, że rozbieżność ta jest wynikiem sprowadzenia wszystkich opadów do wysokości odpowiadającej $t = 5$ minut wg krzywej parabolicznej i że redukcja taka została zastosowana zbyt generalnie i nieco za szablonowo. Ale możliwe, że opady krótkotrwale wykazują istotnie pewne odchylenie od schematu, jakiego nam dają wzory typu $u = at^{0,5} - bt$. W każdym razie rozbieżność nie jest zbyt duża (14,7%) i szybko zanika wraz ze wzrostem czasu t . Zresztą opad o czasie trwania 5 minut jest przy projektowaniu kanalizacji bez większego znaczenia.

W zasadzie wzory podane są ważne dla przedziałów czasowych określonych w tablicach. Właściwe granice ich stosowności są jednak wyznaczone przez równanie

$$\frac{du}{dt} = 0,5 at^{-0,5} - b > 0 \text{ czyli } t < \frac{a^2}{4b^2}$$

gdyż opady, zgodnie z naszymi założeniami, nie mogą maleć.

Z warunku tego otrzymujemy, że

wzór na u 10% może być stosowany dla $t < 163$ min.

" " u 20% " " " " $t < 192$ min.

" " u 50% " " " " $t < 216$ min.

" " u 100% " " " " $t < 240$ min.

a więc praktycznie wszystkie wzory są stosowalne w granicach do 3 godz.

Obecnie pozostaje porównać otrzymane wyniki z wynikami Pomianowskiego i innych autorów.

Według Pomianowskiego natężenia opadu I (mm/godz.) zależne jest od czasu trwania opadu i prawdopodobieństwa jego występowania p (p — liczba lat, w ciągu których opad taki wystąpi w okresie stulecia). Zależność ta wyrażona jest wzorami zestawionymi w tabl. X.

TABLICA X

Czas trwania (min.)	15	30	45	60	90	120	180
natężenie I mm godz.	220 $p^{0,52}$	136 $p^{0,45}$	94 $p^{0,38}$	70 $p^{0,33}$	46 $p^{0,26}$	32 $p^{0,22}$	23 $p^{0,18}$

Obliczając tymi wzorami wysokości opadowe dla kolejnych czasów trwania 15, 30, 45 ...minut otrzymamy (tabl. XI):

TABLICA XI

Czas trwania (min.)	15	30	45	60	90	120	180
wys. opadu dla							
" $p = 10\%$	16,6	24,1	29,3	32,7	37,9	38,6	45,6
" $p = 20\%$	11,6	17,7	22,6	26,0	31,7	33,1	40,2
" $p = 50\%$	7,2	11,7	15,9	19,2	25,0	27,1	34,1
" $p = 100\%$	5,0	8,6	12,2	15,3	20,8	23,2	30,1

R o s ł o ŋ s k i podaje następujący wzór dla maksymalnego natężenia opadu w Warszawie o prawdopodobieństwie 20%:

$$I_{max} = \frac{613,34}{t^{0,5064}} \text{ litr / sek/ha}$$

zatem wysokość opadu wyrażona w milimetrach będzie miała wzór

$$U_{max} = 3,68 t^{0,4936}$$

który po przeliczeniu da nam wartości podane w tabl. XII.

TABLICA XII

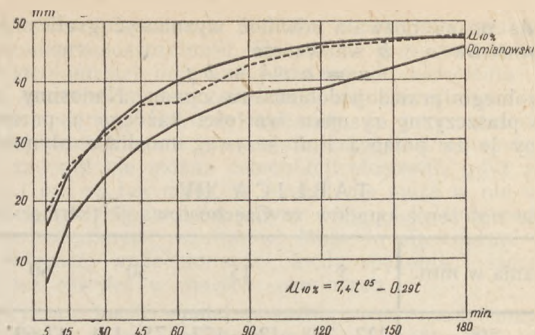
Czas trwania (min.)	5	15	30	60	90	120	180
Wysokość opadu	8,1	14,0	19,7	27,8	33,9	39,1	47,8

TABLICA XIII
Natężenie opadów w litr/ha · sek

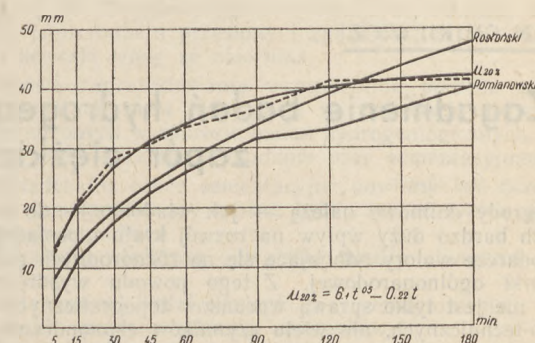
Czas trwania (min.)	5	15	30	45	60	90	120	180
natęż. opadu opr. 10%	503	270	177	135	111	82	64	44
" " " 20%	417	226	149	115	95	70	56	39
" " " 50%	323	176	116	90	74	56	45	32
" " " 100%	213	117	78	60	50	38	31	22

Porównanie wyników naszych z danymi otrzymanymi na podstawie przytoczonych wzorów dają wykresy (rys. 2, 3, 4, 5).

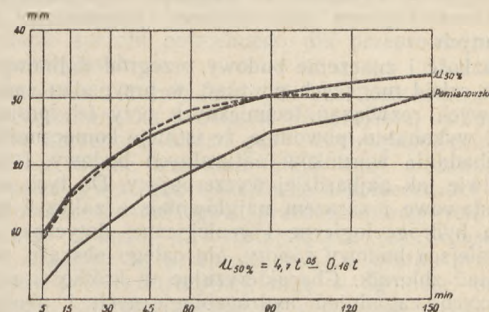
Zasadnicze rozbieżności, jakie powstają przy stosowaniu tych wzorów rzucają się w oczy. Dlatego też było rzeczą konieczną zaproponowanie metody opracowania deszczów, która by pozwoliła wyjaśnić sposób rozwiązania zagadnienia oraz dała możliwość wyznaczenia wzorów na krzywe opadowe jednakowej częstotliwości bez przyjmowania z góry takiego lub innego typu wzoru.



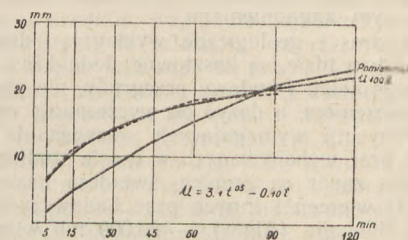
Rys. 2.



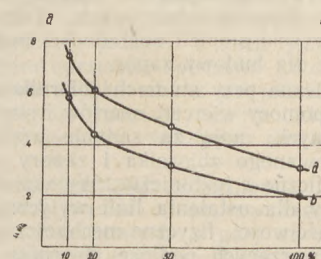
Rys. 3.



Rys. 4.



Rys. 5.



Rys. 6.

Metoda nasza pozwala również wyznaczyć graficznie wielkość parametrów a i b we wzorze

$$u = a \cdot 10^5 - b \cdot t$$

dla dowolnego prawdopodobieństwa opadu. Nanosimy w tym celu na płaszczyznę rysunku wartości każdego z parametrów i łączymy je za pomocą linii krzywej, możliwie płynnej. Wy-

TABLICA XIV

Srednie natężenie opadów w Czechosłowacji (litr/ha · sek)

czas trwania w min.	5	15	30	60	90
p = 50%	222 - 328	120 - 177	75 - 111	47-69	35-51
p = 100%	179 - 270	96 - 146	60 - 91	38-57	28-42

INŻ. JAN CMIKIEWICZ

Zagadnienie badań hydrogeologicznych dla projektowania i budowy zapór ciężkich na podłożu skalistym

Przegrody dolinowe należą — jak wiadomo — do budowli mających bardzo duży wpływ na rozwój kraju i posiadają pełnogospodarcze walory odbijające się na różnorodnych gałęziach gospodarki ogólnonarodowej. Z tego powodu wybór miejsca budowy nie jest tylko sprawą warunków topograficznych i geologiczno-technicznych, ale wielu czynników ekonomiczno-gospodarczych, które odpowiednio obranego miejsca budowy muszą szczegółowo i w sposób przekonywający uzasadniać. Do tych czynników należą: zagadnienia powodziowe, energetyczne, żeglugowe, sprawy zaopatrzenia w wodę pitną i przemysłową, zagadnienia rolnictwa, leśnictwa, gospodarki rybnej, zmiany klimatologiczne spowodowane powstaniem zbiornika i wiele innych.

Ta ważkość i znaczenie budowy przegród dolinowych, a dalej ogrom szkód mogących powstać, w przypadku zastosowania niewłaściwych rozwiązań technicznych przy ich projektowaniu, jako też i wykonaniu, powoduje, że istnieje konieczność szczegółowego zbadania warunków naturalnych budowy, i to w sposób możliwie jak najbardziej wyczerpujący. Do tych warunków, jako podstawowe i zarazem najgłośniejsze zaliczyć należy zagadnienia hydrogeologiczne i geologiczne, dotyczące nie tylko samego miejsca budowy zapory, ale całego obszaru, na którym ma powstać zbiornik. Charakteryzując w krótkości zakres najgłośniejszych zagadnień hydrogeologicznych i geologicznych, można powiedzieć, że w obrębie zbiornika obejmują one problemy oddziaływania przepływów wód podziemnych i powierzchniowych na środowisko zbiornika, a w obrębie samej zapory, ponadto sprawy stałości fundamentów zapory wraz z wszelkimi związanymi z tym zagadnieniami.

Badania hydro- i geologiczne wymagają dużego nakładu pracy, a co za tym idzie, są kosztowne. Jednakże z uwagi na ich znaczenie dla projektu i budowy przegrody, nie powinny ulegać żadnym ograniczeniom, a dążyć do wyczerpania całego wachlarza napotykaných i wymagających rozwiązania problemów. O rozmiarach prac wykonywanych w czasie studiów dla budowy i projektowania zapór za granicą, świadczą następujące cyfry, podające ilości wierceń i innych prac badawczych:

— zapora Bakhada (Alger) — 20.000 mb wierceń otworów badawczych,

— zapora Bcu-Hanifia (Alger) — 40.000 mb wierceń badawczych,

— zapora Shashtra (Kalifornia) — sztolnie badawcze 1,6 km długości, 3200 mb otworów wiertniczych. Dane te pozwalają sobie uzmysłowić wysoki stopień dokładności badań, wykonywanych przy studiach dla budowy zapór.

Badania geologiczne przy studiach zbiornikowych zazwyczaj wykonywane przy pomocy wierceń, szurfów i studni, jak również i metod geofizycznych, mają za zadanie wyjaśnić panujące w obrębie projektowanego zbiornika i zapory stosunki stratygraficzne, petrograficzne i tektoniczne. Wyjaśnienie tych zagadnień daje podstawy dla ustalenia linii wytycznej i przeprowadzania badań właściwości fizyczno-mechanicznych i chemicznych materiałów tworzących podłoże zbiornika i zapory.

Badania geologiczne łączą się ściśle z badaniami hydrogeologicznymi, mającymi za zadanie w pierwszej kolejności wyjaś-

kresy linii odpowiadającej parametrowi a oraz parametrowi b , jako funkcji prawdopodobieństwa opadu p , podaje rys. 6.

Na zakończenie podajemy zestawienie natężeń deszczów o różnym prawdopodobieństwie występowania, wyrażonych w litrach na sekundę i hektar (tab. XIII).

Otrzymane natężenia opadów odbiegają dość znacznie od wartości, z jakimi spotykamy się w polskiej hydrotechnice, co jest skutkiem przyjęcia za podstawę obliczeń silnie zredukowanego okresu obserwacyjnego. Poza tym krzywe jednakowej częstotliwości mają przebieg odpowiadający liniom Pomianowskiego

Należy jednak podkreślić, że otrzymane wyniki zgadzają się bardzo dobrze z rezultatami otrzymanymi przez prof. D. u. b. a na podstawie zapisów pluwiografów z okresu około 10 lat dla 10 miejscowości Czechosłowacji. Wartość natężeń, jakie tam otrzymano, podaje tabl. XIV.

nię panujący reżim wód podziemnych. W tych badaniach musi być ustalone położenie horyzontów wód podziemnych, możliwości połączeń między nimi oraz kierunki ruchu tych wód. Dalej należy zbadać chemiczny skład wód podziemnych i powierzchniowych, dla oceny stopnia ich agresywności i wynikającego stąd wpływu na projektowane budowle. Określenie i wyjaśnienie stosunków faktycznie istniejących jest pierwszym etapem badań hydrogeologicznych. W dalszej kolejności, badania hydrogeologiczne muszą dać odpowiedź na pytania dotyczące dwu zagadnień:

Jakie zmiany będą następować w istniejącym reżimie, pod wpływem powstałego zbiornika i czy zmiany te będą szkodliwe dla stałości budowli oraz warunków jej eksploatacji?

Jakie i w jakim rozmiarze powinny być zaprojektowane środki zaradcze?

Zmiany podłoża zapory i zbiornika, powstające wskutek przepuszczalności, oraz działającego na nie ciśnienia spiętrzonej w zbiorniku wody, można sprowadzić do następujących kierunków:

- zmiany chemiczne zachodzące w materiałach podłoża, związane ze stopniem agresywności wody. Dotyczą one np. powstawania wolnych przestrzeni w podłożu, na skutek rozpuszczania takich materiałów, jak wapień, sól itd.;
- zmiany fizycznych właściwości materiałów podłoża, wskutek zmiany dotychczasowych znajdujących się w nim ilości wody, w związku ze wzrostem działającego ciśnienia, po spiętrzeniu zbiornika. Chodzi tu o zmiany wytrzymałości nasiąkalnych materiałów gliniasto-ilastych, łupków i innych oraz o możliwości ich wypłukiwania;
- zmiany w kierunkach i chyżościach ruchu wód podziemnych.

Możliwość powstania zmian w kierunkach i chyżościach ruchu wód podziemnych, pod wpływem spiętrzonego zbiornika, jest tym czynnikiem, który pociąga za sobą ewentualne powstawanie poprzednich zmian podłoża. Trzeba więc tę możliwość dokładnie zbadać, czyli określić stopień wodoprzepuszczalności podłoża.

Badanie wodoprzepuszczalności podłoża przeprowadza się obecnie zazwyczaj metodą wtłaczania wody pod ciśnieniem w badawcze otwory wiertnicze. Obserwacje ilości wtłaczanej wody pozwalają określić wodochłonność podłoża, a więc wysnuć wnioski o stanie jego przepuszczalności. Przy badaniach wodochłonności otworów wiertniczych stosuje się różnorodne metody wykonawstwa, z których najczęściej stosowane są następujące:

1. Woda jest wtłaczana w otwór wiertniczy na całą jego głębokość. Następnie dolną jego część 5—10 mb zapelnia się cementem albo materiałem ilasto-gliniastym, po czym wtłacza się wodę w pozostałą część otworu, a z różnicy ilości wody, wtłaczanej w obu przypadkach, wnioskuje się o wodochłonności danego odcinka. Badanie powyższe, postępujące z dołu do góry, przeprowadza się strefami, w otworze, aż do zbadania całej jego głębokości. Przy tej metodzie, uszczelnienie rury obsadzonej w otworze i doprowadzającej wodę, wykonuje się zazwyczaj z cementu, u powierzchniowego wylotu otworu. Uszczelnienie to,

po zbadaniu każdego odcinka otworu, zostaje usunięte, a po zacementowaniu odcinka, dla umożliwienia badania następnego, ponownie założone.

2. Zastosowanie wtłaczania wody w otwory przy pomocy aparatu zaopatrzonego w uszczelnienia gumowe, pozwalające na wydzielanie do badania pewnego odcinka otworu i odizolowanie go od pozostałych części. Można przy tej metodzie uniknąć konieczności cementowania otworu w czasie badań wodochłonności. Uszczelnienia stosuje się bądź jednostronne, które prowadzone z dołu do góry pozwalają zbadać stopniowo otwór, od jego najniższych odcinków aż do całkowitej długości, bądź też dwustronne, pozwalające na zbadanie wybranej strefy otworu, przy jej obustronnym izolowaniu. O wielkości wodochłonności świadczy ilość wtłaczanej wody albo ich różnice. Stosowanie dwustronnego uszczelnienia nie jest praktyczne, gdyż uszczelnienie dolne nie daje możliwości sprawdzenia czy jest dosyć szczelne i czy w czasie badania nie następuje przez nie ucieczka wtłaczanej wody.

Do przeprowadzenia badania wodochłonności otworu jest konieczna dokładna znajomość przekroju geologicznego występujących warstw. Szczególnie jest to ważne przy stosowaniu uszczelnień gumowych, kiedy niejednokrotnie dużą trudność stanowi wybór w otworze miejsca, pozwalającego na założenie uszczelnienia i dającego dostateczną jego szczelność.

Ciśnienie, przy którym przeprowadza się badanie wodochłonności otworu, ustala się w zależności od postawionych zadań, na które badanie ma odpowiedzieć. Dla otrzymania pożądanych wyników badań, doświadczenie prowadzi się przy różnych ciśnieniach, w zależności od indywidualnie istniejących warunków. Obliczenie wyników badań przedstawia się w formie właściwej chłonności jednostkowej wg wzoru:

$$q = \frac{Q}{H \cdot l} \text{ l/min /mb/ 1 m ciśnienia,}$$

gdzie:

Q — całkowity wydatek wody w litr/min wchłaniany przez badany odcinek otworu,

H — ciśnienie tłoczenia w m słupa wody,

l — długość badanego odcinka w mb.

Z charakteru przebiegu doświadczenia wtłaczania wody w otwory wiertnicze można wysnuć wnioski o stanie szczelin w skalnych materiałach podłoża, tzn. czy szczeliny są puste, czy też wypełnione i to jakiego rodzaju materiałem. Przy rozwartych, pustych szczelinach, w skałach nierozpuszczalnych wodochłonność, w miarę postępu doświadczenia, stopniowo się zmniejsza, aż do osiągnięcia pewnej stałej wartości, którą można przyjąć za charakterystyczną dla danego odcinka. W skałach rozpuszczalnych w wodzie (gips, sól) wodochłonność mniej lub więcej równomiernie się powiększa w miarę, jak ulegają rozszerzaniu szczeliny, wskutek rozpuszczalności. To samo zjawisko występuje w przypadku wypełnienia szczelin materiałem gliniasto-iliastym i innym, ulegającym rozmyciu i wypłukiwaniu. W tym ostatnim przypadku, określenie wielkości ciśnienia potrzebnego dla przepłukania szczelin jest rzeczą konieczną, o ile przewiduje się wprowadzenie cementu względnie innego wypełniacza w szczeliny, po usunięciu znajdującego się tam materiału.

