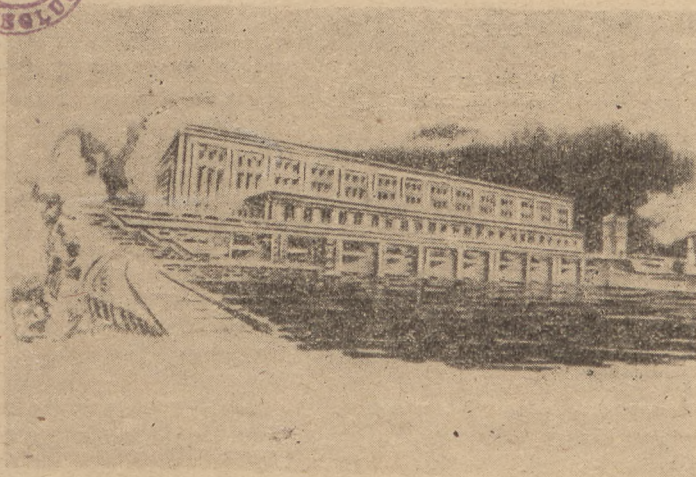


# GOSPO DARKA WODNA



**Nr 10  
1955**

**MIESIĘCZNIK POŚWIECONY SPRAWOM  
GOSPODARKI WODNEJ I BUDOWNICTWA WODNEGO**

**WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ**

## T R E Ś Ć

| DZIAŁ I — PLANOWANIE, ORGANIZACJA                                                                                                                                                      |  | str. |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--|------|
| Prof. inż. Wacław Balcerski — Osiągnięcia i drogi rozwojowe budownictwa wodnego w ZSRR . . . . .                                                                                       |  | 393  |
| Inż. Bolesław Rudnicki — Kilka uwag na temat też planu pięcioletniego w budownictwie wodnym na tle ogólnych tendencji w rozwiązywaniu kompleksowych zagadnień wodnych w ZSRR . . . . . |  | 404  |
| Mgr Leon Wosiek — Realne warunki planowania gospodarki wodnej w Polsce . . . . .                                                                                                       |  | 405  |
| DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA                                                                                                                                                      |  |      |
| Ustalenie symboli i nomenklatura podstawowych pojęć bilansów wodnych — Prof. Julian Lambor . . . . .                                                                                   |  | 407  |
| Inż. Zdzisław Wilebski — Kilka uwag w sprawie miejscowych materiałów budowlanych do budowy stopni piętrzących . . . . .                                                                |  | 409  |
| Inż. Aleksander Bibiło — Anodowa ochrona antykorozyjna stalowych konstrukcji hydrotechnicznych znajdujących się w gruncie w świetle doświadczeń radzieckich . . . . .                  |  | 411  |
| Inż. Wiesław Malecki — Powykonawcza hydrogeologiczna dokumentacja studzienna . . . . .                                                                                                 |  | 414  |
| DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE                                                                                                                                                              |  |      |
| Inż. Kazimierz Ujda i inż. Adam Widomski — Zrzut wody z trampoliny . . . . .                                                                                                           |  | 415  |
| DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO                                                                                                                                                                 |  |      |
| Inż. Bohdan Kossowski, inż. Michał Sobolewski i inż. Czesław Gawlik — Wibratory — nowoczesny sprzęt do pograżania w grunt pali i podłużnych elementów ścianek szczelnych . . . . .     |  | 418  |
| PRZEGLĄD WYDAWNICTW . . . . .                                                                                                                                                          |  | 423  |
| BIULETYN INSTYTUTU MELIORACJI I UŻYTKÓW ZIELONYCH . . . . .                                                                                                                            |  | 429  |

## СОДЕРЖАНИЕ

- Достижения и пути развития водного строительства в СССР.
- Несколько замечаний на тему тезисов Пятилетнего Плана в водном строительстве, на почве общих тенденций при разрешении комплексных водных проблем в СССР.
- Практические условия планирования водного хозяйства в Польше
- установление символов и номенклатуры для основных понятий в водных балансах.
- Несколько замечаний по вопросу местных строительных материалов для постройки ступенчатых водоподъемных подпоров.
- Анодная антикоррозионная защита гидротехнических стальных конструкций находящихся в земле, в освещении советского опыта.
- Послеизготовительная гидрогеологическая колодезная документация.
- Сброс воды с тремплина.
- Вибратор — новейший аппарат для загонки свай и вертикальных элементов водонепроницаемых стенок.
- Обзорение технических публикаций.
- Настольная лексика в области водных путей.
- Бюллетень Института Мелиорации и Зеленых Насаждений.

## CONTENTS

- The attainments and development ways of water constructions in USSR
- Some observations in the topics of the 5 Year Plan from the point of view of general tendencies in setline complex water problems in USSR
- Actual conditions for the planning of water management in Poland
- Fixing of symbols and nomenclature of fundamental notions in water balances
- Some observations in matters of local building materials for the construction of the backwater stages
- The anode anticorrosive protection of hydraulic underground steel works in the light of the Soviet experience
- Post-executive hydro-geological documentation
- Discharge of water from a spring board
- Vibrator — modern implement for driving piles and vertical elements of water-tight planking into the ground
- Review of technical publications
- Current vocabulary in the matter of water-ways
- Bulletin of the Institute for Land Melioration and Green Uses.

## SOMMAIRE

- Atteignements et voies du développement des constructions hydrauliques en URSS
- Quelques aperçus sur les thèses du Plan Quinquennal au point de vue des tendances générales en résolution des problèmes complexes d'eau en URSS
- Conditions actuelles d'élaboration du plan de l'aménagement hydraulique en Pologne
- Etablissement des symboles et de la nomenclature des notions fondamentales dans les balances d'eau
- Quelques aperçus en matière des matériaux de construction locaux pour l'exécution des gradins d'eau enflée
- Protection anticorrosive anodale des constructions hydrauliques souterraines sous le jour de l'expérience soviétique
- Documentation hydro-geologique des puits après exécution
- Décharge de l'eau d'un tremplin
- Vibrateur — instrument moderne pour enfoncer dans le sol des pieux et éléments verticaux des cloisons étanches
- Revue des publications techniques
- Vocabulaire courant en matière des voies d'eau
- Bulletin de l'Institut d'Hydraulique Agricole et d'Usages Verts

# GOSPODARKA WODNA

MIESIĘCZNIK

POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI WODNEJ I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XV

WARSZAWA, PAŹDZIERNIK 1955 R.