Przy określaniu stopnia spękania podłoża na podstawie jednostkowej wodochłonności właściwej należy pamiętać, że jest to miernik nie wskazujący w sposób zupełnie dokładny charakteru spękań. Np. dwa otwory o równej wodochłonności właściwej mogą mieć różny charakter spękań. W jednym przypadku szczeliny mogą być stosunkowo duże, w drugim mniejsze, ale za to w znacznie większej ilości. Pomimo tego, wodochłonność właściwa jest wymownym wskaźnikiem stopnia wodoprzepuszczalności podłoża i w badaniach hydrogeologicznych musi być określona.

Omówione badania pozwalają na określenie kierunków i mczliwości powstawania zmian podłoża pod wpływem zbiornika. Dalszym ciągiem badań hydrogeologicznych będzie ustalenie wytycznych dla zaprojektowania środków zapobiegających powstaniu szkodliwych zmian w podłożu. W praktyce, przy budowie przegród ciężkich i innych betonowych, zazwyczaj okazuje się, że podstawowym środkiem uniemożliwiającym powstanie szkodliwych dla budowl i zmian podłoża, o którym w dalszym ciągu będzie mowa, jest konieczność przeprowadzenia uszczelnienia podłoża zapory i zbiornika, celem zapewnienia mu dostatecznej wodonепrzepuszczalności.

Uszczelnienie podłoża wykonuje się przy pomocy najpowszechniej używanej obecnie cementacji albo bitumizacji lub też przy stosowaniu materiałów ilowych. Materiały uszczelniające zostają wprowadzone pod ciśnieniem w otwory wiertnicze i wy-

pełniają wolne przestrzenie podłoża, zapewniając mu wymaganą wodonепrzepuszczalność. Upřednio przeprowadzone badania wodochłonności dają już podstawę do określenia jakiego rodzaju materiał można zastosować do uszczelnienia podłoża. Mianowicie dane praktyczne wykazały, że przy właściwej jednostkowej wodochłonności, mniejszej od 0,01 l/min /mb/ m ciśnienia, na ogół nie można cementacji stosować, gdyż rozmiary szczelin i por są tak małe, że cement nie może w nie wnikać. Oczywiście nie jest to tylko jedyny przypadek kiedy cementacja nie daje pożądanych rezultatów. Może to się zdarzyć również i przy większej wodochłonności, kiedy spękania i szczeliny są liczne lecz również w małych rozmiarach.

Zazwyczaj, jeżeli chodzi o reżim wód podziemnych, to uszczelniające prace cementacyjne mają zapobiec filtracji wody pod korpusiem zapory, niebezpieczne dla jej stateczności, drogą utworzenia przesłony szczelnej, wskutek wypełnienia szczelin i spękań podłoża w pewnym paśmie pod obiektem zaprawą cementową. W obrębie brzegów wykonuje się również w miarę potrzeby tego rodzaju przesłony i zadaniem ich jest nie dopuścić do ucieczki wody ze zbiornika.

Właściwe zaprojektowanie uszczelnienia podłoża przy pomocy cementacji musi być oparte na podstawie doświadczeń, przeprowadzonych w zakresie badań hydrogeologicznych, a obejmujących doświadczalne wykonanie prac cementacyjnych.

Doświadczalne prace cementacyjne powinny być przeprowadzone w ten sposób, aby można było uzyskać rozwiązanie następujących zagadnień:

- ustalenie właściwej odległości między otworami wiertniczymi,
- ustalenie wielkości ciśnienia przy cementowaniu,
- sposób przeprowadzania zastrzyków,
- konsystencja stosowanego roztworu cementacyjnego,
- trwałość zabiegów cementacyjnych w odniesieniu do mechanicznego i chemicznego oddziaływania wód podziemnych,
- określenie ilości cementu potrzebnego dla przeprowadzenia cementacji,
- ustalenie sprzętu potrzebnego dla przeprowadzenia prac cementacyjnych.

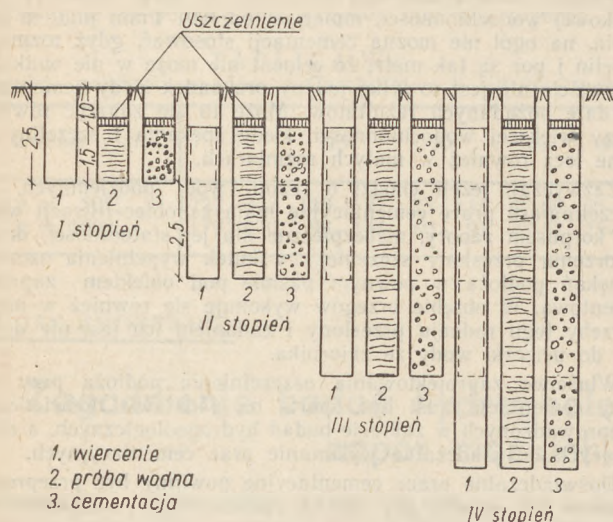
Przeprowadzenie doświadczalnych prac cementacyjnych powinno być wykonane na podstawie ich projektu, sporządzonego wg wyników upřednich badań geo- i hydrogeologicznych.

Szczególnie ważne znaczenie mają tutaj rezultaty badań wodochłonności, gdyż dają wskazówkę o konieczności i rozmiarze przeprowadzenia zabiegów przedcementacyjnych, jak np. przepłukiwanie szczelin z wypełniających je rozpuszczalnych materiałów. Badania te, przeprowadzone w profilu przewidywanej przesłony przeciwfiltracyjnej, dają w ogólności pogląd na prawdopodobny charakter przebiegu cementacji doświadczalnej. Również ważne znaczenie mają dane o chyżościach ruchu wód podziemnych i związanej z tym możliwości wypłukiwania wtłaczanego cementu.

Obszar wybrany dla badań cementacji doświadczalnej powinien odpowiadać średnim, względnie najniekorzystniejszym warunkom rzeczywistym. W zależności od rzeczywistych danych, próbne uszczelnianie prowadzi się na kilku doświadczalnych obszarach, stosując też i różne materiały uszczelniające. Porównanie wyników doprowadzi do wyboru najbardziej skutecznego rozwiązania. Na obszarze przewidzianym dla przeprowadzenia próbnej cementacji wyznacza się kilka otworów wiertniczych. Jedne z nich są otworami zasadniczymi — cementacyjnymi; zostają one kolejno po sobie wiercone, próbowane wtłaczaniem wody i zastrzykiwane cementem. Pozostałe otwory (upřednio wyznaczone) stanowią otwory kontrolne, które są wiercone, badane i cementowane dopiero po ukończeniu całej serii otworów zasadniczych. Tą drogą udaje się ustalić zasięg oddziaływania zastrzyków i ostatecznie wybrać właściwe odległości między otworami. Odnosnie samego sposobu techniki przeprowadzania badań cementacyjnych, jednym z nich jest prowadzenie zastrzyków systemem upřednio opisanym „z dołu do góry”. Sposób ten jest tani i szybki, można go jednak stosować jedynie tam, gdzie występuje materiał skalny stosunkowo zdrowy i zwarty, pozwalający na założenie dostatecznie szczelnego uszczelnienia.

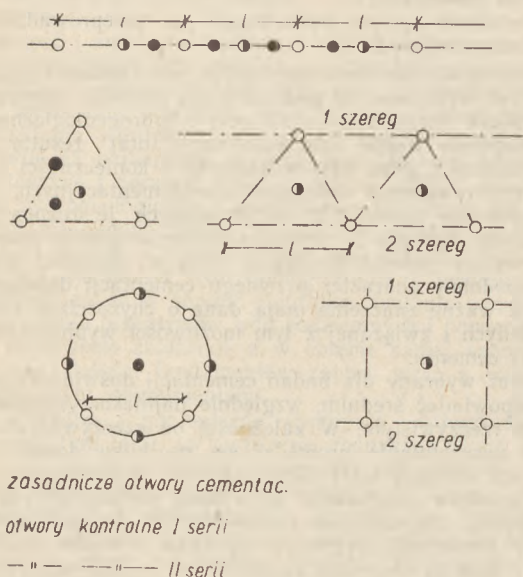
Metodą droższą i bardziej czasochłonną, lecz dającą o wiele bardziej wiarogodne wyniki od poprzedniego sposobu, jest system zastrzyków prowadzonych „z góry na dół” (rys. 1), który również można stosować i do określania wodoprzepuszczalności podłoża. System ten polega na tym, iż po wykonaniu odcinka otworu przeprowadzane jest jego badanie i zastrzyknięcia, po

czym ponownie się go przewierca, robiąc następnie dalszy, niżej położony odcinek do badania. W ten sposób górne odcinki otworu są kilkakrotnie uszczelniane, dopuszczając tym samym stosowanie większych ciśnień dla stref niższych.



Rys. 1. Metoda wykonywania zastrzyków systemem „z góry na dół”

Odnosnie ułożenia otworów doświadczalnych w planie ustala się je stosownie do przewidywanego rozkładu otworów, dla przeprowadzenia właściwej cementacji. W zależności więc od rodzaju skał, przewiduje się przesłony jednoszeregowe, albo też złożone z kilku szeregów otworów. Odpowiednie do tego otwory doświadczalne lokalizuje się, jak przykładowo pokazano na rys. 2.



Rys. 2. Przykładowe rozplanowanie doświadczalnych otworów cementacyjnych

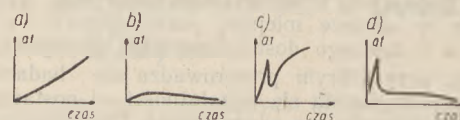
W praktyce odległości między otworami cementacyjnymi dla przesłony przeciwiłtracyjnych zapory przyjmuje się na 1–5 m. W częściach mniej odpowiedzialnych (np. brzegi zbiornika) stosuje się odległości większe 5–10–15 m. Oprócz jakości uszczelnianego podłoża oraz wymaganej do osiągnięcia jego wodonięprzepuszczalności, rozstaw otworów zależy również od stosowanego przy cementacji ciśnienia. Przy ciśnieniach małych, poniżej 3 at, rozstaw jest mały i może wynosić nawet 0,5–1,0 m.

Ciśnienie stosowane podczas cementacji jest b. ważnym czynnikiem, wpływającym zasadniczo na rezultat stosowanych zabiegów. Granice stosowanych ciśnień są bardzo szerokie, od 0,5–1,0 at do 50–100 at. W ogólności można przyjąć, że im wyższe stosowane przy cementacji ciśnienie, tym lepsza jakość otrzymywanego uszczelnienia. Jednakże rodzaj skały i głębokość zalegania uszczelnianej strefy są decydujące o wy-

sokości dopuszczalnego ciśnienia. Stosowane ciśnienia są zazwyczaj proporcjonalne do głębokości zalegania uszczelnianych stref. W skałach zdrowych, wulkanicznych i metamorficznych, o rozwiniętych spękania pionowych lub nieco ukośnych, można stosować ciśnienia wysokie 30–50 at i więcej. Ciśnienia te nie grożą uszkodzeniem i wzruszeniem struktury skalnej. Niebezpieczeństwo takie istnieje natomiast w dużym stopniu w skałach warstwowych, osadowych (wapień, piaskowce), o poziomo przebiegających szczelinach. Dla pokładów tego rodzaju wolno stosować jedynie ciśnienia niskie 3–5–7 at.

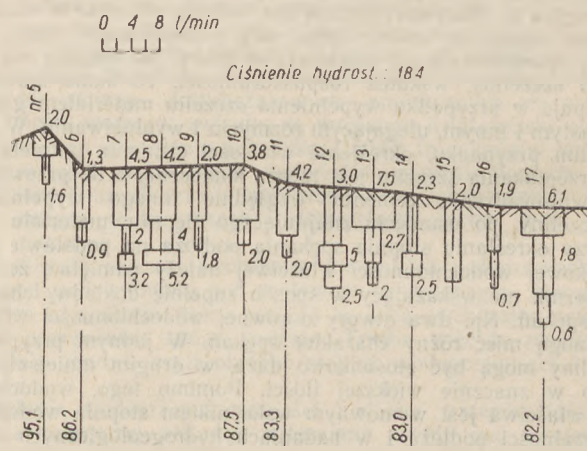
Ważną zasadą prowadzenia prac cementacyjnych jest nieprzerwanie kontynuowanie zabiegu na danym otworze, aż do jego ukończenia, gdyż w przeciwnym przypadku powstaje niebezpieczeństwo niewłaściwego zamknięcia badanej strefy otworu, oraz zatkania przewodów aparatu cementacyjnego wiązającą zaprawą.

O charakterze przebiegu procesu przeprowadzanej cementacji świadczą wyraźnie krzywe związków między wielkością stosowanego ciśnienia i czasem jego trwania. Wyróżnić tutaj można cztery grupy charakterystycznego kształtowania się wykresów (rys. 3):



Rys. 3. Charakterystyczne wykresy ciśnienia stosowanego przy cementacji, w funkcji czasu trwania

- Równomierny wzrost ciśnienia, w miarę upływu czasu aż do osiągnięcia maksimum wydajności pompy, wskazuje na właściwy przebieg procesu i stopniowe wypełnianie szczelin znajdujących się w podłożu.
- Opadnięcie ciśnienia po początkowym jego wzroście wskazuje na wzruszenie uwarstwienia podłoża, wskutek włączenia cementu w poziom znajdujące się szczeliny.
- Silny wzrost ciśnienia i dalsze jego kształtowanie się wskazuje, iż wypełnianie szczelin następuje właściwie, przy czym dostęp do nich musiał być początkowo przeбит przez powstałe znaczne ciśnienie.
- Silny wzrost i dalszy początkowo gwałtowny, a potem powolny spadek ciśnienia wskazuje na naruszenie struktury podłoża i powstanie rozwartych szczelin, nie dających możliwości ich zamknięcia.



Rys. 4. Wodochłonność otworów w osi zapory, wyrażona w l/min/mb

W przypadkach a) i c) proces cementowania zostaje ograniczony wydajnością pompy cementacyjnej; w przypadkach b) i d) zaprawa cementowa wypływa na powierzchnię terenu w bliższym lub dalszym sąsiedztwie otworu i cementacja nie daje wymaganych wyników. Oprócz stosowanego w czasie cementacji ciśnienia, drugim ważnym czynnikiem, od którego zależą otrzymywane wyniki uszczelnienia, jest gęstość stosowanego roztworu cementacyjnego (stosunek cement : woda). Konsystencja roztworu warunkuje jego możliwość wnikania i jakość wypełniania szczelin podłoża. Rodzaj konsystencji roztworu można określić na podstawie wyników badań wodochłonności. Wg wskazówek autorów radzieckich, orientacyjne dane są następujące:

jednostkowa wodochłonność
właściwa
l/min/mb/m ciśnienia

< 0,01
0,01 — 0,05
0,05 — 0,2
0,2 — 1,0
> 1,0

konsystencja
roztworu
cementacyjnego

1 : 10 — 1 : 8
1 : 8 — 1 : 5
1 : 5 — 1 : 2
1 : 2 — 1 : 1
1 : 1 — 1 : 0,4

W początkowym stadium cementacji niezależnie od wodochłonności, przyjmuje się roztwór rzadki 1 : 10 — 1 : 8, aby przedwcześnie nie zatkać małych szczelin, a w trakcie zabiegu roztwór się zagęszcza lub też rozrzedza w miarę potrzeby, w zależności od jego rozchodu i ciśnienia roboczego.

Należy przy tym pamiętać, że wtłaczany gęsty roztwór cementacyjny jest bardziej szczelny od roztworu o konsystencji

IV str	III str	II str	I str	Kondukt	Strefy
178	153	109	70	2,4	rzędne NN
25	44	3,9	46	2,4	miąższość
					odis litologiczny
Przekrój geol. sredn. otw.					
15 VII 46	20 VII 46	22 VII 46	27 VII 46	29 VII 46	data wiercenia
0,051	0,016	0,11			wodochłonność właściwa
16 VII 46	6 VII 46	25 VII 46	29 VII 46		data bad. wodochł.
1215	854	2047			zużycie cementu na strefę kg
485	194	525	908		zużycie cem. na 1 mb.
					ciśnienie w at
15	140	15	180	13	roztwór cement.
150	3,40	3,20	2,50		czas trwania cement. w gęst.
16 VII 46	12 VII 46	30 VII 46	17 VII 46		data cement.

Rys. 5. Graficzne opracowanie wyników badań otworu

rzadszej. W pewnych przypadkach, przy dużej chłonności roztworu cementacyjnego, można dodawać ze względów oszczędnościowych do roztworu cementacyjnego domieszki mialkiego piasku, mączki kamiennej, mielonego żużla i inne. Domieszki te jednak wpływają zawsze w sposób niekorzystny na jakość otrzymywanego uszczelnienia.

Wszelkie materiały otrzymywane na podstawie badań hydro- i geologicznych winny być systematycznie zbierane i opisywane z uwzględnieniem najdrobniejszych szczegółów, które mogą okazać się bardzo cennymi przy rozwiązywaniu poszczególnych problemów. Duże usługi oddaje graficzne opracowanie rezultatów chłonności wody i cementacji, które przedstawia w sposób przejrzysty otrzymywane wyniki. Przykłady opracowań przedstawiają rys. 4 i 5.

Omówione wyżej metody badań nie wyczerpują dokładnie całości zagadnień, jakie się wyłaniają przy prowadzeniu studiów hydro- i geologicznych w związku z projektowaniem przegród dolinowych. Zagadnienia te są bardzo różnorodne, a charakter ich jest ściśle związany z indywidualnymi warunkami, istniejącymi w danym miejscu budowy. Badania wymagają starannej i dokładnej pracy, zazwyczaj są długotrwałe, przy czym skrócenie czasu ich prowadzenia może bardzo silnie się odbić w sposób niekorzystny na jakości otrzymywanych wyników.

Plany rozwoju budownictwa wodnego w Polsce przewidują budowę wielu dużych zapór i zbiorników. Należy więc przede wszystkim zwrócić uwagę na konieczność starannego przeprowadzenia badań hydro- i geologicznych, gdyż one będą miały znaczny wpływ na właściwe techniczne i ekonomiczne zaprojektowanie przyszłych inwestycji.

LITERATURA

1. Popow: Inżyniering geologiczny.
2. Gosgeolizdat: Inżyniering-geologiczskie issledowanije dla gidroenergetycznego stroitielstwa.
3. Allas i Meszcerjakow: Cementacja w gidrotechnicznym stroitielstwie.
4. K. Keil: Ingenieurgeologie und Geotechnik.

INŻ. WŁODZIMIERZ SKORASZEWSKI

Stosunek zużycia wody przemysłowej do komunalnej w krajach gęsto zaludnionych i wysoce uprzemysłowionych

W związku z szybkim rozwojem przemysłowym kraju i deficytem w zakresie zaopatrzenia w wodę niektórych okręgów, sprawa ustalenia właściwych wskaźników zużycia wody nabiera dużego znaczenia.

Jest to niezbędne nie tylko dla uformowania perspektywicznych bilansów wodnych, ale przede wszystkim dla opracowania założeń projektów zaopatrzenia w wodę przemysłów i gospodarki komunalnej. Założenia te, jak wiemy, obejmują dalszą perspektywę, co do której brak bliższych danych. Niżej podany artykuł omawia wskaźniki zużycia wody na przykładzie okręgu przemysłowego Ruhry.

Nasze stare okręgi przemysłowe rozwijają się szybko, a jednocześnie powstają nowe. Miasta także zmieniają gruntownie swój charakter. Około 50% całej ludności miejskiej pracuje zawodowo, co oznacza ogromny rozwój warsztatów pracy. Każda jednostka wytwórcza musi zużywać nieraz bardzo znaczne ilości wody do celów produkcyjnych [1].

Zużycie wody przez ludność do potrzeb własnych daje się ująć liczbowo i możemy je łatwo wyskalować tak bieżąco, jak i w perspektywie. Będzie to woda komunalna. Inaczej natomiast przedstawia się sprawa z wodą niezbędną dla przemysłu. Tu ilości oraz jakość mogą oscylować w bardzo szerokich granicach, zależnie od rodzaju i koncentracji przemysłu.

Wodociągi centralne powinny w zasadzie dostarczać całość wody, niezbędnej do pokrycia potrzeb komunalnych i przemysłowych, obsługiwanej okręgu lub okolicy. Dlatego też jest rzeczą bardzo interesującą, jak układają się stosunki ilościowe produkcji wody komunalnej i przemysłowej krajów, które osiągnęły duży rozwój przemysłowy.

Posiadanie danych orientacyjnych tego rodzaju jest koniecznością, przede wszystkim dla projektantów nowych miast przemysłowych, bowiem muszą oni tworzyć w przewidywaniu wielkich szans rozwojowych, jakie nam daje gospodarka planowa. Całość ma pierwszorzędne znaczenie praktyczne ze względu na stosunkowo ubóstwo naszych źródeł wody szczególnie, gdy

chodzi o jej większe ilości [2]. A ilości te mogą być bardzo okazałe, jak tego dowodzą przykłady krajów wysoko uprzemysłowionych i gęsto zaludnionych [3].

Niemcy Zachodnie np. zużywają dziś około 3 miliardów m³ wody rocznie, licząc nieco poniżej 50 milionów mieszkańców. Daje to ok. 0,165 m³ na 1 mieszkańca i dobę przeciętnie dla całego kraju. Licząc się z tym, że ludność miejska w Niemczech Zachodnich wynosi około 75% całości i przyjmując, iż tylko ona jest obsługiwana przez wodociąg centralne, dobowe zużycie przeciętne roczne wyniesie tam ok. 0,220 m³/miesz.

Ma to miejsce w kraju kapitalistycznym, gdzie potrzeby głównych mas ludności są zaniebawiane z zasady i obsługiwane na poziomie możliwie najniższym. Liczba 3 miliardów m³ nie daje całej ilości wody produkowanej tak dla przemysłu, jak i komunalnej. Obejmuje ona bowiem tylko zakłady publiczne, tj. bez specjalnie przemysłowych.

Jedna trzecia tej potrzebnej ilości wody produkowanej rocznie, tj. jeden miliard m³, zostaje zużyta w okręgu przemysłowym Zagłębia Ruhry, gdzie są skoncentrowane przemysły: węglowy, żelazny i wielkiej chemii. Zagłębie liczy około 4 milionów mieszkańców i posiada ok. 100 zakładów wodociągowych, pracujących na sieć, liczącą prawie 20 000 km. Mieszkańcy zużywają do pokrycia swych potrzeb tylko 200 milionów m³ rocznie, czyli około 0,137 m³ na głowę i dobę, resztę zaś przemysł.

Autor pracy pt. „Die Talsperrenwirtschaft an der Ruhr“ [3] nie podaje, jak jest liczona woda komunalna. Prawdopodobnie będziemy tu mieli do czynienia ze zużyciem, wykazanym przez wodomierze indywidualne, co zgadzałoby się dość dobrze z naszymi kalkulacjami [1].

Pokrycie potrzeb daje rzeka Ruhra, która prowadzi przeciętnie rocznie ok. 75 m³/sek. W okresach posusznych, przepływ Ruhry spada do 4 — 5 m³/sek. Spowodowało to konieczność rozwinięcia gospodarki zbiornikowej na dużą skalę. Zabotrzebowanie sekundowe wody przez cały okres wynosi ok. 32 m³/sek w przekroju rocznym.

Otrzymujemy w rezultacie cechy charakterystyczne wodociągu w okręgu bardzo uprzemysłowionym, zestawione niżej.

Cechy charakterystyczne wodociągu przemysłowego Zagłębia Ruhry, traktowanego jako całość, na koniec 1950 r.

Zaludnienie	ok. 4 miln. mieszkańców
Ilość zakładów wodociągowych	ok. 100
Produkcja wody komunalnej i przemysłowej	1 mild. m ³ /rocznie
Stosunek wody komunalnej do przemysłowej	0,26
Długość sieci wodociągowej	ok. 20 000 km
Na jednego mieszkańca przypada sieci wodociągowej	ok. 5 m
Jeden mieszkaniec zużywa wody do potrzeb osobistych przeciętnie na dobę	ok. 0,137 m ³
Zużycie wody przemysłowej odpowiada konsumpcji 4 mieszkańców równoważnych	

Wykorzystanie przeciętnego rocznego przepływu Ruhry do celów zaopatrzenia w wodę ludności i przemysłu $32/75 = \text{ok. } 43\%$.

Oczywiście tak intensywna eksploatacja rzeki daje odpowiednio ilości ścieków sanitarnych. Rzeka Emschera, przeznac-

zona do roli głównego kolektora ścieków okręgu przemysłowego Zagłębia Ruhry, otrzymuje ok. 7 m³/sek. ścieków od 2,3 milionów mieszkańców, czyli około 0,260 m³ od jednego mieszkańca na dobę przeciętnie rocznie [4].

Zagłębie Ruhry odczuwa stale niedosyt wody i czyni nakłady idące w dziesiątki miliardów złotych na budowę nowych ujęć i zbiorników. Brak stałej dostatecznej ilości wody powoduje, że nie wszystkie potrzeby ludności są tam pokrywane w stopniu dostatecznym, co zresztą jest zjawiskiem stałym w ustroju kapitalistycznym.

Wynika stąd wniosek, że rozpoczynając wielką przebudowę naszego kraju, musimy zwrócić wyjątkową uwagę na gospodarkę wodną nie tylko w bliskości okręgów przemysłowych, ale i całosci zlewni, w której one się znajdują.

Należy przy tym podkreślić, że nasz Śląsk ma charakter bardzo podobny do Zagłębia Ruhry, bowiem głównymi produktami jego przemysłu są również węgiel, stal oraz wyroby wielkiej chemii.

LITERATURA

- [1] Inż. Wł. Skoraszewski — W sprawie norm zużycia wody komunalnej i przemysłowej — Gospodarka Wodna nr 4/53.
- [2] Inż. Wł. Skoraszewski — Gospodarka wodna w krajach gęsto zaludnionych — Gaz, Woda i Technika Sanitarna nr 6/53.
- [3] Die Talsperrenwirtschaft an der Ruhr — U. Pruss G. W. F. 93. 1952. H. 10, S. 276, H. 12, S. 343.
- [4] Die Abwasserfrage im Rheinisch-Westfälischen Industriegebiet. A. Ramshorn G. W. F. 93. 1952. H. 10, S. 280, H. 12, S. 347.

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

INŻ. ZYGMUNT KISIELEWSKI

Główny Kanał Turkmeński

W roku 1950 Rada Ministrów ZSRR powzięła uchwałę o budowie Głównego Kanału Turkmeńskiego, nawodnieniu południowych rejonów Przykaspjskiej Równiny, doliny Amu Darii oraz zachodniej części pustyni Kara-Kum.

Budowa Głównego Kanału Turkmeńskiego stanowi część wielkiego planu przeobrażenia przyrody. Słoneczna Turkmenia przekształca się z krainy cierpiącej na niedostatek wody w krainę z dużymi nawodnionymi terenami, dobrze rozwijającymi się rejonami wysokoproduktywnego rolnictwa i hodowli oraz silnymi ośrodkami przemysłowymi.

Na bazie wykorzystania Głównego Kanału Turkmeńskiego będzie realizowane nawodnienie i zagospodarowanie 1 300 000 ha, na których ma być uprawiana głównie bawełna, ryż i inne południowe rośliny, doprowadzona będzie woda do 7 000 000 ha pastwisk na pustyni Kara-Kum, nastąpi pełne zabezpieczenie w wodę pitną i techniczną ośrodków przemysłowych i linii kolejowych, ponadto założone będą leśne pasy ochronne i umocnione ruchome piaski wzdłuż kanałów nawodniających, wokół ośrodków przemysłowych i osiedli na powierzchni ok. 500 000 ha.

* * *

Wielkie przemiany, które zajdą w związku z budową Kanału Turkmeńskiego, oparte będą na wykorzystaniu wód Amu Darii.

Amu Daria, jedna z większych rzek Środkowej Azji, długości 2 540 km bierze swój początek w wysokogórskich rejonach Afganistanu, prawie na granicy Indii i Chin na wysokości ok. 5 tys. m. Średni spadek rzeki wynosi 0,28‰. Amu Daria ma właściwości dogodne dla wykorzystania jej wód do nawodnienia. Zasilana jest lodowcami wysokogórskich rejonów i dlatego posiada dwa wezbrania — wiosenne i letnie. Pierwsze zaczyna się zwykle w kwietniu i związane jest z taniem śniegów w górnym biegu rzeki i wiosennymi deszczami w górach. Poziom wody zaczyna stopniowo podnosić się już w drugiej połowie marca, przez co uzyskuje się możliwość stosowania przedposiewnych nawodnień. Drugie wezbranie — letnie — spowodowane jest taniem lodowców i ma miejsce zwykle w drugiej połowie ma-

ja. Znacznie podwyższony poziom wody utrzymuje się do sierpnia, tzn. do czasu gdy obniżenie temperatury w górach zmniejsza taniecie lodowców i ilość przepływu zaczyna się zmniejszać. Podwyższenie poziomu wody w letnim okresie pozwala z łatwością dokonywać wegetacyjnych nawodnień.

Średni roczny przepływ wynosi do 2 000 m³/sek, z czego wynika, iż istnieją możliwości nawodnienia ogromnych powierzchni. Dla dotychczas istniejących urządzeń nawodniających pobierana jest z rz. Amu Darii ilość wody nie przewyższająca 400 m³/sek, czyli ok. 20% średniego rocznego przepływu. Amu Daria mogłaby nawodnić kilka milionów hektarów, tymczasem dotychczas nawodniane tereny nie przewyższają 1/6 tej powierzchni.

Amu Daria odznacza się nie tylko bogactwem wody, lecz stanowi również swego rodzaju fabrykę mineralnych nawozów — jej wody niosą namulę zawierające cenne nawozy, jak wapień, potas, fosfor i ilościowo przewyższają nawet namulę niesioną przez rz. Nil. Badania wykazały, że przy średniej normie nawodnienia 6 400 m³ na 1 ha wody Amu Darii dadzą na 1 ha 1 460 kg wapnia, 417 kg tlenku potasu i 37 kg kwasu fosforowego. Wody rz. Nilu przynoszą na każdy hektar zasiewów tylko 293 kg wapnia, 47 kg tlenku potasu i 27 kg kwasu fosforowego. Razem Nil daje na hektar 367 kg mineralnych nawozów, gdy tymczasem Amu Daria 1914 kg tj. pięć razy więcej.

* * *

Główny Kanał Turkmeński, o ogólnej długości 1 100 km, bierze swój początek przy miejscowości Tachia-Tasz nad rz. Amu Daria. Miejsce powyższe już niejednokrotnie zwracało uwagę ekspedycji badających zagadnienie nawodnienia pustyni Kara-Kum. W miejscu tym wyprostowane łożysko Amu Darii znacznie zwęża się, rzeka płynie między wyższymi skalistymi brzegami. Dlatego też zaprojektowano tutaj przegrodzenie rzeki zapórą i wybudowanie dużego zakładu wodnego. Poziom spiętrzenia nie przekroczy kilku metrów, ażeby uniknąć zatopienia przylegających urodzajnych terenów.

Na trasie kanału leży zagłębienie Sary-Kamyskie o powierzchni ok. 12 000 km². Projekt trasy przewiduje ominięcie zagłębienia, gdyż napełnienie jego wymagałoby ponad 300 miliardów m³ wody i trwałoby nie mniej niż 15 lat.



Rys. 1. Szkic Głównego Kanału Turkmeneńskiego

Dalej trasa kanału biegnie na długości ok. 500 km pustynią Kara-Kum, korytem dawnej wyschniętej rz. Uzboj. Na odcinku tym wykonane będą dwie zapory z dużymi zbiornikami, elektrowniami wodnymi i słuzami. Łączna moc wszystkich trzech elektrowni wodnych na Kanale Turkmeneńskim wynosić będzie 100 000 kW.

Ujście kanału znajduje się przy m. Krasnowodsku nad Morzem Kaspijskim. Dla pełnego wykorzystania wód prowadzonych kanałem dla nawodnienia i doprowadzenia wody do ośrodków przemysłowych i osiedli, wykonany będzie przy ujściu szereg słuz, ograniczających odpływ wód do morza. Na całej swej długości od Amu Darii do Morza Kaspijskiego Główny Kanał Turkmeneński będzie arterią żeglowną.

Na południowym-zachodzie Turkmennii kanał rozdziela się. Główna trasa pobiegnie do Krasnowodska, boczny kanał do Równiny Przykaspjskiej, gdzie projektowane jest nawodnienie 500 000 ha urodzajnych terenów. Ilość wody pobieranej do kanału z rz. Amu Darii wyniesie 350—400 m³/sek. z możliwością zwiększenia do 600 m³/sek.

W pustyni Kara-Kum nawodnionych będzie 7 milionów hektarów pastwisk. Dla wykonania tego zadania konieczne jest wybudowanie szeregu specjalnych urządzeń, w szczególności podniesienie wody z Uzboju i skierowanie w głąb pustyni odbędzie się przy pomocy potężnych stacji pomp, poruszanych energią uzyskaną z zakładów wodnych, znajdujących się na kanale. Stacje pomp podawać mają wodę rurociągami o długości ok. 1000 km dla zaopatrzenia w wodę pitną i techniczną osiedli i ośrodków przemysłowych.

Równocześnie z budową kanału będą prowadzone prace dla umocnienia ruchomych piasków pustyni i zakładane leśne pasy ochronne. Woda i las zmienią przyrodę pustyni Kara-Kum. Potężny system kanałów nawodniących łącznie z leśnymi pasami ochronnymi wpłynie na zmianę klimatu pustynnego, przekształci olbrzymie suche obszary w urodzajne tereny i pozwoli na osiedlanie się na terenach dotychczas martwych. Takie są zasadnicze założenia realizowanego już obecnie projektu wykorzystania wód Amu Darii.

* * *

Przyrodnicze i klimatyczne warunki Turkmennii, położonej w południowej części ZSRR, różnią się znacznie od warunków panujących w innych republikach Związku Radzieckiego. Pustynia zajmuje tutaj prawie 80% całej powierzchni. Wielkie masy nagrzanego powietrza stale unoszą się nad Kara-Kum, powodując obniżenie wilgotności powietrza. Średnia roczna ilość opadów wynosi poniżej 200 mm. Obok gorącego i suchego lata w Turkmennii bywają zimy o stosunkowo niskiej temperaturze. Tereny Turkmennii otwarte są dla zimowych, chłodnych mas powietrza, przemieszczających się ze wschodu i północo-wschodu, i zamknięte są wysokimi górami połączonymi w południowej części, zatrzymującymi przenikające wtedy zimą ciepłe i latem — wilgotne warstwy powietrza. Dlatego też latem opady atmosferyczne mają miejsce głównie w górach, a na pozostałej części Turkmennii — zimą i wczesną wiosną.

Tereny położone w dolnym biegu Amu Darii, przy początku biegu kanału, charakteryzują się większymi temperaturami niż na dalszych jego odcinkach. Okres bez mrozów wynosi tutaj ok. 200 dni i przymrozki występują wcześniej niż w innych czę-

ściach Turkmennii. Średnie roczne opady nie przewyższają 80 mm. Pomimo tych warunków można tutaj z powodzeniem uprawiać szybko dojrzewające średnio-włókniste gatunki bawełny i cały szereg innych roślin, pod warunkiem doprowadzenia dostatecznej ilości wody. Z Głównego Kanału Turkmeneńskiego nawodnionych będzie w tym rejonie przeszło 800 000 ha ziemi, wskutek czego nawodniana powierzchnia wzrośnie czterokrotnie.

W delcie Amu Darii, nie ustępującej rozmiarami i urodzajnością delcie Nilu, istnieją wyjątkowo sprzyjające warunki dla uprawy cenniejszych kultur, jak winogrono, bawełna, południowe owoce itp.

Mniemanie o piaskach pustyni Kara-Kum, jako o bezpłodnych terenach, nie odpowiada rzeczywistości. Na nich znajduje się różnorodna, przystosowana do warunków pustynnych roślinność, która od dawna wykorzystywana jest jako pasza dla rozwiniętej tutaj hodowli owiec, koni i wielbłądów. Jednakże możliwość wykorzystania jej jest ograniczona i zależy od ilości wykonanych studni i zbiorników wodnych. W Kara-Kum istnieje ok. 15 000 studni zaopatrujących w wodę gospodarstwa hodowlane. W ostatnich latach przystąpiono do budowy szeregu nowych studni, o specjalnej konstrukcji zaprojektowanej przez pastwiskowo-melioracyjny trest Turkmennii. Studnie te, o głębokości do 250 m, posiadają żelazobetonową obudowę, woda przechodzi przez filtr do osadnika, co zabezpiecza przed zapiaszczaniem. Ponadto skrócony został prawie trzykrotnie czas budowy, ułatwiona eksploatacja i zwiększona wydajność.

W piaskach Kara-Kum spotyka się często wysepki ciężkich, bezstrukturalnych gleb gliniastych. Widok takich wysepki jest niezwykle, przedstawiają one jakby polerowaną, błyszczącą powierzchnię, pozbawioną wszelkiej roślinności. Grają one wielką rolę w pustyni, są bowiem jedynymi powierzchniami, na których można magazynować słodką, pitną wodę. Na wyspach złożonych z ciężkich, nieprzepuszczalnych glin, gromadzą się zimowe i wiosenne opady, dlatego też większość studzien i zbiorników wodnych rozmieszczona jest na tych wyspach. Prowadzone przez Akademię Nauk Związku Radzieckiego badania wykazały, że zagospodarowanie tych biologicznie małoaktywnych i ciężkich gleb jest możliwe przez głęboką orkę i meliorację.