Nr 10 (107)

## DZIAŁ I — PLANOWANIE, ORGANIZACJA

PROF. INŻ. WACŁAW BALCERSKI

Politechnika Gdańska

### Osiągnięcia i drogi rozwojowe budownictwa wodnego w ZSRR

#### CZĘŚĆ I

W okresie maj—czerwiec 1954 r. autor niniejszego brał udział w naukowej wycieczce 3-osobowej delegacji Polskiej Akademii Nauk, która w ramach wymiany naukowej między Polską a Związkiem Radzieckim miała możliwość zapoznać się (pod patronatem Wszechzwiązkowej Akademii Nauk ZSRR) z najnowszymi zdobyczami nauki i techniki radzieckiej w dziedzinie budownictwa wodnego, z metodyką i techniką wykonywania wielkich robót wodnych i wreszcie z szeroko ujętą podbudową laboratoryjną tych robót. Mimo że ograniczona w czasie i przeszerzeni, wycieczka ta pozwoliła jednak na zgromadzenie obfitych materiałów, uwag i spostrzeżeń, które niewątpliwie mogą zainteresować polskiego czytelnika, a to tym bardziej, że lektura prac oryginalnych nie dla każdego jest dostępna czy to z braku odpowiednich publikacji w niektórych ośrodkach, czy też z braku dostatecznej biegłości naszych inżynierów w języku rosyjskim.

Podkreślić należy, że wycieczka była tak doskonale zorganizowana przez Radziecką Akademię Nauk i tak obficie udokumentowana wypowiedziami czołowych techników oraz oględzinami najciekawszych fragmentów robót, że mimo ograniczenia jej do stosunkowo niewielkiej części europejskiego terenu ZSRR, pozwoliła wyrobić sobie pogląd na dużą część zagadnień, jakie w tej chwili stoją na pierwszym planie zainteresowań radzieckich hydrotechników.

Odkładając do innego miejsca i czasu omówienie dalszych aspektów wycieczki, takich jak np. organizacja i metodyka prac laboratoryjnych, problematyki wyższego szkolnictwa technicznego w ZSRR itp. — autor postawił sobie za cel niniejszej pracy zreferować krótko zwiedzone obiekty, aby z wielości i różnorodności rozwiązań wysnuć pewne ogólne, syntetyczne uwagi co do prac projektowych, wykonawstwa i wreszcie badań modelowych, ze szczególnym podkreśleniem oryginalnych myśli, idei i metod, jakie hydrotechnika radziecka zdobyła w ciągu ostatnich kilkunastu lat wypracować i z ogromnymi sukcesami zastosowała je oraz stosuje nadal przy wykonywaniu wielkich obiektów budownictwa wodnego tego kraju.

Z ważniejszych obiektów budownictwa wodnego ZSRR wycieczka miała możliwość zapoznać się bliżej z następującymi: Kanał im. Moskwy, Dnieproges, budowa siłowni wodnej w Kachówce na Dnieprze, kanał Wołga—Don i budowa siłowni wodnej na Woltze pod Stalingradem; ponadto mieliśmy możliwość zapoznać się z pewnymi zagadnieniami budowy siłowni na Woltze pod Kujbyszewem oraz siłowni na rz. Kamie, jak również hydrowzłża Cymlińskiego na rz. Don.

Podkreślić trzeba, że wymienione obiekty, aczkolwiek z wielu powodów mogą słusznie być przedmiotem dumy hydrotechniki radzieckiej, a więc zarówno ze względu na swe rozmiary, jak i na doskonałość technicznych rozwiązań, to jednak stanowią tylko część inwestycji, jakie w ostatnich latach w ZSRR się wykonało i nadal wykonywa. Ze względu na ograniczony czas nie udało się zwiedzić ani b. interesujących siłowni na Kaukazie, ani wielkich inwestycji Azji Centralnej, ani wreszcie — największych ze wszystkich — olbrzymich robót wodnych na rzekach Syberii, gdzie zwłaszcza wybija się na pierwsze miejsce siłownia na Angarze o mocy i produkcji równej sumie Stalingradu i Kujbyszewa, a więc siłownia, która zapewne na długie lata pozostanie niepokonanym rekordem światowej techniki wodno-energetycznej.

Krótką charakterystyką zwiedzanych obiektów przedstawia się jak następuje:

Kanał im. Moskwy. Koncepcja kanału powstała przede wszystkim z potrzeb wodociagowych m. Moskwy. Miasto to zużywa obecnie do 460 l wody na dobę i mieszkańca, co przy 7 milionach ludności wymaga średniego poboru ok. 37,5 m<sup>3</sup>/sek, podczas gdy przepływy rz. Moskwy (z której miasto pobiera wodę) spadają w okresach posuchy do 6 m<sup>3</sup>/sek. Zeby zaradzić brakowi wody, zdecydowano się przepompowywać ją z dorzecza Wołgi, z odległości ok. 100 km, za pośrednictwem kilku stacji pomp oraz otwartego kanału, przy czym zdecydowano kanał ten przystosować również do żeglugi (co wiąże Moskwę z Wołgą i całą siecią wielkich dróg wodnych ZSRR). Wreszcie zdecydowano przystosować kanał do doprowadzenia wody dla nawodnień rolniczych w rejonie podmoskiewskim, tak że ostateczny bilans przetrzynu wody przedstawia się jak następuje:

|                              |                            |
|------------------------------|----------------------------|
| dla wodociągów               | ok. 32 m <sup>3</sup> /sek |
| dla zasilania służ (żegluga) | ok. 30 „                   |
| dla rolnictwa                | ok. 38 „                   |
| razem                        | 100 m <sup>3</sup> /sek    |