W drodze do Krasnowodska trasa kanału przecina zachodnią część pustyni Kara-Kum i przejdzie przełęczą między pasmami górskimi: Wielkie i Małe Bałchany. Pod względem klimatycznym tereny te podobne są do równinnej części Turkmennii. Wody jest bardzo mało, spotyka się tylko rzadko rozmieszczone studnie oraz niewielkie cienkie podnóża gór. W tym rejonie znajdują się bogate złoża węglowe, nie eksploatowane ze względu na brak wody użytkowej.

Wzdłuż brzegów Morza Kaspijskiego położony jest szeroki pas diun piaskowych. Na Nizinie Przykaspjskiej roślinność jest b. skąpa, okres bezmroźny wynosi 280 dni w roku, średnia temperatura styczniowa nie przekracza +4,5°. W rejonie tym gospodarka wodna rozwinięta jest b. słabo, gdyż jedyna rzeka Atrak posiada wysokie, do 30 m dochodzące brzegi i praktycznie nie jest wykorzystana dla nawodnień. W dolnym biegu brzegi obniżają się do poziomu otaczającego terenu i powodzie kałużorazowo zalewają ogromne przestrzenie. W rejonie tym znajduje się ok. 2 milionów ha terenów nadających się do uprawy, a wskutek braku wody obecnie uprawiana powierzchnia nie przekracza 3 500 ha.

W części południowo-zachodniej Turkmennii istnieje dużo porzuconych gruntów o silnie zasolonych, ciężkich glebach. Przy zagospodarowaniu terenów w strefie działania Kanału Turkmeneńskiego często spotykane będą zasolone gleby. Prawie zupełny brak letnich opadów, wysoka temperatura powietrza i stały kapilarny ruch wody sprzyjają odkładaniu się rozpuszczonych w wodzie gruntowej soli w wierzchnich warstwach gleby. Często zasolenie gleby miało miejsce na nowonawodnionych terenach, gdy poziom wody gruntowej podnosił się, co świadczyło o nieprawidłowym i nieekonomicznym wykorzystaniu wody i stosowaniu zbyt dużych dawek.

Dla zagospodarowania zasolonych terenów stosowany będzie w szerszym zakresie drenaż, a tam gdzie zabieg ten okaże się niedostateczny, pomocne będą głębokie studnie. Obniżą one poziom wody gruntowej i przy pomocy doprowadzonej kanałami wody nastąpi przemiany zasolonych gleb. Szerokie zastosowanie znajdą tutaj doświadczenia radzieckich instytucji naukowo-badawczych i doświadczalnych stacji melioracyjnych. Właściwe przemiany, zastosowanie głębokiego drenażu i studni, odpowiednie nawożenie, wysoka agrotechnika oraz wprowadzenie trawopólnego płodozmianu pozwolą przywrócić urodzajność zasolonym glebom.

Wielką rolę odegra radziecka nauka w zagospodarowaniu ziem leżących na trasie kanału. Szereg większych instytucji naukowo-badawczych włączyło się do rozpracowania zagadnień związanych z właściwym nawodnieniem i zagospodarowaniem ziem Turkmenii. W dolinie Uzboju powstała centralna pustynna stacja i pierwszy na świecie pustynny ogród botaniczny. Liczne ekspedycje szczegółowo badają ogromne przestrzenie Kara-Kum i ziemie nadające się do nawodnienia oraz zagospodarowania. Wykorzystując doświadczenia i materiały poprzednich badaczy, uczeni radzieccy opracowują szczegółową naukową charakterystykę warunków glebowych i klimatycznych Turkmenii. Twórcze powiązanie nauki i praktyki, naukowe rozpracowanie ogromnego dorobku dotychczasowego rolnictwa i pastwiskowego gospodarstwa w Średniej Azji pomogą włączyć pustynne tereny do narodowej gospodarki.

* * *

Gospodarka rolna na ziemiach turkmeńskich uzależniona jest od właściwej gospodarki wodą, tutaj człowiek od dawnych czasów z uporem walczył o zabezpieczenie odpowiednich jej ilości dla celów gospodarczych.

Urządzenia nawodniające w okresie przedrewolucyjnym miały charakter prymitywne, system kanałów i rowów był chaotyczny, nie oparty na zasadach technicznych, a eksploatacja powiązana z wielkimi stratami drogocennej wody.

W Turkmenii, o powierzchni dorównującej większym krajom europejskim, spośród wielkich rzek wymienić należy: Amu Darię, Murgab, Tedżen i Atrek. Oprócz tego istnieje sieć małych rzeczek, potoków i cieków o niewielkim odpływie rocznym, położonych głównie w górach. Rzeki, z wyjątkiem Amu Darii i Atreka, nigdzie nie wpadają, lecz giną w piaskach pustyni Kara-Kum. Ogromna sieć nawodniająca wchłania całkowicie wodę z rzek.

Również w dawnym okręgu zakaspijskim carskiej Rosji niewiele było systematów nawodniających wybudowanych w oparciu o zasady techniczne. Większość ich, obsługujących prawie 90% nawodnionych terenów, była przestarzała, szereg kanałów założonych nieprawidłowo było nieczynnych, organizacja i technika nawodnienia prymitywna, w rezultacie czego były duże straty ilości wody i gleba nie otrzymywała potrzebnej wilgotności.

Nieprawidłowe wykonanie sieci kanałów wymagało wielkich ilości robocizny na ich coroczną konserwację. Zwykle po zakończeniu zbiorów dziesiątki tysięcy ludzi późną jesienią i zimą odmulały kanały. Ze względu na ciężkie warunki pracy, konieczność podwójnego lub potrójnego przerzutu gruntu, wydajność pracy nie przewyższała 0,5 — 1,0 m³ dziennie. Na przeprowadzenie oczyszczania kanałów i rowów konieczne było użycie 20 — 30 robocizników na 1 ha. Z drugiej strony należało działać siecią nawodniającą mały wpływ na urodzaje, gdyż z zapiaszczonych i zamulonych kanałów niemożliwe jest podawanie wody w określonym czasie i potrzebnej ilości, a niedanie wody we właściwym czasie opóźnia przedsięwzięcia i siewne prace i wpływa na zmniejszenie plonów.

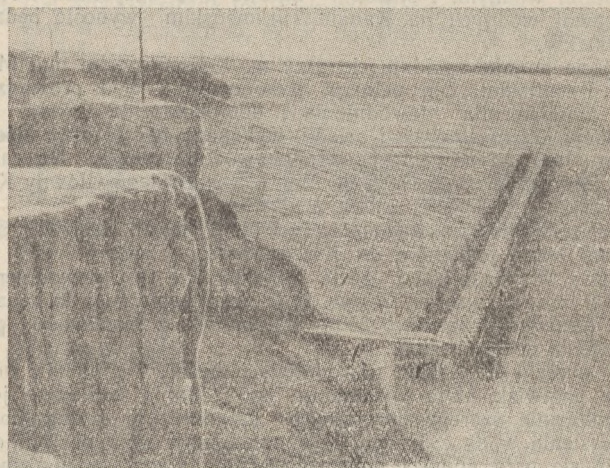
Za czasów władzy radzieckiej zostały wykonane ogromne prace przy przebudowie i ulepszeniu prymitywnych i mało wydajnych urządzeń nawodniających. Np. w systemacie Karkińskim istniało 109 małych kanałów. Po przebudowie pozostało 18 większych i ogólna sieć skrócona była o 309 km. W innym systemacie zamiast 150 małych kanałów pobudowano 12 większych, skracając sieć o 742 km i powiększając współczynnik działania sieci nawodniającej o 50%. Przeprowadzono wielkie prace związane z budową nowych kanałów, ze zwiększeniem powierzchni nawodnianych i pełniejszym wykorzystaniem naturalnych wodnych zasobów. Wybudowano setki nowych ujęć, tysiące spiętrzeń, przelewów, urządzeń rozprowadzających wodę i innych hydrotechnicznych budowli. Uporządkowanie sieci nawodniających, zwiększenie długości kanałów i prawidłowa organizacja gospodarki wodnej wpłynęły na dwukrotne zwiększenie powierzchni nawodnianej.

Zaszły również zasadnicze zmiany w technice oczyszczania kanałów: ciężkie, wymagające dużych nakładów robocizny prace zostały zmechanizowane. Obecnie oczyszczanie kanałów dokonywane jest przez specjalnie zorganizowane maszynowo-ekskawatorowe ośrodki zaopatrzone w bagry, hydromonitory i inne maszyny. Od 1948 r. wymulanie głównych odcinków wszystkich większych kanałów jest w zupełności zmechanizowane, prawie całkowicie usunięta została ręczna praca przy oczyszczaniu rozprowadzających wodę kanałów.

W krótkim czasie wykonany został plan robót wodno-melioracyjnych, realizacja którego w innych warunkach trwałaby kilka dziesięcioleci. Zabezpieczone zostały wszelkie warunki dla właściwego nawodnienia pól kołchozowych. Rozmiar przeprowadzonych w Turkmenii robót charakteryzuje ich koszt, który w ostatnim dziesięcioleciu wynosił ok. 190 milionów rubli.

Wybudowanie Głównego Turkmeńskiego Kanału Amu Daria — Krasnowodsk wraz z siecią kanałów nawodniających wprowadzi zasadnicze zmiany w dotychczasowej gospodarce wodnej Turkmenii. Wodne zapasy zużytkowane dla potrzeb rolniczych wzrosną kilkakrotnie. Kanał doprowadzi prawie pięciokrotnie większą ilość wody aniżeli dają dotychczas rzeki Murgab i Tedżen. Główny kanał z bocznymi, długości 2300 km, uzupełniony będzie siecią nawodniającą o długości wielu tysięcy kilometrów, uzbrojoną hydrotechnicznymi budowlami, jak zaporę, śluzy, osadniki, stacje pomp i inne. Prace związane z usuwaniem namułu będą całkowicie zmechanizowane. Wody Amu Darii, przed zapełnieniem kanału, przejdą przez ogromne osadniki zbudowane przy zaporze na rz. Amu Darii. Namuły będą osiadać nie w sieci nawodniającej, a w osadniku na ograniczonym i niewielkim stosunkowo odcinku, skąd łatwiej je będzie można usunąć.

Wszechzwiązkowy Naukowo-Badawczy Instytut Hydrotechniki i Melioracji opracował konstrukcję wielokomorowych osadników z urządzeniami usuwającymi namuły prądem wody, co całkowicie rozwiązuje zagadnienie walki z namułami. Ponadto



Rys. 2. Urządzenie kierujące na rz. Amu Darii i przy wlocie Kanału Taszakińskiego dla zatrzymania namułów

na rz. Amu Darii z dobrymi wynikami stosowane są metalowe, dwurzędowe, zastawkowe tamy równoległe, które przez wytworzenie sztucznej poprzecznej cyrkulacji wstrzymują dostawanie się dennych i przydennych namułów do kanału (rys. 2). Wykonane trzy tego rodzaju tamy wprowadzone zostały do eksploatacji w latach 1949—1952 przy ujęciach wody do systematów nawodniających powierzchnię 240 000 ha i dały bardzo dobre wyniki. W szczególności w 1952 r. powyższymi urządzeniami nie dopuszczono do kanałów Taszakińskiego i Kłyczbajskiego 1167,5 tys. m³ namułów, co pozwoliło zaoszczędzić 2756,2 tys. rubli. Wskazuje to, że stosowanie zastawkowych metalowych tam równoległych tego systemu w zupełności spełnia swoje za-



Rys. 3. System nawodniający pól Połotańskiej Stacji Doświadczałnej.

danie i stanowi środek do niedopuszczania namulów przy ujęciu wody z rzeki do nawodniających kanałów.

W związku z budową kanału, Turkmenia otrzyma znaczną hydroelektryczną bazę. Trzy elektrownie wodne, wybudowane na trasie kanału o mocy 100 000 kW, umożliwią elektryfikację gospodarstw rolnych, możliwe będzie również zelektryfikowanie szeregu elementów nawodnienia. Przy pomocy tej energii podnoszona będzie woda na tereny leżące powyżej poziomu wody w kanale.

Przy eksploatacji kanału i systemów nawodniających stosowane będą ostatnie osiągnięcia radzieckiej nauki melioracyjnej, najnowsze typy urządzeń, racjonalizacja techniki nawodnienia, środki zabezpieczające przed stratami wody, ściśle przestrzegane norm i czasu nawodnień oraz prawidłowe płodozmiany.

Specjalne znaczenie dla gospodarki wodnej Turkmenii ma uchwała Rady Ministrów ZSRR z 1950 r. o przejściu na nowy system nawodnienia.

Istniejąca dotychczas gęsta sieć stałych rowów i kanałów dzieli powierzchnię uprawne często na parcele nie większe od jednego hektara. Wiele użytkowej powierzchni zajętej rowami i kanałami jest stracona dla uprawy, ponadto są znaczne trudności przy mechanicznej uprawie, pielęgnacji i zbiorach. Dla lepszego wykorzystania nawodnianych powierzchni i polepszenia mechanizacji robót rolnych cała istniejąca sieć poddana jest przebudowie. Stałymi pozostają tylko główne kanały i rozprzadzające, tj. te kanały, którymi pobierana jest woda z rzeki lub zbiornika i rozprowadzana do kółchozów. Pozostałe rowy nawodniające są czasowe, wykonywane tylko przed nawodnieniem i następnie zasypywane. Przebudowa istniejących urządzeń we-

dlug zasad nowego systemu jest w pełnym toku i ma być zakończona w przyszłym roku.

* * *

Jak widać z powyższych danych, Główny Kanał Turkmeński łącznie z kanałami i systemami nawodniającymi jest budowlą przewyższającą największe tego rodzaju urządzenia. Wpływ jego odbije się na wszystkich gałęziach narodowej gospodarki i kultury tych rejonów, a wyjątkowo wielkie znaczenie będzie miał dla rozwoju rolnictwa. Doprowadzenie wody do pastwisk na pustyni Kara-Kum stworzy trwałą i szeroką bazę paszową, która pozwoli na znaczne rozszerzenie hodowli.

Historia techniki nie zna tak olbrzymiego, pod względem skali i warunków pracy, placu budowy, jak Główny Kanał Turkmeński. Zakres prac jest tu 12-krotnie większy niż przy kanale Wołga-Don. Ponadto, gdy wziąć pod uwagę niesłychanie ciężkie warunki pracy w pustyni Kara-Kum, plan, wg którego ukończenie prac przy budowie kanału ma nastąpić w 1957 r., jest trudnym egzaminem dla budowniczych. Dlatego jest rzeczą zrozumiałą, że przy budowie kanału konieczne jest wprowadzenie najbardziej potężnych i wydajnych środków mechanizacji i przodujących metod pracy. Realizacja zamierzeń o tak wielkich rozmiarach, trudnej technicznie budowlą i w tak krótkim czasie, może nastąpić tylko w ramach planowej socjalistycznej gospodarki, wysokiego poziomu przemysłu i silnej ekonomiki.

Naród radziecki właściwie określił charakter budowlą, nazywając ją wielką budowlą komunizmu. W niej bowiem z wielką siłą wyrażona jest światła myśl wykorzystania wodnej rezerwy kraju i rewolucyjny rozmach realizacji tego zamiaru.

DZIAŁ IV — W Y K O N A W S T W O

INŻ. STANISŁAW IWANICKI

Beton hydrotechniczny

Możliwość otrzymywania z tworzywa jakim jest beton budowli dowolnych kształtów, wymiarów, służących wielorakim przeznaczeniom, praktycznie niezależnych od warunków klimatycznych w jakich się je wykonuje, z możliwością stosowania w najrozmaitszych warunkach posadowienia, b. często pod zwierciadłem wód gruntowych czy w obecności wód agresywnych, ścieków przemysłowych o b. szerokiej skali właściwości chemicznych itd. — dała podstawę do stosowania tego materiału w skali szerszej od jakiegokolwiek innego, o zbliżonych właściwościach, materiału budowlanego.

Możliwość stosowania w najszerszym stopniu mechanizacji przy wznoszeniu budowli z betonu względnie żelbetu prefabrykowanych elementów konstrukcji — pozwoliła ostatnio na wykonywanie w b. krótkim okresie czasu budowli wodnych o nie spotykanych uprzednio wymiarach. Przykładem mogą tu być budowane ostatnio zapory, sięgające kubaturą masywu betonowego cyfry kilku milionów m³, przy dwustu kilkudziesięciu metrach wysokości. Do rzędu tych kolosów należą również rozpoczęte w ostatnich latach wielkie budowle komunizmu w Związku Radzieckim, z hydrowęzłami Stalingradzkim i Kujbyszewskim na czele, dla wykonania których trzeba będzie ułożyć około 12,5 miliona m³ betonu i żelbetu i gdzie np. dobową wydajność urządzeń betonarskich projektowana jest na ok. 20 000 m³ na jednym obiekcie.

Wykonywanie tak poważnych budowli z materiału, który na skalę przemysłową zaczęto produkować niewiele ponad 100 lat temu (cement portlandzki 1820 r.), a niektóre jego odmiany niepełna 30 lat (np. cement glinowy) — możliwe się stało m.in. dzięki wszechstronnemu jego zastosowaniu, co sprzyjało podjęciu badań przez uczonych i praktyków — wszystkich prawie krajów. W rezultacie badań i obserwacji opanowana została technologia produkcji betonu, niejednokrotnie niewiele odbiegająca od skali

przemysłowej (w dużych zautomatyzowanych fabrykach betonu) od skali laboratoryjnej, w sensie otrzymywania materiału o b. wyrównanych właściwościach i cechach fizycznych, z góry założonych, z punktu widzenia wymogów statyki wznoszonej budowli.

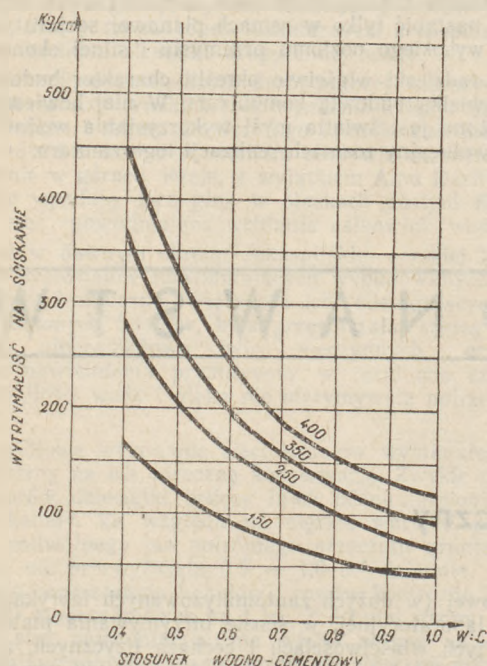
Znakomitą jednak większość w budownictwie betonowym i żelbetowym zarówno co do ilości obiektów, jak i sumarycznej ich kubatury, stanowią oczywiście obiekty małych i średnich objętości, od kilkudziesięciu m³ do kilku czy kilkunastu tysięcy m³ w jednym obiekcie. Dla tych warunków kosztowne urządzenie „fabryk betonu”, pozwalające — jak wyżej wspomniano — na otrzymywanie tworzywa b. jednorodnego, byłoby nie opłacalne, z wyjątkiem może większych placów budów, gdzie realizacja równoczesna kilkunastu czy kilkudziesięciu takich obiektów stwarza podstawy do instalowania tzw. centralnych betoniarń, z rozwożeniem betonu odpowiednimi środkami transportowymi (przeważnie samochodami). Jak dotąd, „centralne betoniarne” znalazły zastosowanie jedynie na dużych budowach przemysłowych, wieloobiektowych. W budownictwie wodnym, wykonanym w okresie lat powojennych, z uwagi na stosunkowo nieznaczne wymiary oraz specyficzne warunki budowy (w korycie wielkich wód, kolejna realizacja poszczególnych obiektów), organizacja betonowania była na ogół jednoobiekkowa z materiału nierozsegregowanego na frakcje. Była ona — jednym słowem — podobna do organizacji małych budów i różniła się od nich tylko większymi masami układanego betonu, względnie wyższą mechanizacją procesów przygotowania, transportu i układania betonu.

Dość zasadnicza różnica między budowlami małymi i średnimi, czy większymi, polegała m. in. również na tym, że prawie wszystkie budowle większe zostały zaopatrzone w ostatnich latach w laboratoria polowe, pozwalające na: kontrolowanie jakości materiałów, zaprojektowanie racjonalne mieszanek betono-

wych, przeprowadzanie kontroli jakości betonu zarówno w toku procesu produkcyjnego (mokrego), jak również po jego stwardnieniu (kontrola wytrzymałości betonu, tj. walców próbnych $\varnothing$ 8 cm, niekiedy i $\varnothing$ 16 cm).

Niestety, należy przyznać, że pomimo tak wspaniałego wyposażenia uzupełniającego jakimi są laboratoria, nie we wszystkich przypadkach kierownictwa budów należycie je wykorzystują. Dość często jeszcze zdarza się, że pomimo posiadania laboratorium projektowanie mieszanek łącznie z kontrolą materiałów składowych powierzane jest odpowiednim instytucjom, zwłaszcza przy politechnikach i innych uczelniach, co niepotrzebnie je obciąża i sprowadza zagadnienie do pewnej formalności; nie zawsze wykonywana jest kontrola w toku procesu mokrego, jak i w odniesieniu do próbek pobieranych w czasie betonowania.

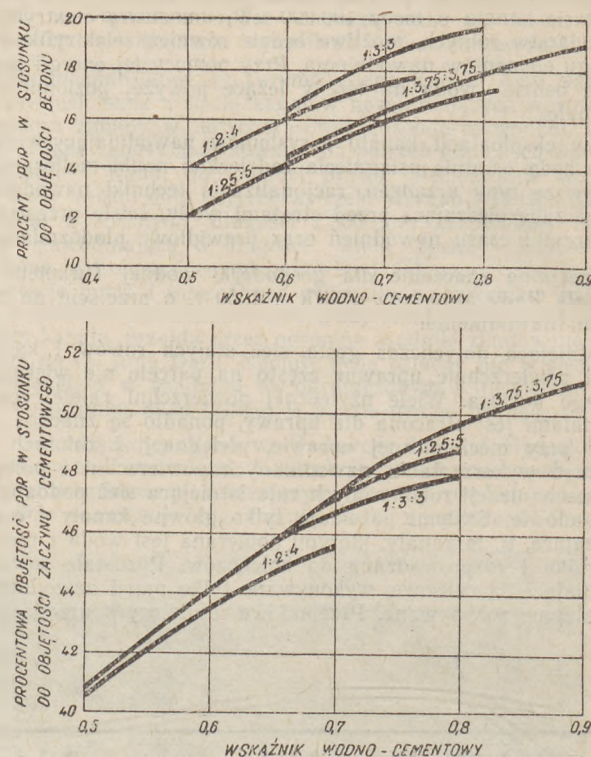
Gorsza oczywiście jest sytuacja budów nie wyposażonych w laboratoria; o ile wykonana jest „recepta” mieszanki w jednym z laboratoriów centralnych, to kontrola na budowie możliwa jest tylko jako orientacyjna („na oko”), np. b. łatwo sprzyja dość powszechnemu zjawisku nadmiernego dozowania wody, w myśl wątpliwej wartości zasady, że beton rzadki (ciekły) łatwiej się układa w formach, nie daje „raków”, zatem jest „lepszy”.



Rys. 1. Krzywe związku między wytrzymałością betonu, na kruszywie tłuczniowym, a stosunkiem wodno-cementowym.

O ile w budownictwie naziemnym nadmiar wody — poza zwiększonym zapotrzebowaniem cementu (względnie obniżeniem wytrzymałości betonu przy tej samej ilości cementu) — rzadziej pociąga za sobą ujemne skutki, nie mówiąc już o przypadkach, w których beton plastyczny czy nawet lany (wg PN półciekły lub ciekły) jest konieczny z uwagi na nieznaczne wymiary konstrukcji, duże zagęszczenie zbrojenia, skomplikowane kształty budowli itp. — o tyle nadmiar wody w betonie budowli wodnej — już w momencie jej powstawania — obniża jej wartość i skraca czas pracy, nawet o ile osiągnięta została wymagana projektem wytrzymałość R_{28} (kosztem nadmiernego zużycia cementu). Dzieje się to na skutek znanego zjawiska, że przy kruszywie nieporowatym (a z takim na ogół mamy do czynienia) dla procesu hydratacji cementu potrzeba zaledwie 10 — 20% wody w stosunku wagowym do cementu (wg prof. Paszkowskiego do 30%), w zależności od jego rodzaju. Reszta dodawanej wody (przy betonach ubijanych 30 — 40%, przy ciekłych do 75% w stosunku do wagi cementu) częściowo wsiąka w kruszywo, szalunki, wyparowuje — pozostaje jednak jeszcze poważny jej nadmiar (około 20 — 30% przy betonach ubijanych i 40 — 50% przy ciekłych), która nie związana chemicznie z cementem tworzy w betonie po wyparowaniu pęcherzyki i pory, łatwo widoczne niekiedy nawet gołym okiem na przełomie betonu. W rezultacie nad-

miaru wody otrzymujemy zatem beton porowaty, podatny na wpływy atmosferyczne, działania chemiczne, beton wodoprzepuszczalny (rys. 2).



Rys. 2. Związek między wskaźnikiem wodno-cementowym a objętością por w betonie i zaczynie cementowym

Budowle inżynierskie i hydrotechniczne zarówno małe, jak i duże (kanały betonowe wszelkiego rodzaju, mury oporowe, zbiorniki wody pitnej i przemysłowej, akwadukty, syfony, jazy, śluzy, zapory, przyczółki i filary mostów oraz wszelkiego rodzaju przepustów itp.) zależnie od przeznaczenia i warunków pracy, znajdując się w środowisku wody czystej czy ściekowej, przemysłowej lub gospodarczej (chemicznie agresywnej lub obojętnej) — narażane są zawsze na szkodliwe działanie wahania poziomów, często również na ścieranie przez rumowisko rzeczne, ciała pływające, lód, w wielu przypadkach na działanie zmiennych temperatur (mróz), na agresywność chemiczną soli i kwasów rozpuszczonych w wodzie, wreszcie na jednostronne parcie wody.

Beton, z którego wykonywane są tego rodzaju budowle, zawsze będzie się znajdował w trudniejszych, cięższych warunkach pracy niż beton budowli naziemnych. Wymaga on zatem spełnienia w stosunku do niego nieco innych warunków niż do betonów pracujących w środowisku powietrza, dla osiągnięcia tego samego czasu trwania budowli.

Betony stosowane przy wznoszeniu budowli stałe lub okresowo pracujących pod działaniem wody, posiadające właściwości, zapewniające długotrwałą normalną służbę betonu w tych warunkach — nauka radziecka nazywa, w odniesieniu do betonów pracujących w środowisku powietrza (budowle naziemne) — betonami hydrotechnicznymi.

Betony budowli wodnych czyli betony hydrotechniczne, narażone na ciśnienie wody, mogą ulegać wypłukiwaniu składników betonu przez filtrującą się przezeń wodę. Zawarte w wodzie rozpuszczone sole i kwasy, występujące na przemian nawilgoceń betonu, wysychanie, a zimą zamarzanie i odmrażanie, ścierające działanie rumowiska i zawieszin, uderzenia i tarcie lodu oraz ciał pływających — wszystkie te zjawiska jako oddziaływania dodatkowe mogą powodować w betonie i żelbecie uszkodzenia, jego korozję i stopniowo obniżać jego wytrzymałość, o ile przy projektowaniu mieszanki betonowej, jak również przy wyborze metod wykonania robót nie były one w sposób należyty przewidziane i uwzględnione.

Równocześnie z właściwym zaprojektowaniem składu betonu i metod jego wykonania należy zwrócić odpowiednią uwagę na staranne przygotowanie betonu, kontrolowane zarówno w toku wykonania, jak i po jego stwardnieniu, dla zapobieżenia zbyt

dużym odchyleniom, zawsze możliwym przy zmniejszeniu czułości, zwłaszcza w budowach mniejszych i średnich, nie wyposażonych w urządzenia częściowo lub całkowicie automatyzowane.

W budownictwie naziemnym, na wymogi którego są ustawione nasze normy, konstrukcjom pracującym w znacznie korzystniejszych warunkach jako jedyne wymaganie stawia się wytrzymałość. W zależności od obciążeń żąda się wykonania betonów o wymaganej projektem wytrzymałości (w granicach 70 — 250 kg/cm², w specjalnych przypadkach więcej).

Dla betonu hydrotechnicznego marka betonu, wyrażająca tylko wartość okresowej jego wytrzymałości na zgniatanie, staje się charakterystyką względną i niedostateczną. Oprócz warunków wytrzymałości betonem hydrotechnicznym trzeba zatem postawić jako zasadnicze wymogi odporność przeciw wszelkim niszczącym je wpływom (tzw. warunek jego długotrwałości); wymaganie to musi przeważać nad wymogami wytrzymałości.

W zależności od charakteru i przeznaczenia budowli mających pracować w środowisku wody (lub cieczy), już w stadium projektowania powinny być ustalone i przewidziane warunki pracy budowli i w zależności od tych warunków zaprojektowany beton nie tylko określonej wytrzymałości lecz również wodoszczelny, mrozoodporny, zabezpieczony od działania kwasów, soli itp.

Najczęściej zdarzające się przypadki szkodliwego oddziaływania środowiska betonu można podzielić na następujące:

- korozja fizyko-chemiczna,
- korozja fizyko-mechaniczna,
- rdzewienie zbrojenia w żelbecie lub w betonie dozbrojonym.

Korozja fizyko-chemiczna, która stała się przyczyną zniszczenia wielu już budowli, może być trzech zasadniczych rodzajów:

1) Wypłukiwanie z betonu swobodnego wapna czyli tzw. biała śmierć betonu, wynikająca z podstawowego równania hydratyacji normalnego cementu portlandzkiego:
 $3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2 + 4,5\text{H}_2\text{O} = \text{CaO} \cdot \text{SiO}_2 \cdot 2,5\text{H}_2\text{O} + 2\text{Ca(OH)}_2$
 Ca(OH)_2 — wodorotlenek wapnia czyli wapno gaszone (wapno swobodne) stosunkowo łatwo rozpuszcza się w wodzie (przy 16°C-1,3 g na 1 litr wody) w przypadku betonu nieszczelnego przesiąkająca przezeń woda wymywa ten składnik betonu, czyniąc go jeszcze więcej porowatym. Zjawisko to uzewnętrza się na betonowych konstrukcjach w postaci białych nacieków i stalaktytów. Równocześnie będzie zachodzić rozpad zhydratyzowanych składników części wapiennych i ziarenek klinkieru, nie związanych w toku procesu mieszania zaprawy. W ten sposób będzie się otrzymywać nowe ilości swobodnego wapna, które woda będzie w dalszym ciągu wypłukiwać. Proces ten może zakończyć się pełnym rozkładem betonu i zawaleniem budowli.

Podstawowym środkiem zapobiegawczym tego rodzaju korozji jest szczelność betonu. Uzyskać ją można przez odpowiedni dobór składników, możliwie niski stosunek wodno-cementowy, a w przypadkach specjalnych przez dodatki pucolanu, trassu i mielonego piasku kwarcytowego. Dodatki te zwiększają szczelność betonu, ponadto aktywna krzemionka wypełniaczy wiążąc wolne wapno tworzy jednowartościowy wodny krzemian wapnia, dzięki czemu wypłukiwanie praktycznie biorąc nie może zachodzić.

2) Korozja kwaso-węglowa. Znajdujący się na powierzchni betonu wodorotlenek wapnia, wiążąc się z dwutlenkiem węgla zawartym w powietrzu, tworzy nierozpuszczalny węglan wapnia (tzw. karbonizacja betonu: $\text{Ca(OH)}_2 + \text{CO}_2 = \text{CaCO}_3 + \text{H}_2\text{O}$).

Przy stałym kontakcie betonu z omywającą go wodą, która niekiedy zawiera tzw. agresywny dwutlenek węgla, proces karbonizacji może zachodzić i pewien czas w wodzie, lecz z czasem następuje okres tworzenia się rozpuszczalnego dwuwęglanu wapnia: $\text{CaCO}_3 + \text{CO}_2 + \text{H}_2\text{O} = \text{CaH}_2(\text{CO}_3)_2$, w następstwie czego będzie zachodzić proces rozpadania się betonu.

Zapobiegają mu, względnie b. przedłużają ten proces dodatki wodoszczelne, a zwłaszcza szczelne wykonanie betonu. Wody miękkie mogą również rozpuszczać i przekształcać w dwuwęglan twardego węglan wapnia. Chociaż woda może rozpuszczać tylko nieznaczne ilości węglanu, w niektórych przypadkach, np. przy porowatym betonie i przepływie przezeń wody, woda miękka może przedstawić duże niebezpieczeństwo.

3) Korozja siarkowa i magnezjowa. W przypadku obecności w wodzie soli magnezjowych i siarczanów wchodzi one w związek ze swobodnym wapnem, tworząc bezpostaciowe mało wytrzymałe substancje (Mg(OH)_2), sole rozpuszczalne (CaCl_2) i gips (CaSO_4). Gips może łączyć się ze składnikiem podstawowym cementu $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$ (glinka cementu):
 $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 + 3\text{CaSO}_4 + 3\text{H}_2\text{O} = 3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$, dając związek odznaczający się rozpuszczalnością w wodzie, powiększając przy tym znacznie objętość; może zatem niszczyć latem chemicznie i mechanicznie. Jest to tzw. bakcyl cementowy lub sól Devala.

Ten przypadek korozji zachodzi przy budowach morskich i w obecności mineralnych wód gruntowych.

Najpewniejszym zabezpieczeniem betonu przed tym rodzajem korozji jest szczelne jego wykonanie; również stosowanie do betonu cementu ubogiego w wapno z dodatkiem trassu zabezpiecza budowlę przed niszczeniem.

Korozja fizyko-mechaniczna, poza ścieraniem przez płynące rumowisko, ciała stałe zawieszone lub pływające w wodzie (łód), zachodzi głównie i to w znacznie większym rozmiarze w wyniku zamarzania wody w porach i kapilarach betonu. Najbardziej narażona oczywiście jest strefa zmiennych stanów wody w okresie zimowym, przy wielokrotnych zamarzaniach i odmrażaniach.

Jak wspomniano wyżej, siły działające od zamarzającej w porach betonu wody, przy stałym nasyceniu nią betonu, dochodzą do b. poważnych wartości (do 2000 kg/cm²), żaden zatem beton, w który woda może przenikać, nie oprze się działaniu tych sił. Im bardziej beton będzie porowaty, tym szybciej ulegnie zniszczeniu. Jedynym zabezpieczeniem budowli betonowej od niszczącego działania mogącej w nim zamarzać wody jest wykonanie betonu mrozoodpornego czyli wodonieprzepuszczalnego, tj. możliwie gęstego, z możliwie najmniejszą ilością por, złożonego również z kruszywa mało nasiąkliwego, odpornego na działanie mrozu.

Zabezpieczenie betonu przed ścieraniem, w przypadkach większego narażenia budowli na ten rodzaj korozji, dokonuje się przez zaprojektowanie i wykonanie betonów o dużej szczelności i gęstości, z kruszywa odpornego na ścieranie (np. bazalt). W specjalnych przypadkach (np. kanały i sztolnie w dużym spadku) zachodzić może potrzeba wykonania tzw. stalobetonu (cement + piasek + opilki stalowe); na jednej z budowli w Związku Radzieckim wykonano stalobeton o składzie 1:0,3:1,5

(cement marki 300 : piasek : strużka stalowa). Przy $\frac{w}{c} = 0,5$ otrzymano ciężar objętościowy betonu = 3,52, $R_{w15} = 578$ kg/cm². Beton ten okazał się bardziej odporny na ścieranie niż granit. Strużka stalowa miała wymiar 5 — 6 mm (na sicie 5 mm powinno było zostawać nie więcej niż 8%).

Jak wynika z powyższego krótkiego i niepełnego przeglądu czynników mogących korodować konstrukcję betonową, czyli mniej lub więcej wpływać na skrócenie jej czasokresu bezawaryjnej pracy — prawie we wszystkich przypadkach o trwałości budowli decyduje sposób zaprojektowania i wykonania betonu. Beton szczelny, wodonieprzepuszczalny, prawie zawsze daje gwarancję otrzymania konstrukcji trwałej, z powodzeniem znoszącej niszczące działanie wpływów czynników chemicznych, mechanicznych i atmosferycznych.

Jak wiadomo, zarówno wytrzymałość (w określonym czasie), jak i wodoszczelność betonu zależą (przy danym kruszywie) od

stosunku $\frac{w}{c}$. Im mniejszy jest stosunek użytej wody do cementu, tym większą beton osiąga wytrzymałość, tym mniejszą też będzie zawierał ilość pór i próżni, tym większa będzie jego szczelność i zarazem mrozoodporność. O ile nasze normy zagadnieniem betonu hydrotechnicznego jeszcze się nie zajmują, to norma radziecka zaleca w trudnych warunkach pracy budowli wodnej stosować beton o $\frac{w}{c} \leq 0,50$. Praktyka zagraniczna zaostrza nawet ten wskaźnik i osiąga w budowach piętrzących $\frac{w}{c} \leq 0,49$, a w budowach morskich nawet $\frac{w}{c} \leq 0,44$.