Tak pojęty kanał czerpie wodę ze zbiornika Iwanowskiego na rz. Woltze, przerzuca ją kilkoma stopniami na stanowisko szczytowe, skąd woda grawitacyjnie schodzi do rz. Moskwy, a po wykorzystaniu dla celów wodociagowych zrzucana jest z powrotem do tejże samej rzeki, z której wodami i poprzez rz. Okę wraca do Wołgi w rejonie zbiornika pod m. Gorkij. Cały kanał wyposażony jest w szereg służ komorowych, umożliwiających dojazd statków z Wołgi do środka miasta, przy tym jednak główny port Moskwy, tzw. port Chimkowski, stanowiący centralny port sieci śródlądowych dróg wodnych ZSRR, leży na kanale powyżej miasta.

Dnieproges jest to pierwszy z gigantycznych obiektów hydrotechnicznych ZSRR, wybudowany przez Rząd Radziecki ok. 1930 r. głównie dla celów energetycznych, a ściślej mówiąc dla zapewnienia źródła dostawy energii elektrycznej dla rozwijającego się ciężkiego przemysłu na terenie Ukraińskiej SRR. Drugim niemniej ważnym celem przy budowie tego obiektu było poprawienie żeglugi na Dnieprze, przez pokrycie spiętrzeniem tzw. porołów dniewprowskich, uniemożliwiających nawigację i rozdziałających Dniepr na dwa oddzielne, nie związane ze sobą szlaki komunikacyjne. Stopień ten był wielokrotnie opisywany, przeto wystarczy na tym miejscu ograniczyć się tylko do jego najogólniejszej charakterystyki, którą ująć można jak następuje: na rz. Dnieprze w profilu tuż powyżej wyspy Chortycy (stanowiącej niegdyś siedzibę tzw. Siczy czyli kosza kozackiego) wybudowano zapórę betonową z górnymi przelewami, piętrzącą wody rzeki na 38 m i tworzącą dolne zamknięcie zbiornika, długiego na 146 km, o powierzchni 165 km<sup>2</sup> i całkowitej objętości ok. 3 miliardów m<sup>3</sup>, w czym objętość użyteczna (dla celów energetycznych) wynosi ok. 1,1 miliarda m<sup>3</sup>. Na lewym brzegu rzeki stanowisko górne łączy się z dolnym krótkim kanałem z 3-stopniową służą komorową, o spadach ok. 13 m na każdym stopniu, zaś na prawym brzegu, tuż poniżej masywu zapory, zainstalowano siłownię wodną, tworzącą jedną całość z zaporą, wyposażenie siłowni stanowi 9 pionowych turbin Francisza z generatorami o mocach jednostkowych 72 MW i jedną małą jednostką o mocy 2,6 MW tak, że łączna moc

siłowni wynosi 650 MW i daje jej pierwsze miejsce wśród oddanych do eksploatacji siłowni wodnych Europy.

W czasie odwrotu wojsk radzieckich w 1941 r. siłownia była częściowo zdemontowana i uszkodzona; Niemcy przystąpili do jej odbudowy i częściowego uruchomienia, jednak przy swym odrocie w 1943 r. zniszczyli całkowicie siłownię i wysadzili w powietrze kilka bloków zapory. Odbudowa siłowni i zapory rozpoczęła została natychmiast po oswobodzeniu i zakończona w 1947 r., od tej pory siłownia znajduje się w normalnej eksploatacji. Podkreślić należy, że obok stopnia zwanego „Dnieproges” powstało w ciągu ostatnich 30 lat ogromne miasto Zaporozże, ciągnące się wzdłuż Dniepru na długości ok. 18 km, którego zaludnienie dochodzi do 400 tys. osób. Po zniszczeniach wojennych miasto to rozbudowuje się nadal, tworząc obok Dniepropietrowska (dawny Ekaterynosław) jedno z głównych centrów ciężkiego przemysłu środkowej Ukrainy (przemysł aluminiowy).

Kachówka stanowi najniższy dolny stopień Dniepru, położony ok. 100 km powyżej Chersonia i sięgający swą cofką (długość ok. 300 km) do Dnieprogesu. Powstały zbiornik mieć będzie pojemność ok. 19 miliardów  $m^3$  (w tym pojemność użyteczna ok. 7 miliardów  $m^3$ ) i służyć będzie celom zarówno rolniczym, jak i energetycznym. Dwa wielkie kanały irygacyjne, południowo-ukraiński i krymski, zasilane ze zbiornika, zapewnią częściowo grawitacyjne i częściowo sztuczne nawodnienie wielkich obszarów rolnych, cierpiących w chwili obecnej na deficyt wody, zaś wybudowana na stopniu siłownia o mocy ok. 310 MW zapewni roczną produkcję 1,34 TWh. Dla pokonania 16 m spadku stopień zaopatrzonej będzie w śluzę komorową jednostopniową.

Obok stopnia piętrzącego powstaje miasto, zaplanowane aktualnie na 20 tys. mieszkańców. Miasto to będzie w przyszłości prawdopodobnie dalej rozbudowane; w obecnej chwili w założeniach jego przeważa typ zabudowy niewielkimi domami, co nadaje mu charakter miasta-ogrodu, rozciągającego się malowniczo na prawym brzegu rzeki.