Należy podkreślić również, że zagadnienie betonu wodoszczelnego nie jest dotąd znormowane. Wodoszczelność określa się dotąd za granicą różnymi metodami, za pomocą różnej aparatury, na próbkach różnych wymiarów. Otrzymywane tą drogą

wyniki są wskaźnikami względnymi i służą tylko dla porównania właściwości betonów różnych zestawów. Wodoszczelność betonu charakteryzować może w pewnym stopniu określona gęstość.

Uczeni radzieccy i radzieckie instytuty badawcze zajmujące się zagadnieniami betonów hydrotechnicznych wyrażają pogląd, że beton hydrotechniczny w odpowiedzialnych konstrukcjach, sporządzony z normalnego cementu portlandzkiego, powinien mieć gęstość $> 0,87 - 0,90$ (po stwardnieniu). We Francji, przy znacznie korzystniejszych warunkach klimatycznych, dla zapory Santé zaprojektowano beton w części odwodnej o gęstości 0,85, w pozostałych częściach — 0,82.

Dla betonu świeżego, przy wykonywaniu próbných mieszanek, instrukcja radziecka w sprawie zapobiegania korozji betonu zaleca stosowanie następującego wzoru dla określenia gęstości:

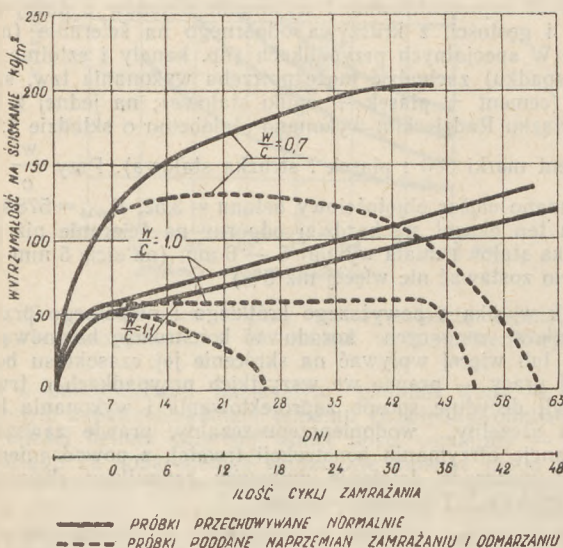
$$d = \frac{\gamma_b}{c + w + P + z}$$

gdzie: γ_b — ciężar objętościowy świeżego betonu,

c, w, P, z — ilości (wagowe) składników betonu w 1 m³ betonu.

Uzyskany w ten sposób wskaźnik gęstości nie powinien być niższy od 0,98.

Jeżeli chodzi o zagadnienie odporności na mróz, to określa się ją również względnie. Ocena porównawcza opiera się na stratach wagi i wytrzymałości próbek betonowych, poddanych szeregowi cykli zamrażania i odmrażania. Ilość cykli nie jest znormowana, określa się ją indywidualnie, w zależności od rodzaju budowli, warunków klimatycznych i żadanego czasokresu pracy obiektu. Najprostszą metodą jest zamrażanie próbek nasyconych wodą do temperatury — 15° do — 20°C i następnie odmrażanie w wodzie o temperaturze pokojowej. Ilość cykli przyjmuje się 15 — 25 — 100 (przy konstrukcjach b. odpowiedzialnych). Strata wagi po określonej ilości zamrożeń nie powinna być większa od 5%, strata wytrzymałości, w stosunku do wytrzymałości próbek nie poddanych zamrożeniom, nie więcej niż 20%.



Rys. 3. Zależność wytrzymałości betonu od wskaźnika wodno-cementowego przy zamrażaniu

Zamiast zamrażania próbek betonowych można wg norm radzieckich przeprowadzić badanie tłuczni lub grubego żwiru mającego być użytym do betonu za pomocą zanurzenia w roztworze kwaśnego siarczanu sodowego. Po dziewięciu zanurzeniach i wysuszeniach strata wagi nie może być większa od 5%. W przypadku wyniku negatywnego, decyduje omówiona wyżej próba zamrażania.

Przedstawione zestawienia tabelaryczne zanieczyszczeń piasku (tabl. I) i żwiru (tabl. II) oraz właściwości fizycznych żwiru (tłuczni) (tabl. III) wykazują stosunkowo poważne różnice w wymaganiach norm radzieckich w stosunku do norm PKN (projektowanych), zwłaszcza w odniesieniu do betonu mrozoodpornego. Ponieważ beton ten w budownictwie wodnym szerzej pojętym winniśmy stosować powszechnie, adaptacja norm ra-

dzieckich, w oparciu o odpowiednie badania dla dostosowania ich do naszych warunków klimatycznych, wydaje się ze wszech miar celowa i pożądana, i to w możliwie krótkim terminie.¹⁾

TABLICA I. Dopuszczalne zanieczyszczenia piasku

Rodzaj zanieczyszczeń	Wg norm radzieckich		Wg PN
	beton hydrotechn. odporny na mróz	Inne betony hydrotechn.	
Gлина, мул oraz drobne pyły, których obecność określa się metodą płukania w tej liczbie gliny*)	3% 1%	5% 2%	3% nie określa
Obce zanieczyszczenia; ziemia, większe kamienie, gruz ceglany, muszle itp.	—	—	0,25%
Zawartość SO ₃	1%	1%	1%
Zawartość miki (wapno)	0,5%	0,05%	1%
Zanieczyszczenia organiczne	na granicy barwy normalnej		

*) obecność gliny w postaci oddzielnych grudek jest niedopuszczalna.

TABLICA II. Dopuszczalne zanieczyszczenia w żwirze (tłuczniu)

Rodzaj zanieczyszczeń	Normy radzieckie		PN
	betony hydrotechn. odporne na mróz	Inne betony hydrotechn.	
Gлина, мул oraz drobne pyły, których obecność określa się przez odmulanie	1%	2%	3%
Domieszki organiczne	na granicy barwy normalnej		ślady
Związki siarkowe w przeliczeniu na SO ₃	0,5%	0,5%	1%
Bezpostaciowe odmiany krzemionki i łupki krzemowe	2%	2%	nie znormalizowane
Obce zanieczyszczenia; większe kamienie, gruz ceglany, muszle itp.	w ogóle nie wymienione		5% (dla marek 110—170)

Olbrzymi rozwój budownictwa wodnego w Związku Radzieckim spowodował duży postęp w rozszerzeniu i poprawieniu dotychczasowych osiągnięć w zakresie technologii betonu w ogóle, a betonu hydrotechnicznego w szczególności. W związku z tym zaznacza się poprawienie jakości betonu i konstrukcji, przedłużenie zatem ich bezawaryjnej służby.

Jak wykazują doświadczenia i obserwacje wielu budowli hydrotechnicznych, w tej liczbie i szeregu zapór wodnych, zniszczenie konstrukcji postępuje stopniowo, poczynając od jej powierzchni styku z wodą. Niszczącemu działaniu wody podlegają w pierwszym rzędzie powierzchnie części przelewanych oraz powierzchnie, na których zmienne stany wody, zwłaszcza w klimatach umiarkowanym i surowym, sprzyjają zamrażaniu i odmrażaniu mniej lub więcej porowatego betonu. Drobinę wody zamrożonej w porach betonu, działając z siłą do 2000 kg/cm², rozsadzają coraz to nowe warstewki betonu, do którego woda jest w stanie przeniknąć, powodując z biegiem lat coraz poważniejsze uszkodzenia, które nie usunięte w porę mogą doprowadzić do awarii obiektu.²⁾

Dla uzyskania możliwie szczelnej i o wysokiej wytrzymałości powierzchni betonu, która będzie przy pracy obiektu w kon-

1) Nie omawiamy tu metod projektowania betonu, wychodząc z założenia, że są one powszechnie znane (metoda prof. Paszkowskiego, inż. Niewęgłowskiego i inż. Kożuchowskiego i in.). Każda większa i średnia budowa, mając ponadto do dyspozycji laboratorium polowe, poza zaprojektowaniem metodycznym ma możliwość sprawdzić i ewentualnie poprawić wyn. i drogą prób przed rozpracowaniem recepty roboczej. Oczywiście musi to być wykonane odpowiednio wcześniej, przed przystąpieniem do właściwych robót.

2) Przy wodzie agresywnej, względnie niosącej ciała stałe trące o beton, zniszczenie postępuje oczywiście szybciej.

TABLICA III. Fizyczne i mechaniczne właściwości żwiru (tłucznia)

Właściwości	Jedn. miary	Normy radzieckie		PN
		Beton odporny na mróz	Inne betony hydrotechn.	
Granica wytrzymałości skały na zgniecenie w stanie nasyconym wodą nie mniej niż	kg/cm ²	800	150%, wymaganej marki betonu	—
Granica wytrzymałości żwiru na zgniecenie określana na skutek przeprowadzonego badania		najmniej 150% wytrzymał. na ściskanie betonu ze żwiru badanego w stosunku do wymaganej marki betonu	150% przy markach > 150 i 120% przy markach betonu < 150	nie normalizuje
Zawartość w żwirze ziaren słabszych nie powinna być większa niż	%	5	10	15% przy marce 110 12% przy marce 140 10% przy marce 170
Zawartość ziaren igielkowatych i płaskich	%	15 (dla marki ≥ 150)	nie normalizuje się	45% przy marce 110 40% przy marce 140 i 170 30% przy marce 250
Maks. nasiąkliwość	%	1,5	2,5	5% przy marce 110 4% przy marce 140—250
Cieżyść objętościowy tłucznia nie powinien być niższy niż	g/cm ³	2,3	2,3	nie znormalizowany
Maks. zawartość piasku	%	—	—	10

także z wodą, technicy radzieccy, poza b. starannym dobieraniem składu betonu m. in. w oparciu o wyżej omówione normy, stosują z powodzeniem szereg prostych w zasadzie, lecz skuteczniejszych od dotychczasowej technologii robót betonowych, metod i rozwiązań, które omówimy poniżej.

Wszystkie one wychodzą ze spostrzeżenia, że przy wibrowaniu betonu, pomimo że ten sposób zagęszczania daje beton o znacznie lepszych właściwościach niż wszelkie inne sposoby zagęszczania, powstaje na powierzchni betonowej masy wibrowanej oraz w warstwie stykającej się z szalunkiem warstwa betonu jakościowo gorsza od przeciętnej całego masywu. Jeśli chodzi o powierzchnię betonowej konstrukcji, wynika to z faktu, że przy wibrowaniu, wskutek wprawienia w ruch cięższych zwłaszcza ziaren kruszywa, te ostatnie układając się szczelnie powodują wypieranie nadmiaru wody z wnętrza masy. Woda wyparta zbiera się na powierzchni wibrowanej warstwy betonu i w bezpośrednim sąsiedztwie pod powierzchnią, gdzie jest jej więcej niż w głębi warstwy betonu. Na powierzchni betonowej konstrukcji (płyt, słuz, jazów, przepustów, nawierzchni drogowych itp.) otrzymuje się zatem beton o stosunkowo większej zawartości wody niż w głębi, zatem bardziej porowaty, a więc podatniejszy na ścieralność, działanie mrozu, działanie wód agresywnych itp. wpływy niszczące.

Pojawienie się wody i mleka cementowego na powierzchni wibrowanego betonu jest m. in. sygnałem, że beton jest uwibrowany dostatecznie.

Jeśli chodzi o warstwę betonu położoną w sąsiedztwie szalunków (20 — 30 cm) zbieranie się większej ilości wody w tych przekrojach tłumaczyć należy drganiem wibratorów, poprzez masę betonową, udzielającym się również szalunkom, które wskutek nabytych drgań działają na beton podobnie jak wszelkiego rodzaju pompy membranowe; woda „wysysana” z betonu zbiera się w warstwie przylegającej bezpośrednio do szalunków. Część jej wysysana z betonu wsiąka w szalunki lub spływa po nich razem z częścią cementu, znacznie większa jednak część pozostaje w przylegającej do szalunku warstwie betonu, dając po stwardnieniu beton bardziej porowaty, z powodu nadmiaru wody, niż beton wewnątrz konstrukcji. Badania przeprowadzone

w jednym z instytutów wykazały, że beton o wskaźniku $\frac{w}{c} = 0,65$

po uwibrowaniu w środku masy posiadał $\frac{w}{c} = 0,61$, zaś w stre-

fie przylegającej do szalunku $\frac{w}{c} = 0,72$. Zatem zawartość wody przy szalunku była większa o ok. 18% w stosunku do jej zawartości w środku bryły betonowej.

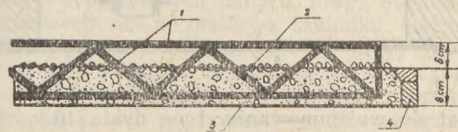
Do środków podwyższających jakość konstrukcji betonowych na powierzchni ich styku z wodą (lub w ogóle zewnętrznych) należą:

- żelbetowe szalunki,
- wakuowanie betonu,
- szalunki wodochłonne,
- szalunki z warstwą drenażową.

Żelbetowe szalunki wykonywane są z wysokogatunkowego betonu, sposobem przemysłowym (na stołach wibracyjnych), o niskim wskaźniku wodno-cementowym $\frac{w}{c}$, zatem z betonu zawierającego nieznaczne ilości wody, a więc minimalną

ilość por i próżni, przy 2—3-krotnie wyższej wytrzymałości (R_{w28}) w stosunku do betonu wypełniającego konstrukcję, a zarazem przy dużej szczelności — zabezpieczają one zewnętrzne powierzchnie budowli przed niszczącym działaniem wody i są w znacznie mniejszym stopniu podatne na wpływy atmosferyczne (mróz) oraz tarcie płynącego rumowiska, lodu i innych przedmiotów.

Żelbetowe szalunki wykonuje się w postaci płyt o wymiarach dostosowanych do wymiarów budowli (do 2,5 × 5,0 m), grubości 8 — 10 cm, zbrojonych wygiętym w harmonijkę żelazem Ø 6—8 mm (rys. 4).



Rys. 4. Przekrój płyty żelbetowej okładzinowej (szalunku żelbetowego). 1 — zbrojenie 6 — 8 mm, 2 — na wpół wtopiony tłuczeń, 3 — powierzchnia zewnętrzna, 4 — ramka drewniana.

Przy wyrobie tych płyt stosuje się cement wysokiej marki (np. 350), kruszywo sortowane na kilka frakcji, czyste, bez zanieczyszczeń.

Dla zapewnienia dobrego szczelnego łączenia płyt przy montażu oraz zabezpieczenia od uszkodzeń przy transporcie wykonuje się je w formach drewnianych lub żelaznych, w drewnianej ramce, którą po stwardnieniu betonu usuwa się, wypełniając jej miejsce zaprawą cementową.

Technologia produkcji płyt szalunkowych jest następująca: po ułożeniu w formę ramki drewnianej i założeniu zbrojenia, formę wypełnia się betonem i wibruje na stole wibracyjnym przez 1,5 — 2 minuty; po wyłączeniu wibratora posypuje się zawibrowaną płytę drobnym tłuczniem i wibruje po raz wtóry kilka sekund powoduje częściowe wtopienie się tłucznia w beton. To częściowe wtopienie tłucznia w płytę ma na celu zwiększenie jej szorstkości a zatem i przyczepności do betonu konstrukcji. Płytę uwibrowaną wprowadza się do kąpieli parowej, w której dojrzewa przez okres ok. 20 godzin, po czym może już być przetransportowana na skład lub miejsce montażu, w odpowiednich kontenerach. Przed wbudowaniem, dla ewent. usunięcia mleka cementowego stwardniałego na powierzchni styku płyty z betonem, oraz dla zwiększenia przyczepności do świeżego betonu, poddaje się płyty działaniu strugi piasku pod ciśnieniem 3 — 3,5 atn.

Połączenie płyt ze świeżym betonem zapewniają zatem wystające z płyty ok. 6 cm zbrojenia oraz szorstkość powierzchni uzyskana omówionymi wyżej zabiegami. Montaż płyt, z uwagi na ich wagę (do 3 t), dokonywany jest odpowiednimi dźwigami.

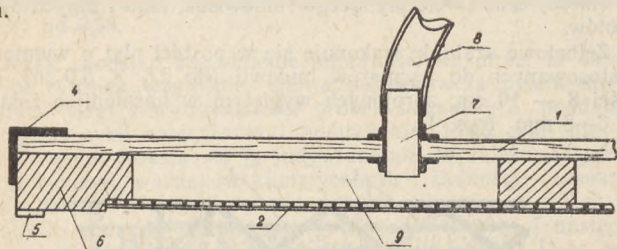
Zdarza się niekiedy, że przy niestarannym układaniu i zagęszczaniu betonu w szalunkach z płyt żelbetowych, pozostają poza nimi pęcherze powietrzne. Dlatego też po stwardnieniu betonu, należy drogą opukania płyt wykryć miejsca niezapełnione betonem i wypełnić je za pomocą zastrzyków z zaprawą cementowej, po uprzednim wywierceniu odpowiednich otworów.

Przy odpowiednim wysprężowaniu budowy, zastosowanie tego rodzaju szalowania konstrukcji betonowych pozwala zaoszczędzić b. poważne ilości drzewa i robocizny, przy równoczesnym skróceniu cyklu produkcyjnego, co ma b. duże znaczenie zwłaszcza na budowach o dużych kubaturach układanego betonu.

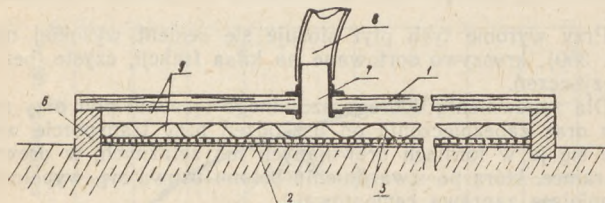
Wakuowanie betonu, czyli wysysanie wody i powietrza z betonu. Jak wspomniano wyżej, nawet przy betonach

ubijanych i wibrowanych dodawana dla osiągnięcia odpowiedniej urabialności ilość wody jest znacznie większa od ilości potrzebnej dla hydratacji cementu. W czasie procesu wibrowania, część zbędnej wody wydostaje się na powierzchnię oraz zbiera się w obrębie szalunków. Usunięcie tej wody i powtórne zawibrowanie betonu pozwala uzyskać beton o wyższej wytrzymałości (co najmniej 15 — 25%, a według niektórych badaczy do 100%) i o wyższej szczelności, a zatem mniej przepuszczalny czyli bardziej odporny na wpływy atmosferyczne, mniej ścieralny. Ponadto zabieg ten przyspiesza twardnienie betonu, pozwala zatem skrócić czas przebywania w szalunkach. Zwiększa to obrót szalunków, zmniejsza zatem koszt materiału i pozwala skrócić okres budowy. Na skutek wzrostu wytrzymałości można zmniejszyć dozowanie cementu, co zwłaszcza przy masowych betonowych może doprowadzić do poważniejszych oszczędności.

Wakuumowanie betonu najłatwiej można przeprowadzać w powierzchniach poziomych poszczególnych nakładanych warstw lub powierzchni pochyłych, nie szalowanych. Stosuje się je również na powierzchniach pionowych. Do tego celu służą specjalnie skonstruowane blaty do wytwarzania pod nimi za pomocą pomp próżniowych podciśnienia w granicach 375 — 500, a nawet 650 mm słupa rtęci, czyli ok. 0,5 — 0,9 atn. podciśnienia.



Rys. 5. Błat do wakuumowania. 1 — dykta 10 — 16 mm lub blacha 2 — 4 mm, 2 — drobna siatka druciana, 4 — kątownik, 5 — uszczelka z gumy, 6 — rama drewniana, 7 — rura łącznikowa, 8 — wąż gumowy, 9 — komora próżniowa.



Rys. 6. Błat do wakuumowania. 1 — dykta (lub blacha), 2 — drobna siatka druciana, 3 — blacha falista (lub gruba siatka), 6 — rama drewniana, 7 — rura łącznikowa, 8 — wąż gumowy, 9 — komora próżniowa.

Konstrukcja blatów do wakuumowania poziomego jest następująca (rys. 5 i 6): płyta z wodoodpornej dykty grubości 10—16 mm (lub blachy 2—4 mm), podparta ramą stanowi górne przykrycie komory, w której za pomocą pompy próżniowej podłączonej węzłem gumowym i rurą łącznikową wytwarzać można próżnię, po szczelnym przyłożeniu blatu do powierzchni betonu. Aby pompa próżniowa nie zasysała razem z wodą cementu i drobnego piasku, komora próżniowa jest chroniona od strony betonu materiałem filtrującym (płótno lniane, perkal itp.), naciągniętym na drobnej siatce drucianej, opierającej się niekiedy na siatce grubo plecionej lub blasze falistej dziurkowanej.

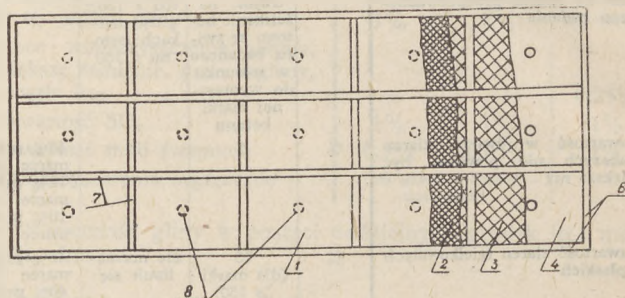
Przy blatach z dykty, rama drewniana wzmocniona jest kątownikiem i dla lepszego uszczelnienia, raczej przylegania do betonu, posiada na otwodzie przymocowany pas z gumy.

Wymiary blatów stosuje się 2 × 1,5 m i więcej. Po przyłożeniu blatu do zawibrowanej i wyrównanej powierzchni betonu włączana jest pompa próżniowa, wytwarzająca podciśnienie, jak podano wyżej od 0,5 do 0,9 atn. Po trwającym przez kilka minut podciśnieniu wibruje się beton powtórnie i powtarza wakuumowanie, które łącznie może trwać ok. 20 minut. Z 1 m² powierzchni betonu można usuwać w ten sposób 6 — 7 l wody. W niektórych badanych przypadkach wytrzymałość betonu wzrosła 2,6-krotnie, we wszystkich osiągał ten wzrost minimum 20%. We wszystkich przypadkach powierzchnia betonu stała się szczelna, gładka.

Powierzchnie poziome po uwibrowaniu betonu i po wakuumowaniu trwającym 7 — 8 minut stają się na tyle zwarte i twarde, że chodzenie po nich nie pozostawia śladów obuwia.

Doświadczenia wykazały, że działanie wakuumowania (przy czasie trwania ok. 7 minut) sięga 8 — 10 cm w głąb, przy dłuższym czasie trwania i podciśnieniu do 0,9 atn. nawet do 20 cm w głąb betonu, a jak twierdzą niektórzy badacze zasięg ten jest jeszcze większy i może osiągnąć 40 — 50 cm.

O ile „uszlachetnienie” tym sposobem powierzchni płaskich i o małym nachyleniu (nie wymagającym szalowania) jest zabiegiem stosunkowo łatwym i tanim, wakuumowanie powierzchni pionowych jest nieco trudniejsze i wymaga większej ilości blatów, gdyż wówczas blaty te muszą być łączone do normalnych blatów szalunkowych, w których należy przebić otwory na przejście przez nie rur od przewodów do pompy próżniowej.



Rys. 7. Błat do wakuumowania pionowych ścian. Widok od strony betonu. 1 — płótno, perkal, 2 — siatka drobna, 3 — siatka grubo pleciona, 4 — dykta wodoszczelna lub blacha, 6 — rama, 7 — ramki pośrodkie, dzielące blaty na komory, odpowiadające nakładanym warstwom betonu, 8 — rury do przełączenia z pompą próżniową.

Ponieważ beton układany jest warstwami, blaty tworzące komory do wytwarzania próżni muszą być przedzielane poziomo na komory odpowiadające grubości nakładanych warstw. Poszczególne komory podłącza się kolejno do pompy próżniowej, po zawibrowaniu betonem danej warstwy. Schemat takiego blatu przedstawia rys. 7. Przy blatach pionowych podłączenie pompy próżniowej dokonuje się jak poprzednio, po zawibrowaniu betonu. Po wakuumowaniu trwającym do ok. 10 minut beton wibrowany jest powtórnie (dla zagęszczenia go po odprowadzeniu znacznych ilości wody), nie wyłączając pompy próżniowej.

Wg doświadczeń radzieckich, przy odpowiednich wymiarach blatów i odpowiedniej organizacji robót wydajność wakuumowania poziomego można osiągnąć równą 150 m²/godz.

Przy niewątpliwych zaletach, jakie ma sposób wakuumowania powierzchni betonu — zwłaszcza powierzchni poziomych (szerokie zastosowanie np. przy budowie dróg betonowych, kanałów betonowych, żelbetonowych itp.) — ma on i szereg wad w zastosowaniu do powierzchni pionowych lub o znacznym pochyleniu. Ponadto powszechne stosowanie tego sposobu poprawienia jakości betonu na jego powierzchni nie daje się na razie w pełni rozwinąć wobec niedostatecznej ilości potrzebnych pomp próżniowych (w naszych warunkach prawie ich braku). Poważne trudności powstają również przy wakuumowaniu powierzchni betonowych w warunkach betonowania zimą.

Z tych względów, w przypadkach niemożności zastosowania wakuumowania, radziecka myśl techniczna znalazła inne rozwiązanie, pozwalające odprowadzić nadmiar wody zbierającej się w betonie w warstwach przyległych do szalunków. Są to tzw. szalunki wodochłonne (względnie z nakładką wodochłonną) i szalunki z warstwą drenującą.

Zasada szalunków wodochłonnych polega na tym, że powierzchnie normalnych szalunków (blatów) obijane są materiałem wodochłonnym, poprzez który następuje odsączanie się nadmiaru wody z uwibrowanego betonu. Jako materiał wodochłonny stosowany jest najczęściej rodzaj kartonu grubości 10 mm, wytwarzanego z odpadków drzewa, słomy, trzciny i różnych roślin. Materiały te, zmielone w specjalnych maszynach i sprasowane pod znacznym ciśnieniem, dają lekkie porowate płyty, dobrze chłone wodę (rodzaj produkowanych u nas miękkich płyt spłśnionych). Po zdjęciu szalunku, płyty te mogą być na pewien czas pozostawione na powierzchni betonu, dla ochrony przed nadmiernym wyschnięciem betonu (okres pielęgnacji). Polewane wodą utrzymują się bowiem w stanie wilgotnym dłuższy czas, oddając betonowi w czasie jego twardnienia wodę b. równomiernie, podobnie jak stosowane maty słomiane, nawilżone wodą. Poważną zaletą omawianych

plyt wodochłonnych jest otrzymywanie betonu o powierzchni b. gładkiej, nie wymagającej żadnej dodatkowej obróbki (tynkowania, torkretowania), szczelnego, odpornego zatem na działanie wody, zwłaszcza agresywnej, działanie mrozu.

Obok tych niewątpliwych zalet wadą ich jest silne przyleganie do betonu, powodujące możliwość jednokrotnego użycia; z dość znacznymi trudnościami można je oderwać, oddzielne włókna trzeba zeszkrobywać z betonowej powierzchni. Dla ułatwienia odrywania płyty te można oklejać takimi tkaninami jak gaza przemysłowa i smarować specjalnymi wodoprzepuszczalnymi substancjami, które sprawiają łatwość zdejmowania płyt z betonu, nawet po okresie do 2 tygodni. Substancje te utrudniają nieco wciąganie wody, co jednak przy wielowarstwowym nakładaniu betonu jest nawet korzystne, gdyż wobec dużej higroskopijności materiałów płyt, po ułożeniu pierwszej warstwy betonu nastąpiłoby stosunkowo szybkie zamoknięcie całej płyty i zmniejszenie jej wodochłonnego działania na wyższe warstwy układanego betonu.

Jako materiał higroskopijny, płyty te muszą być chronione od zamoknięcia przed użyciem w szalunku, jak również w czasie pozostawiania w nim przed położeniem betonu (np. okrywane brezentami, daszkami ochronnymi).

Jednokrotność użycia omawianych płyt podraża szalunek, biorąc jednak pod uwagę ich zalety omówione wyżej, jak również inne cechy, ostateczny efekt ekonomiczny jest dodatni, przemawiający całkowicie za stosowaniem i tego sposobu „uszlachetniania” powierzchni betonu, wszędzie tam, gdzie warunki pracy budowlanej wymagają b. starannego potraktowania jej powierzchni zewnętrznych. Do tych innych dodatnich cech płyt wodochłonnych należy zaliczyć to, że na błądy szalunkowe można używać gorszego materiału, nie tak szczerłego jak normalnie, niekablowanego (przy dużej wielokrotności użycia), a wreszcie — ze względu na nieprzyleganie drzewa do betonu — występuje tu łatwość rozszalowywania, minimalne straty przy rozszalowywaniu, zatem zwiększona wielokrotność użycia blatów szalunkowych.

Stosowanie na większą skalę omówionych wyżej szalunków wodochłonnych, zarówno z uwagi na stosunkowo dość znaczny koszt materiałów, jak zwłaszcza nieznaczną ich — w stosunku do ogólnych potrzeb — produkcję, jest na razie utrudnione, gdyż materiały potrzebne z większym powodzeniem są stosowane np. jako materiały izolacyjne w budownictwie.

Znacznie upraszcza zagadnienie inne rozwiązanie tego problemu, mianowicie tzw. szalunki z warstwą drenującą.

Spełniając to samo zadanie co i warstwa wodochłonna, jest prostsze w wykonaniu, a zwłaszcza daje lepsze wyniki przy rozszalowaniu.

Rozwiązanie to polega na następującym postępowaniu: normalne błądy szalunkowe od strony wewnętrznej objęte są siatką drucianą 2—4 mm z drutu grubości 0,6—0,8, na który można naciągnąć tkaninę filtracyjną (bezpośrednio przed betonowaniem) w rodzaju konopnej tkaniny workowej, surowej bawełny itp. Filtrując się przez tkaninę, zbędna, szyparta przy wibrowaniu betonu woda spływa po siatce oraz szalunku i uchodzi poprzez wycięte w tym celu otwory w dole szalunku. Tańsze i tak samo efektywne jest zastosowanie zamiast tkaniny kartonu nieklejonego, grubości 0,5 — 0,8 mm, który, dla zwiększenia wielokrotności użycia, na 2 — 3 godziny przed układaniem betonu pokrywa się warstwą mieszaniny: wody (100 g), nafty (4 g), mydła (2 g) i kredy (10 g).

Mieszanie tę przyrządza się w następujący sposób: w ciepłej wodzie rozpuszcza się mydło, następnie w podanych proporcjach dodaje się naftę i kredę, bardzo starannie mieszając. Mieszanie tę można przechowywać w zamkniętych naczyniach dowolnie długo z tym, że przed użyciem powinna być starannie przemieszana. Nie zmniejsza ona przepuszczalności kartonu, pozwala natomiast w okresie do 7 dni wieku betonu odejmować szalunki wraz z kartonem prawie bez uszkodzeń, całkowicie zadowalające wyniki można również otrzymać do 28 dni. Mieszanka ta nie wchodzi wreszcie w związek chemiczny z cementem, nie zmienia zatem właściwości betonu i jego jakości.

Działanie opisanego wyżej szalunku z warstwą drenującą jest podobne do wyżej opisanych, tj. wakuowania i szalunku z warstwą wodochłonną z tym, że najlepsze wyniki daje wakuowanie (6—7 l wody z 1 m²); szalunki z warstwą wodochłonną jak i z przedkładką drenującą dają wyniki zbliżone — ok. 4 l/m². Działanie w głąb betonu w obu ostatnich przypadkach sięga do 20 cm, przy zbadanym wzroście wytrzymałości betonu w skrajnych warstwach do ok. 20% — po 28 dniach.

Badania na wodoszczelność przeprowadzone z betonem sporządzanym normalnie i w szalunku z drenażem dały wyniki podane w tabl. IV.

TABLICA IV.

Charakterystyka betonu	Wiek dni	Obróbka betonu	Ciśnienie przy którym nastąpiło powiększenie wody — atn
Wodoszczelny z cementu marki 400—260 kg/m ³	28	normalna	5
$\frac{w}{o} = 0,60$	28	drenaż z tkaniną na siatce	8
opad stożka = 5 cm	28	drenaż z kartonem na siatce	8

Jak wynika z tabl. IV, beton wykonany w szalunku z drenażem posiada ponad 60% wyższe wskaźniki wodoszczelności. Również zwiększa się odporność na wpływ klimatyczny, tj. mroz. Badania na odporność na mroz wykonane metodą prof. Skramtajewa, tj. przez zanurzenie próbek w słonym roztworze Na₂SO₄ o ciężarze właściwym 1,15, z następnym wysuszaniem próbek, wykazały, że próbki wykonane z szalunku z warstwą drenującą po 10 — 12 cyklach traciły na wadze 6 — 8%, podczas gdy próbki wykonane w sposób normalny już po 8 — 10 cyklach traciły 12 — 15% ich wagi.

Jak wynika z powyższych danych, drogą stosunkowo tanich robót dodatkowych do normalnego szalunku można otrzymać znacznie wyższą jakość betonu. Dodać przy tym należy, że karton, który przy świeżym betonie służy jako warstwa drenująca, odprowadzająca nadmiar wody, po związaniu betonu dzięki higroskopijności poprawia warunki pielęgnacji betonu. Ponadto ważnym momentem jest fakt otrzymywania gładkich, równych powierzchni, nie wymagających dalszej obróbki, jak to ma miejsce często przy zwykłym szalunku, gdzie wskutek mniejszych czy większych nieszczelności następuje wypływanie mleka cementowego, powstają powierzchnie „rakowate” itp. niedokładności.

W n i o s k i

Sprawie betonu w budowlach hydrotechnicznych średnich i mniejszych realizowanych w ostatnich latach poświęca się niestety, za mało uwagi, co — wobec oczekujących nas w najbliższych latach wielkich zadań wytyczonych Programem Frontu Narodowego — może mieć m. in. ten ujemny skutek, że nie zdobędziemy własnych doświadczeń w zakresie stale rozwijającej się technologii betonu, nie przygotujemy potrzebnych kadr do realizacji tych zadań w sposób wymagany przez współczesną technologię. Sprawa technologii betonu hydrotechnicznego może być postawiona na właściwym poziomie w oparciu o doświadczenia zagranicy oraz o własne badania, jakimi powinny się zająć laboratoria polowe na wszystkich budowach, a wnioski przez nie wyciągnięte — na wzór wspaniałych wyników np. z budowy zapory w Rożnowie — dałyby podstawy do wypracowania własnych metod wykonywania betonów, odpowiadających najlepiej warunkom pracy w budownictwie hydrotechnicznym.

Wobec tak wspaniałego rozwoju budownictwa hydrotechnicznego (pod którym rozumiemy wszystkie obiekty pracujące w środowisku wody lub cieczy przemysłowych z wyjątkiem specjalnych budowli dla przemysłu chemicznego) dojrzało już całkowicie zagadnienie normalizacji nie tylko betonu hydrotechnicznego jako tworzywa, wraz ze składającymi się nań materiałami, lecz również zagadnienie normalizacji procesów technologicznych, w toku których z tworzywa tego powstają obiekty hydrotechniczne.

Normalizacja zarówno tworzywa, jak i procesów technologicznych pozwoliłaby również na ściślejszą kontrolę wykonawstwa oraz poprzez odpowiednie doświadczenia i badania, a co najmniej rejestrację faktów, na wypracowanie lepszych metod własnych. Przytoczone wyżej przykłady doświadczeń radzieckich świadczą, do jak ciekawych i wartościowych wyników można dojść w technologii betonu hydrotechnicznego; sądzimy, że niewątpliwie zainteresują one ogół wykonawców i będą bodźcem do podniesienia technologii wykonawstwa na wyższy poziom, odpowiadający współczesnej kulturze technicznej w tym zakresie naszego budownictwa hydrotechnicznego.

LITERATURA

- Paszkowski — Technologia betonu — ITB — 1946
 ITB — Instrukcja dla laboratoriów betonowych — 1953
 Nechay — Beton — 1931
 W. N. Jefremow — Proizvodstvo betonnykh i zhelezobetonnykh rabot pri stroitelstwie gidrostancij — Gosenergoizdat — Moskwa 1949
 W. N. Jakowlew — Opolubocnyje raboty na stroitelstwie gidroelektrostancij — Gosenergoizdat — Moskwa 1952

- A. M. Wiktorow — Wybor minieralnych zapolniteliej gidrotiechniceskowo betona — Gosud. izdat. literat. po stroit. i archit. Moskwa 1952
 I. N. Znaniewskij — Organizacja i mechanizacja gidromelioracyjnych rabot — Moskwa 1952
 D. D. Bizinkin — Tiechnologia stroitielnowo proizvodstva — Moskwa 1951
 Gidrotiechniceskoje stroitelstwo — (miesięcznik) Gosenergoizdat — Moskwa.

KOMUNIKAT STOWARZYSZENIA INŻYNIERÓW I TECHNIKÓW WODNO-MELIORACYJNYCH

Realizując wskazania Partii i Rządu o współpracy nauki i praktyki przy rozwiązywaniu poważnych zagadnień technicznych, mających duże znaczenie dla gospodarki narodowej — Zarząd Główny Stowarzyszenia Naukowo-Technicznego Inżynierów i Techników Wodno-Melioracyjnych PRL organizuje Ogólnokrajową Konferencję Naukowo-Techniczną w Warszawie na temat: „Zagadnienie wykorzystania ścieków miejskich w rolnictwie, ze szczególnym uwzględnieniem rejonu warszawskiego”.