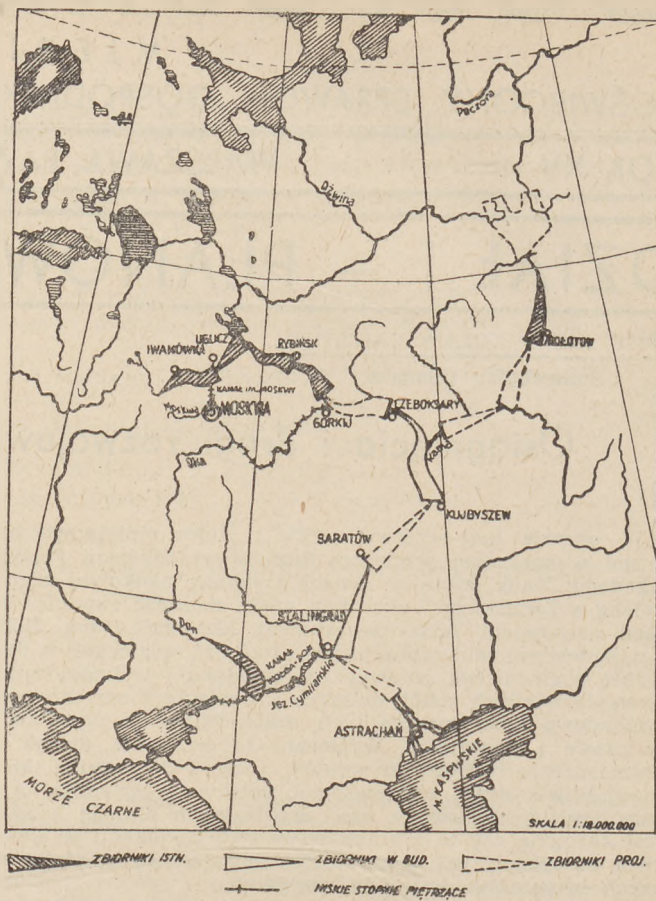
Pojemność użyteczna zbiorników Kachówki i Dnieprogresu razem jest jeszcze zbyt mała, aby mogła zapewnić wyrównanie przepływu Dniepru przez uchwycenie wód katastrofalnych. Dla tego celu planuje się na Dnieprze budowę co najmniej jeszcze jednego stopnia piętrzącego w rejonie Kremieńczuga, na którym to stopniu całkowita pojemność zbiornika będzie wynosiła ok. 40 miliardów  $m^3$ , podczas gdy pozostałe odcinki rzeki zostaną prawdopodobnie przedzielone niższymi stopniami piętrzącymi na szereg stanowisk, zaopatrzonych w śluzę i siłownię o stosunkowo mniejszych mocach.

Stalingrad. Stopień stalingradzki stanowi jeden z ważniejszych elementów kompleksowej kanalizacji Wołgi. Jak wiadomo, jeszcze w okresie przedwojennym Rząd Radziecki rozpoczął kanalizację górnego biegu tej rzeki, tworząc na niej (rys. 1) kilkustopniową kaskadę, obejmującą m.in. zbiornik Iwanowski (o którym wspomnieliśmy przy omawianiu Kanału im. Moskwy), następnie zbiorniki ze stopniami piętrzącymi w Ugliczu, Rybińsku i pod miastem Gorkij. W chwili obecnej buduje się w środkowym biegu rzeki 2 wielkie stopnie: Kujbyszew i Stalingrad, oraz planuje budowę 2 dalszych: zbiornika Czeboksarskiego między Gorkij i cofką Kujbyszewa oraz zbiornika Saratowskiego między Kujbyszewem i cofką Stalingradu. W sferze rozważań, do chwili obecnej jeszcze nie rozstrzygniętych, znajduje się projekt budowy jeszcze jednego stopnia na dolnej Wołdze poniżej Stalingradu, w rejonie między Stalingradem i Astrachaniem.

Rzeka Wołga, będąca najdłuższą i najbardziej zasobną w wodę rzeką Europy, posiada średni przepływ roczny ok. 8 000  $m^3$ /sek, który w okresach katastrofalnych powodzi podnosi się do 60 000  $m^3$ /sek. Tak wielki przepływ pozwala na energetyczne wykorzystanie rzeki, kompensując niekorzystny dla energii mały jej spadek, wynoszący w środkowym biegu zaledwie 4 cm/km. W planowanej kompleksowej kanalizacji Wołgi przewiduje się zainstalowanie na jej stopniach łącznej mocy ok. 8 — 10 000 MW, dających roczną produkcję ok. 50 TWh, tzn. nieco więcej niż wynosi aktualna produkcja wszystkich ciepłych i wodnych siłowni całej Francji.

Obok wykorzystania energetycznego planowana kanalizacja Wołgi służyć będzie celom rolniczym, pozwalając na nawodnienie wielkich obszarów żyznych ziem nadwołżańskich, które w znacznej mierze były nieużytkami ze względu na niedostatek wody.

Jednakże wydatek wody na nawodnienia oraz wzmożone parowanie na wielkich powierzchniach zbiorników zmniejszy



Rys. 1

roczny przepływ Wołgi o ok. 20 miliardów  $m^3$ , co stanowi ok. 8% całkowitego rocznego odpływu tej rzeki, wynoszącego ponad 250 miliardów  $m^3$ . Ponieważ tak znaczny ubytek wody pociągnąłby za sobą stopniowe obniżanie poziomu Morza Kaspijskiego, zasilanego głównie przez Wołgę, więc żeby temu ubytkowi zaradzić, planuje się — jako uzupełnienie systemu kanalizacji Wołgi — stworzenie dużego zbiornika na wododziale Peczory, Dźwiny Północnej i Kamy, który to zbiornik pozwoli na pobieranie z północnych rzek (Peczory i Dźwiny) i skierowanie Kamą do Wołgi takich ilości wody, jakie wyrównają wyżej określony ubytek.

Niezależnie od tego zbiornika przewiduje się kanalizację rz. Kamy kilkoma wysokimi stopniami, z których zbiornik Mołotowski (m. Mołotow, dawna nazwa Perm) został już wybudowany i oddany do użytku. Przewiduje się również kanalizację rz. Oki niższymi stopniami, głównie dla celów żeglugowych.

Jak powyższy opis, zresztą b. ogólnikowy i niedokładny, pokazuje, całość kanalizacji Wołgi stanowi przedsięwzięcie hydrotechniczne, nie mające równych sobie na żadnej z rzek europejskich, a którego rozmiary mogą być w przyszłości przekroczone może jedynie na największych rzekach Azji i Afryki.

Pewną orientację w rozmiarach tych robót mogą dać liczby, odnoszące się do zbiornika i stopnia Stalingradzkiego. Spiętrzenie na stopniu wynosić będzie ok. 26 m, tworząc zbiornik o długości ok. 650 km, średniej szerokości 6 — 7 km, max. szerokości 20 km, średniej głębokości ok. 10 m i objętości całkowitej 40 miliardów  $m^3$ , w tym użytecznej do 10 miliardów  $m^3$ . Siłownia wodna o mocy instalowanej 1750 MW i rocznej produkcji 10 TWh stanowić będzie, obok Kujbyszewa, drugą z rzędu największą siłownię świata, przy czym rozmiary obu tych siłowni przewyższy w najbliższym czasie wspomniana już siłownia na Angarze. Dla celów żeglugowych stopień zaopatrzonej zostanie w 2 nitki śluz 2-stopniowych, o spadach jednostkowych rzędu 13 m. Zbiornik Stalingradzki połączony zostanie w przyszłości kanałem tzw. Wołgo-Uralskim z rz. Ural, przy czym kanał ten będzie wykorzystany zarówno dla żeglugi, jak i dla nawodnień rolniczych. Sam stopień położo-

ny jest ok. 30 km na północ od centrum Stalingradu, zaś w bezpośrednim sąsiedztwie stopnia planuje się na lewym brzegu Wołgi budowę wielkiego osiedla na 150 000 mieszkańców, które stanowić będzie przedmieście Stalingradu, jednego z najosobliwszych miast świata, rozciągniętego na prawym brzegu wzdłuż rzeki na długości ok. 60 km i będącego największym centrum przemysłowym nad Wołgą.

Kanał Wołga — Don. Rzeka Wołga, będąca, jak wynika z poprzednich uwag, główną arterią komunikacyjną i kośćcem systemu hydroenergetycznego europejskiej części ZSRR, posiada tę niedogodność, że uchodzi do zamkniętego Morza Kaspijskiego, nie posiadającego połączeń z innymi morzami i oceanami. Dla związania arterii Wołgi z morzami południowymi: Azowskim, Czarnym i Śródziemnym, było konieczne wykonanie kanału, przy czym sama natura wskazała lokalizację tego kanału w miejscu, gdzie wschodni łuk Donu podchodzi do zachodniego łuku Wołgi na odległość ok. 100 km. Pierwsze plany i idee tego kanału datują się jeszcze z czasów Piotra Wielkiego, jednak projekt tego kanału doczekał się realizacji dopiero po wojnie w latach 1948 — 1952. Kanał odgałęzia się od Wołgi w rejonie Krasnoarmiejska ok. 50 km na południe od centrum Stalingradu, wspina dziewięć stopniami na wododział, przy czym stanowisko szczytowe wzniesione jest 88 m nad normalny poziom Wołgi, potem schodzi 4 stopniami w stronę Donu 44 m niżej, łącząc się z cofką stopnia Cymlińskiego w rejonie m. Kalacz. Długość kanału wynosi ok. 100 km, szerokość w zwierciadle wody ok. 70 m i głębokość 5,50 m, co pozwala na kursowanie na nim największych jednostek żeglugi śródlądowej ZSRR o tonażu do 25 000 t. Ponieważ własna zlewnia kanału wynosi zaledwie kilka tys. km<sup>2</sup> i jest za mała, żeby zabezpieczyć wodę na śluzowanie i straty, więc konieczne jest sztuczne zasilanie kanału pompowaniem, które — ze względu na 2-krotnie mniejszy spad — zainstalowano od strony Donu, dając 3-stopniowe pompowanie na przepływ 45 m<sup>3</sup>/sek.

Rzeka Don, mimo że zlewnia jej, wynosząca 420 tys. km<sup>2</sup>, jest dwukrotnie większa od zlewni Wisły, prowadzi jednak mniej wody od tej ostatniej, jej średni przepływ roczny wynosi ok. 700 m<sup>3</sup>/sek i spada b. znacznie w okresach niżówkowych, natomiast w okresach katastrofalnych powodzi wzrasta do 23 000 m<sup>3</sup>/sek, przekraczając dwukrotnie wielką wodę Wisły. Ta okoliczność, łącznie z koniecznością włączenia dolnego biegu Donu do systemu wielkich arterii żeglownych ZSRR — skłoniła rząd radziecki do budowy wielkiego zbiornika na Donie, nazwanego — ze względu na swe rozmiary — Morzem Cymlińskim. Stopień w rejonie m. Cymlii piętrzy rzekę o 26 m, tworząc cofkę dług. ok. 300 km, co przy szerokości zalewu dochodzącej do 30 km daje całkowitą pojemność zbiornika ok. 24 miliardów m<sup>3</sup> przy pojemności użytecznej ok. 12 miliardów m<sup>3</sup>. Na stopniu jest zainstalowana siłownia wodna i śluza 2-stopniowa.

Kanał Wołga—Don dochodzi do zbiornika Cymlińskiego w odległości ok. 200 km od Cymlii i w sensie administracyjno-nawigacyjnym ten odcinek zbiornika włączony jest do szlaku kanałowego, tak że obie śluzy w Cymlii oznaczone są jako śluzy nr 14 i nr 15 kanału Wołga—Don, podczas gdy szlak poniżej Cymlii oznacza się jako szlak dolnego Donu, który na tym odcinku skanalizowany jest kilku niskimi stopniami.