Konferencja odbędzie się w dniach 20 i 21 listopada 1953 r. w gmachu NOT, przy ul. Czackiego 3/5, z udziałem przedstawicieli zainteresowanych władz i instytucji oraz nauki i techniki; będzie ona miała za zadanie wszechstronne przepracowanie powyższego zagadnienia oraz ustalenie ogólnych zasad i wytycznych dla prac podejmowanych w tym kierunku na terenie kraju.

W czasie Konferencji referaty dyskusyjne wygłoszą:

1. Prof. Wierzbicki z Wyższej Szkoły Rolniczej we Wrocławiu pt. „Stan obecny i przyszłość użytkowania rolniczego ścieków w Polsce”;
2. Prof. Rudolf z Politechniki Warszawskiej pt. „Wykorzystanie ścieków miejskich i ich osadów, jako zagadnienie techniczno-sanitarne w gospodarce komunalnej”;
3. Mgr inż. Skoraszewski z M. P. Wod. i Kan. w m. st. Warszawie, pt. „Miasta jako fabryki nawozów humusowych”;
4. Mgr inż. Obuchowski z Centralnego Zarządu Wodnych Melioracji Min. Rolnictwa pt. „Możliwości wykorzystania ścieków miejskich w rolnictwie na terenach podwarszawskich”.

Zarząd Główny

Zjazd dotyczący materiałów budowlanych organizowany przez Polską Akademię Nauk będzie obradować nad zagadnieniami:

- zabezpieczenia dla budownictwa materiałów,
- organizacji produkcji i badań naukowych, aby budownictwo mogło bez przeszkód realizować swoje wielkie zadania.

Przedmiotem zainteresowań zjazdu będzie technika budownictwa, technologia materiałów budowlanych, powiązanie możliwości technologicznych produkcji materiałów budowlanych z potrzebami poszczególnych dziedzin techniki budowlanej, w celu podniesienia ekonomiki budownictwa w oparciu o naukę i postęp techniczny.

W numerze 11/53 „Gospodarki Wodnej” podamy bliższe dane dotyczące Zjazdu, jak również zamieścimy referat zjazdowy pt. „Beton do robót hydrotechnicznych i morskich”.

U W A G A

INŻYNIEROWIE I TECHNICY

Na podstawie Ustawy z dnia 18 lipca 1950 r. w sprawie rejestru inżynierów i techników (Dz. U. R. P. Nr 36, poz. 329) wszyscy absolwenci wyższych i średnich szkół technicznych obowiązani są przed upływem 30 dni od chwili uzyskania tytułu inżyniera lub technika rejestrować się w Biurze Rejestru Inżynierów i Techników.

Obowiązek ten dotyczy również osób wykonujących czynności powierzane zwykle inżynierom lub technikom, bądź też zajmujących stanowiska powierzane zwykle inżynierom lub technikom.

Osoby, które już rejestrowały się bądź w ogólnej rejestracji (w 1950 r.), bądź po dniu zakończenia spisu, obowiązane są zgłaszać zmiany: stopnia zawodowego lub naukowego, miejsca pracy, stanowiska i miejsca zamieszkania przed upływem 30 dni od chwili nastąpienia zmiany.

Kto świadomie lub przez niedbalstwo uchyli się od obowiązków przewidzianych Ustawą podlega karze aresztu i grzywny albo jednej z tych kar, zgodnie z art. 9 Ustawy z dnia 18 lipca 1950 r.

Obowiązku rejestracji należy dopełnić w Biurze Rejestru Inżynierów i Techników w Warszawie, ul. Czackiego 3/5 lub we właściwych terenowo wojewódzkich oddziałach NOT.

Zmiany poparte dokumentami należy zgłaszać osobiście lub drogą korespondencji w Biurze Rejestru Inżynierów i Techników w Warszawie, ul. Czackiego 3/5.

BIURO REJESTRU
INŻYNIERÓW I TECHNIKÓW

Wydawca: NACZELNA ORGANIZACJA TECHNICZNA

REDAGUJE KOMITET:

REDAKTOR NACZELNY — inż. MARIAN CHUDZYŃSKI

REDAKTORZY DZIAŁOWI: inż. BOLESŁAW CZERNY, inż. ZDZISŁAW MIKULSKI, inż. ANTONI OBUCHOWSKI, inż. KAZIMIERZ PUCZYŃSKI, inż. ADOLF RIEDEL, inż. TADEUSZ SUSZCZEWSKI

SEKRETARZ REDAKCJI — HALINA MIKULSKA

REDAKTOR TECHNICZNY — MIECZYSLAW GAJCY

Redakcja i Administracja: Warszawa, ul. Czackiego 3/5. Tel. 6-74-61 do 65

NOT — Naczelna Organizacja Techniczna — 1953 — Warszawa. Nakład 2228 egz. Papier druk. sat. kl. V, 60 g, 86×122/16.

Oddano do skład. 29.8.53. Podp. do druku 23.10.53. Druk ukończ. 26.10.53. Druk. im. Rewolucji Październikowej w Warszawie. Zam. 996c/53. 4-B-10081

Warunki prenumeraty czasopism technicznych na rok 1954

Administracja Czasopism Technicznych Naczelnej Organizacji Technicznej
Państwowe Wydawnictwa Techniczne, Wydawnictwa Komunikacyjne i Filmowa
Agencja Wydawnicza wprowadzając następujące warunki prenumeraty
czasopism technicznych na rok 1954.

PRENUMERATA NORMALNA

Zgłoszenia na prenumeratę normalną na rok 1954 przyjmują wyłącznie urzędy pocztowe oraz listonosze miejscy i wiejscy.

Termin zgłaszania prenumeraty normalnej na okres kwartalny, półroczny lub roczny upływa z dniem 10 każdego miesiąca poprzedzającego okres prenumeraty.

PRENUMERATA ULGOWA

A. CZASOPISMA NAUKOWO-TECHNICZNE

Z prenumeraty ulgowej czasopism naukowo-technicznych na rok 1954 korzystać mogą jedynie:

- 1) członkowie stowarzyszeń naukowo-technicznych zrzeszonych w NOT
- 2) członkowie Klubów Techniki i Racjonalizacji
- 3) studenci szkół wyższych

B. CZASOPISMA POPULARNO-TECHNICZNE

Z prenumeraty ulgowej czasopism popularno-technicznych na rok 1954 korzystać mogą:

- 1) członkowie stowarzyszeń naukowo-technicznych
- 2) członkowie Klubów Techniki i Racjonalizacji
- 3) studenci szkół wyższych
- 4) uczniowie szkół zawodowych

Sposób zamawiania prenumeraty ulgowej.

Zamówienia na prenumeratę ulgową powinny być sporządzane zbiorowo — nie ściennie, lecz ilościowo — na każdy tytuł czasopisma oddzielnie, nie mniej niż 5 egzemplarzy każdego tytułu.

Zamówienia te łącznie z należnością przyjmować będą koła zakładowe, a od członków nie zrzeszonych w kołach — oddziały stowarzyszeń naukowo-technicznych, przekazując je w odpowiednich terminach bezpośrednio do PPK „Ruch” w Warszawie, Stalinochorodzie lub w Łodzi, w zależności od miejsca wychodzenia czasopisma.

Analogiczny tryb postępowania obowiązuje studentów i uczniów szkół zawodowych z tym, iż na uczelniach prenumeratę przyjmować będą koła naukowe uczelni, a w szkołach zawodowych — dyrekcja szkół.

Terminy składania zgłoszeń na prenumeratę ulgową.

Nieprzekraczalny termin przekazania zamówień i należności do PPK „Ruch” na I kwartał 1954 r. przez koła zakładowe, oddziały stowarzyszeń naukowo-technicznych, koła naukowe uczelni i dyrekcje szkół — upływa 1 grudnia 1953 r. (obowiązuje data stempla pocztowego).

Zamówienia na następne kwartały 1954 r. należy zgłaszać w terminach:

- II kwartał — do 1 marca 1954 r.
- III „ — „ 1 czerwca 1954 r.
- IV „ — „ 1 września 1954 r.

Należność za prenumeratę zbiorową, ulgową lub normalną dla czasopism nie mających ceny ulgowej należy wpłacać na następujące konta:

dla czasopism poz. od 1 do 8
„ 10 „ 13
„ 18 „ 23
„ 25 „ 27, 29, 36, 37, 38, 39, 41, 42 i 46

PPK „Ruch”, Warszawa, Centralna Ekspedycja, ul. Srebrna 12 konto PKO Nr I-14000/110;

dla czasopism poz. 9, 16, 17, 24 i 45 Oddział PPK „Ruch” w Łodzi, konto PKO nr VII-9907/110

dla czasopism poz. 28 i od 30 do 35 oraz poz. 40, 43 i 44 Oddział PPK „Ruch” Stalinochorod, konto PKO nr III-17763/110.

Lp.	Nazwa czasopisma	A b o n a m e n t					
		Opłata normalna			Opłata ulgowa		
		roczna	półroczna	kwartalna	roczna	półroczna	kwartalna

CZASOPISMA NAUKOWO-TECHNICZNE

1.	Architektura	180,—	90,—	45,—	90,—	45,—	22,50
2.	Budownictwo Przemysłowe	108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
3.	Gazeta Kulturnicza	14,—	27,—	13,50	36,—	18,—	9,—
4.	Gaz, Woda i Techn. Sanit.	72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—
5.	Gospodarka Wodna	96,—	48,—	24,—	54,—	27,—	13,50
6.	Gospodarka Ciepła (dwumiesięcznik)	48,—	24,—	—	—	—	—
7.	Inżynieria i Budownictwo	108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
8.	Materiały Budowlane	72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—
9.	Odzież	54,—	27,—	13,50	—	—	—
10.	Ochrona Pracy	72,—	36,—	18,—	—	—	—
11.	Poliografia (dwumiesięcznik)	36,—	18,—	—	18,—	9,—	—
12.	Przegląd Budowlany	108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
13.	Przegląd Elektrotechn.	108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
14.	Przegląd Geodezyjny	72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—
15.	Przegląd Mechaniczny	108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
16.	Przegląd Papierniczy	60,—	30,—	15,—	36,—	18,—	9,—
17.	Przegląd Skórzany	60,—	30,—	15,—	36,—	18,—	9,—
18.	Przegląd Spawalnictwa	54,—	27,—	13,50	36,—	18,—	9,—
19.	Przemysł Chemiczny	108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
20.	Przegląd Techniczny	108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
21.	Przegląd Telekomunik.	72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—
22.	Przemysł Drzewny	72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—
23.	Przemysł Rolny i Społ.	90,—	45,—	22,50	54,—	27,—	13,50
24.	Przemysł Włókienniczy	108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
25.	Szkło i Ceramika	54,—	27,—	13,50	36,—	18,—	9,—
26.	Technika Lotnicza (dwumiesięcznik)	54,—	27,—	—	36,—	18,—	—
27.	Technika Motoryzacyjna	72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—
28.	Cement, Wapno, Gips	54,—	27,—	13,50	36,—	18,—	9,—
29.	Drogownictwo	72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—
30.	Energetyka (dwumiesięcznik)	72,—	36,—	—	36,—	18,—	—
31.	Hutnictwo	108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
32.	Nafta	72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—
33.	Przegląd Górniczy	108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
34.	Przegląd Odlewnictwa	72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—

CZASOPISMA POPULARNO-TECHNICZNE

35.	Chemia	54,—	27,—	13,50	18,—	9,—	4,50
36.	Horyzonty Techniki	36,—	18,—	9,—	—	—	—
37.	Mechanika	108,—	54,—	27,—	36,—	18,—	9,—
38.	Motoryzacja	60,—	30,—	15,—	18,—	9,—	4,50
39.	Technik Przem. Spożywc.	36,—	18,—	9,—	—	—	—
40.	Gospodarka Węglowa	36,—	18,—	9,—	—	—	—
41.	Wiadomości Elektrotechn.	36,—	18,—	9,—	18,—	9,—	4,50
42.	Wiadomości Telekomunik.	36,—	18,—	9,—	18,—	9,—	4,50
43.	Wiadomości Górnicze	54,—	27,—	13,50	18,—	9,—	4,50
44.	Wiadomości Hutnicze	54,—	27,—	13,50	18,—	9,—	4,50
45.	Włókiennictwo	36,—	18,—	9,—	—	—	—
46.	Kinotechnika	36,—	18,—	9,—	—	—	—

Przy czasopismach: „Technika Przemysłu Spożywczego”, „Horyzonty Techniki”, „Wiadomości Hutnicze”, „Odzież”, „Ochrona Pracy”, „Gospodarka Ciepła”, „Gospodarka Węglowa” i „Kinotechnika” — ze względu na niskie ceny obowiązują tylko prenumerata normalna.

Cena zł 8.—

BIBLIOTEKA
SZKOŁY INŻYNIERSKIEJ
w Poznaniu

PAŃSTWOWE WYDAWNICTWA TECHNICZNE

Nowości wydawnicze

Czempiński S.: Roboty zbrojarskie w budownictwie. 1953, s. 83, zł 5.60
Czyż E.: Wzory i przykłady liczbowe obliczeń statycznych. Zeszyt XIV—1953, s. 70, zł 5.20. Zeszyt XV—1953, s. 92, zł 7.20
Kądziałko S.: Fundamentowanie. 1953, s. 166, zł 18.50
Kotarski Z.: Trzcina i jej zastosowanie w budownictwie. 1953, s. 92, zł 6.50
Kowalik J.: Zakłady materiałów budowlanych. 1953, s. 135, zł 9.—
Lebediew W. S.: Produkcja płyt stolarskich. Tłum. z ros. A. Zakrzewski. 1953, s. 60, zł 5.—
Mazur M.: Elektryczne urządzenia grzejne. 1953, s. 378, zł 36.50 (w oprawie)
Nowicki W.: Zasady teletransmisji przewodowej. Tom I. 1953, s. 414, zł 39.50 (w oprawie)

Paszczenko N. E.: Współczesne metody montażu instalacji ogrzewczych i sanitarnych w domach mieszkalnych. Tłum. z ros. I. Rozenberg. 1953, s. 75, zł 5.10
Popowa E. I.: Przenośniki montażowe w przemyśle drzewnym. Tłum. z ros. T. Sawicki. 1953, s. 127, zł 9.80
Przegaliński S.: Katalog stali konstrukcyjnych. Wyd. 2 poprawione. 1953, s. 124, zł 11.—
Solecki T.: Zakłady kąpielowe. Projektowanie i budowa. 1953, s. 128, zł 9.70
Szarejko W.: Wielowarstwowe wiązanie murarskie. 1953, s. 106, zł 6.—
Szpor S.: Ochrona odgromowa. Tom I. 1953, s. 410, zł 51.50 (w oprawie)
Waliduda A.: Ogólne wiadomości o nafcie. 1953, s. 88, zł 5.50

Książki poprzednio wydane

Bertram G. E.: Badanie gruntów w laboratoriach polowych. Tłum. z ang. C. Steckiewicz. 1953, s. 106, zł 10.50
Birszenk A.: Piece mieszkaniowe i trzony kuchenne. Budowa i użytkowanie. 1953, s. 144, zł 7.80
Blauth T., Dębowski Z.: Dozór i konserwacja maszyn budowlanych. 1953, s. 153, zł 7.70
Bosakirski M.: Roboty szklarskie. 1953, s. 84, zł 5.—
Chrzanowski S.: Płyty słomiane i trzcinowe w budownictwie wiejskim. 1952, s. 150, zł 7.50
Diejew W. M.: Moje doświadczenia przy wykonywaniu robót ciesielskich. Tłum. z ros. A. Zboński. 1953, s. 34, zł 2.—
Drecki A.: Naparzalnie niskoprężne. 1953, s. 186, zł 14.50
Hupert S.: Połączenia spawane konstrukcji stalowych w budownictwie. 1953, s. 175, zł 17.—
Kamler J., Kamler W.: Pralnie. 1953, s. 162, zł 13.50
Katalog prefabrykatów żelbetowych i betonowych. Ministerstwo Budownictwa Przemysłowego. 1953, s. 65, zł 13.—
Kowalik J.: Zakłady materiałów budowlanych. 1953, s. 135, zł 9.—
Kozaczenco W. S., Szapiro I.G.: Wykonywanie robót murowych sposobem I. S. Kowalowa. Tłum. z ros. A. Zboński. 1953, s. 44, zł 2.50

Metz L.: Przeciwogniowe zabezpieczenie drewna. Tłum. z niem. R. Zieliński. 1953, s. 170, zł 12.50
Moisiejew S. Ł.: Mistrz organizator wzorcowego odcinka budowlanego. Tłum. z ros. L. Koludski. 1953, s. 26, zł 2.—
Mones I. M.: Zastosowanie tarcz małej średnicy do budowy miejskich budowli podziemnych. Tłum. z ros. W. Szczek. 1953, s. 234, zł 15.—
Nowacki W., Dąbrowski E.: Silosy. Metody obliczeń i konstrukcja. 1953, s. 301, zł 27.50 (w oprawie)
Przestępski W.: Tynki w budownictwie. 1953, s. 132, zł 17.30
Szapiro J. E.: Wytapianie szkła. Tłum. z ros. J. Kuryłowicz. 1952, s. 89, zł 4.50
Troicki Ch. L.: Eksploatacja i remont maszyn budowlanych. Tłum. z ros. W. Dzik. 1953, s. 320, zł 18.80 (w oprawie)
Tyszowiecki J., Bychawski Z.: Belki strunobetonowe. Projektowanie i obliczanie. 1953, s. 104, zł 6.60
Wojciechowski W.: Roboty malarskie w budownictwie. 1953, s. 131, zł 6.70

Do nabycia w księgarniach technicznych Domu Książki

W celu najszerszej popularyzacji czytelnictwa i krzewienia umiejętności korzystania z książki technicznej, zwłaszcza wśród nowych kadr przybywających do przemysłu — Państwowe Wydawnictwa Techniczne wydają biuletyn pod nazwą „Książka Techniczna”, przeznaczony dla fabryk, związków zawodowych, bibliotek, klubów techniki i racjonalizacji, urzędów, instytucji. Biuletyn „Książka Techniczna” zawiera dokładne informacje o treści i cechach wydawniczych książek PWT, które ukazały się ostatnio w sprzedaży księgarskiej oraz o książkach, których u-

kazanie przewiduje się w najbliższej przyszłości; zawiera ponadto recenzje dotyczące niektórych książek uprzednio wydanych, część artykułową i informacyjną oraz dział poradnictwa czytelniczego.

Biuletyn „Książka Techniczna” rozsyłany jest bezpłatnie do fabryk, bibliotek, klubów techniki i racjonalizacji, kół zakładowych NOT, urzędów, instytucji — które zgłoszą do PWT, Warszawa, ul. Mazowiecka 2/4, zapotrzebowanie na stałe otrzymywanie biuletynu „Książka Techniczna”.