## CZĘŚĆ II

Podany w części I opis kilku inwestycji wodnych, wykonanych w europejskiej części ZSRR w ostatnich latach względnie znajdujących się aktualnie w budowie — mimo że ograniczony tylko do przypomnienia najważniejszych danych o tych inwestycjach — charakteryzuje, jak się wydaje, zarówno ogrom i śmiałość technicznych i gospodarczych koncepcji, towarzyszących narodzinom tych inwestycji, jak i wielkość potencjału materiałowo-przerobowego, jakiego posiadanie jest konieczne, aby jednocześnie prowadzić tak gigantyczne inwestycje na wielu placach budowy i móc wykonywać je z pełnym sukcesem technicznym w rekordowo krótkich okresach czasu.

Rzecz oczywista, że prowadzenie tak wielkiej ilości robót w najrozmaitszych warunkach geograficznych i klimatycznych, przy bardzo urozmaiconych warunkach geologicznych i hydrologicznych, było i jest możliwe tylko przy bardzo starannej analizie tych warunków i przy oparciu koncepcji

rozwiązań na zdobyczach i osiągnięciach nauki. Jeśli więc wykonanie i dalsze wykonywanie gigantycznych planów uprządkowania spraw gospodarki wodnej w ZSRR może być z jednej strony uznane za sukces Rządu, który odnośnie plany stworzył i znalazł środki na ich realizację oraz za sukces przemysłu budowlanego, który postawione zadania potrafił zrealizować, to w niemniejszym stopniu należy osiągnięte wyniki uznać za sukces radzieckiej nauki, która w dziedzinie hydrotechniki wybija się z pewnością na przodujące miejsce w świecie, zwłaszcza w problematyce budownictwa wodnego na wielkich rzekach nizinnych, stwarzając wzory i przykłady, które niewątpliwie na całym świecie mogą znaleźć uznanie i stanowić będą niejednokrotnie wzór do naśladowania dla obcych. Specyficzne cechy przyjętych rozwiązań technicznych bardzo często odbiegające od zwyczajowych rozwiązań, stosowanych na zachodzie Europy oraz w Stanach Zjednoczonych A. P., pozwalają mówić o odrębnej szkole hydrotechnicznej, jaka powstała i rozwinięta się w ZSRR w toku wielkiego budownictwa wodnego i rozwija nadal z coraz większymi sukcesami.

Nie jest dziś czas i miejsce po temu, aby móc szczegółowo radziecką szkołę hydrotechniki scharakteryzować i ocenić, a to tym więcej, że krocząc od sukcesów do sukcesów podnosi ona nieustannie swój poziom i w trakcie ustawicznego eksperymentowania, popartego nader gruntowną analizą teoretyczną, wypracowuje wciąż coraz to nowe metody i wzory, natychmiast wcielane w życie. Zastrzegając się więc, że wszystko, co poniżej podamy, będzie tylko drobnym i ułamkowym przyczynkiem do wzmiankowanej syntezy, postaramy się jednak wyłowić i wymienić pewne istotne cechy hydrotechniki radzieckiej, zwłaszcza zwracając uwagę na te elementy, w których odbiega ona od lepiej nam znanych wzorów hydrotechniki zachodnio-europejskiej. Mamy nadzieję, że przegląd taki, usystematyzowany w szeregu punktów, pozwoli Czytelnikom wyrobić sobie pogląd na pewne charakterystyczne cechy budownictwa wodnego ZSRR i wskaże, które z wypróbowanych tam metod — biorąc pod uwagę dużą odmienność warunków — należałoby i u nas stosować, oraz jakie muszą być spełnione warunki, aby zastosowanie tych metod było uwieńczone istotnym sukcesem.

## I. Ogólne koncepcje rozwiązania hydrowęzłów

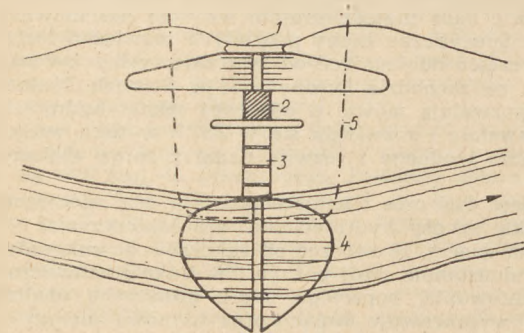
W ogólnych koncepcjach sytuacji hydrowęzłów, hydrotechnika radziecka wyraźnie faworyzuje rozwiązania zwarte na niekorzyść rozwiązań kanałowych, w których bądź siłownia, bądź śluza, bądź wreszcie oba obiekty lokowane są na kanale bocznym (lateralnym), podczas gdy jaz, ulokowany w rzece, stanowi tylko budowlę, piętrzącą wody rzeki do określonego poziomu. Ta niechęć do rozwiązań kanałowych tłumaczy się jasno b. małymi spadkami na wielkich rzekach rosyjskich, wynoszącymi przeważnie od kilku do kilkunastu cm/km, oraz tłumaczy się brakiem wyraźnych dużych serpentyn na tych rzekach. W tych warunkach budowa kanałów bocznych nie dawałaby żadnych godnych uwagi zysków na spadzie, zaś byłaby bardzo kosztowna ze względu na wielki przekrój kanałów energetycznych, które musiałyby prowadzić ogromne ilości wody do siłowni.

Podkreślamy tę okoliczność z naciskiem, gdyż na zachodzie Europy, na wielkich rzekach, spotyka się dziś b. wiele rozwiązań kanałowych (np. Donzère — Mondragon na Rodanie, następnie Kembs i dalsze stopnie kaskady Renu itd.). Otóż podkreślić trzeba, że Rodan i Ren posiadają spadki znacznie większe (rzędu wielkości ok. 1 m/km) — przeto kanały boczne na tych rzekach okazują się opłacalne, aczkolwiek nie brak w prasie technicznej zachodnio-europejskiej głosów, krytykujących generalnie koncepcje wielkich kanałów bocznych.

Jeśli chodzi o Wisłę, to w swoim środkowym i dolnym biegu zbliża się ona spadkiem raczej do wielkich rzek rosyjskich i wydaje się, że koncepcje kanałowe — jeśli chodzi o energetykę — byłyby na niej niesłuszne; natomiast mogą się okazać celowe boczne kanały żeglugowe, jako pozwalające na pewne rozsuniecie stopni piętrzących i zapewniające uzyskanie należytych głębokości dla żeglugi w obrębie spienienia dolnego stanowiska, nie podtapiającego stopnia wyżej położonego.

W przyjętych koncepcjach zwartej lokalizacji obiektów stopnia piętrzącego przeważa w ZSRR w większości przypadków specyficzny układ, w którym śluza umieszczona jest na

skraju przekroju, zaś za śluzą, w niewielkim oddaleniu, oddzielona groblą ziemną wyspy następuje siłownia i wreszcie jaz (zapora), przy czym jednak zdarzają się odchylenia i obie ostatnie budowle ustawiane bywają w odwrotnej kolejności. Drugą specyficzną cechą tych rozwiązań jest okoliczność, że całość obiektów jest lokowana przeważnie bądź całkowicie w ładzie, bądź wchodzi b. nieznacznie w koryto rzeki — podczas gdy samo koryto zamykane jest groblą ziemną, której sypanie rozpoczyna się dopiero wtedy, gdy całość maszynowych konstrukcji jazu (zapory) jest już gotowa i zdolna do przepuszczenia wód rzeki w trakcie zamykania koryta (rys. 2).



Rys. 2. Typowy układ dużego hydrowężla. 1 — śluza komorowa, 2 — siłownia, 3 — jaz (zapora), 4 — grobla (zapora) ziemna, 5 — grodzia

Rozwiązanie takie, w porównaniu ze schematem tradycyjnym, w którym jaz lokuje się najczęściej bezpośrednio w rzece, możliwe w osi nurtu, zaś śluzy i siłownię umieszcza się po obu stronach jazu (bądź też wyrzuca się śluzy do kanału bocznego, jak np. w Birsfelden pod Bazyleą na Renie) — ma swoje dobre i złe strony. Główną ujemną stroną tego rozwiązania jest okoliczność, że front budowlę piętrzącej wydłu. za się i znacznie wzrasta ilość robót ziemnych, zarówno po stronie wykopów (wykopy kanałów doprowadzających wodę do śluzy, jazu i siłowni i kanałów odprowadzających wodę do dolnego stanowiska, stosunkowo głębsze wykopy pod obiekt), jak i po stronie nasypów (długa grobla ziemna, sypana w korycie rzeki, a więc w miejscu, gdzie występują największe głębokości w profilu stopnia). Natomiast niewątpliwie zmniejsza się nieco ilość robót betonowych.

Istotną zaletą tego rodzaju rozwiązania leży gdzie indziej, mianowicie w ogromnym skróceniu czasu budowy, przez zupełne uniknięcie konieczności przetrzucia koryta rzeki w czasie budowy (poza końcowym przetrzuceniem na jaz i siłownię), co pociąga za sobą ogromne uproszczenie schematu wykonawstwa robót, które rozbiła się na dwa zupełnie odrębne etapy — pierwszy, obejmujący roboty w grodzi — i drugi, obejmujący wykonanie grobli w rzece, bez konieczności dzielenia na dalsze etapy, które tyle kłopotów sprawiają autorom harmonogramów robót przy budowie jazu w rzece, zwłaszcza jeśli na rzece ma być nieprzerwanie utrzymana żegluga (np. Kembs i Birsfelden na Renie).

Mimo więc że system stosowany w ZSRR może się na pierwszy rzut oka wydawać droższy, to jednak okazuje się on opłacalny, ale tylko wtedy, gdy istnieje b. wysoki stopień mechanizacji robót ziemnych, obniżający tak znacznie koszt 1 m<sup>3</sup> nasypu i wykopu, że wydatki na zwiększoną kubaturę robót ziemnych kompensują się przez pozostałe korzyści budowy dwuetapowej. Otóż podkreślić trzeba, że ten schemat rozwiązania hydrowężla wprowadzony został stosunkowo niedawno i stosowany jest z dużym sukcesem przy budowie Kachówki, Stalingradu i Kujbyszewa, podczas gdy np. przy budowie Dnieprogesu, gdzie stopień mechanizacji robót był znacznie mniejszy, stosowano system wieloetapowy, zamykając kolejno pewne odcinki rzeki i przepuszczając wodę nad częściowo wykonanymi elementami zapory, których ostateczne zamknięcie następowało w czasie późniejszym.

Warto na tym miejscu wspomnieć, że według zbliżonego do wzorów radzieckich systemu wykonana została w Polsce budowa stopnia Przewóz na Wiśle, pod Nową Hutą, gdzie całość obiektów ułokowana została w głębi ładu, z dala od rzeki, pod osłoną wspólnej grodzi, zaś koryto rzeki zostało zasypane znacznie później, gdy obiekty (jaz i śluza) były już przygotowane zarówno do przepuszczenia wód rzeki, jak i do że-

glugi. Argumentem, który w danym razie zdecydował o takim schemacie rozwiązania, była konieczność jak najszybszego uzyskania spiętrzenia dla potrzeb kombinatu Nowej Huty, co nakazało ułokować całość obiektów stopnia w takim miejscu, gdzie roboty mogły być prowadzone nieprzerwanie, bez względu na przebieg stanów wody w rzece.

Przy omawianiu opisanego systemu budowy jazu poza profilem rzeki wydaje się celowe zwrócenie uwagi na jeszcze jedną okoliczność. Otóż, z punktu widzenia hydrauliki koryta rzecznej, tego rodzaju przetrzucie wód rzeki w bok od dawnego, ustalonego przez samą rzekę nurtu, kryje w sobie zawsze poważne niebezpieczeństwo, że tworzące się (przy ostrym skreśle) wiry pionowe mogą działać destrukcyjnie na budowlę, zamykającą dawne koryto, inaczej mówiąc, istnieje jakby naturalna tendencja rzeki do powrotu do dawnego koryta. Można oczywiście przeciwdziałać tej tendencji i zwalczając ją przez odpowiednie złagodzenie łuków i wytworzenie krzywizn, kierujących wody rzeki na przesła jazowe, następnie przez wzmocnienie skarpy grobli ziemnej, przy czym wszelkie dociekania teoretyczne w tej dziedzinie powinny być poparte przez doświadczenia laboratoryjne.

Jest rzeczą uderzającą, że w ZSRR problem ten jest badany niesłychanie gruntownie, z reguły nie na jednym lecz na wielu modelach, wykonanych w różnych skalach i w różnych laboratoriach. W ten sposób działanie każdego czynnika jest wielokrotnie sprawdzane i weryfikowane, co pozwala na niemal zupełne wyeliminowanie błędów skali i wszelkich błędów przypadkowych, a to tym więcej, że wyniki badań są z reguły omawiane na konferencjach, w których biorą udział przedstawiciele wszystkich laboratoriów, zajmujących się daną kwestią. Jaką wagę przykładają do tego rodzaju badań, świadczyć może chociażby fakt, że dla stopnia stalingradzkiego — niezależnie od wielu doświadczeń, przeprowadzonych w różnych laboratoriach naukowych — zainstalowano w samym Stalingradzie, a więc w bezpośrednim kontakcie z placem budowy, duże laboratorium hydrauliczne, zatrudniające ok. 50 pracowników, które prowadzi stałe badania kontrolne nad regimem przepływu Wołgi w różnych stadiach budowy (np. wpływ koło grodzi, fragmenty zamykania koryta rzeki itp.), konfrontując stałe wyniki badań z pomiarami w naturze. Owe pomiary w naturze wykonywane są za pomocą młynków hydrometrycznych, ponadto stosuje się zdjęcia lotnicze, zaś od strony laboratoryjnej badania przeprowadza się na modelach zarówno hydraulicznych, jak i aerodynamicznych. Uzyskane w ten sposób i kontrolowane wyniki pozwalają nie tylko racjonalnie i pewnie zaprojektować całość rozwiązania hydrowężla, ale posiadają też kolosalne znaczenie dla wykonawstwa budowy, określając np. rejony możliwego podmycia gródz i wskazując metody bądź wzmocnienia tych gródz, bądź też takiego zaprojektowania budowli pomocniczych, które odrzucają strumień wody od miejsc zagrożonych i chronią w ten sposób gródz przed awarią. Niezależnie od korzyści, jakie tego rodzaju badania przynoszą danej budowlę, wyniki ich posiadają wprost bezcenne znaczenie dla poznania mechanizmu wszelkiego rodzaju zakłóceń w przepływie wody w korycie rzecznej i dla problemu przeliczania wyników ze skali modelowej na skalę naturalną.

Podkreślamy tę okoliczność dlatego tak silnie, że właśnie w Przewozie, jak się wydaje, rozwiązanie doprowadzenia wody na jaz i siłownię nie jest właściwe, gdyż już po rocznej eksploatacji pojawiły się dość znaczne rozmycia i zsuwy w górnym stanowisku, a ściślej mówiąc w linii przegrodzenia dawnego koryta rzeki. Zawinił tu zapewne niedostatek badań modelowych, które w Polsce, w oczach wielu hydrotechników, uchodzą jeszcze za niepotrzebny luksus, podczas gdy w ZSRR uważa się je za czynnik niesłychanie ważny, bez którego udziału jakiegokolwiek projektowanie jest w ogóle nie do pomyślenia.

## II. Projektowanie i konstrukcja jazów (zapór)

Najczęściej spotykane piętrzenia na wielkich rzekach ZSRR wynoszą przeważnie od 15 do 30 m (z pewną jakby tendencją do normalizacji piętrzeń 16 i 26 m), aczkolwiek trafiają się i wyższe (Dnieproges 38 m). Przy tak wysokich piętrzeniach o wyborze światła jazu decyduje wyłącznie dopuszczalny przepływ jednostkowy  $q$  wyrażony w m<sup>3</sup>/sek na 1 mb światła jazu, którego wielkość jest z kolei decydująca dla rozmiaru podjezia, a więc długości i głębokości założenia płyty dla rozproszenia energii oraz długości i typu umocnień dna i brze-

gów poniżej płyty. W dziedzinie tej inżynier projektujący posiada właściwie wolną rękę, tzn. może zredukować światło jazu, lecz powiększając w ten sposób wydatek jednostkowy  $q$  musi starannie, solidnie i oczywiście drożej zaprojektować podjezie i umocnienia dna. Rzeczą projektanta jest więc znaleźć rozwiązanie optymalne, które przy minimum kosztów inwestycyjnych daje maksimum gwarancji należytej ochrony jazu przed podmyciem, mogącym nastąpić wskutek nadmierne go skoncentrowania energii rzeki w zbyt wąskim profilu.

Lektura dawnych podręczników i analiza wykonywanych w owym czasie inwestycji wskazuje, że przed 20–30 laty hydrotechnika radziecka podchodziła do tego zagadnienia b. ostrożnie, zalecając przyjmowanie raczej niewielkich przepływów jednostkowych, rzędu wielkości nieprzekraczających na ogół  $q = 25\text{--}30 \text{ m}^3/\text{sek}/\text{mb}$ . Projektowane w tym czasie budowle miały więc światła b. duże, jak np. Dnieproges, którego przelew posiada 47 przesęł po 13 m światła, a więc przy łącznym świetle 611 m i przepływie katastrofalnym  $20\,500 \text{ m}^3/\text{sek}$  jednostkowy przepływ wynosi  $34 \text{ m}^3/\text{sek}$  i może być obniżony do  $30 \text{ m}^3/\text{sek}$ , jeśli uwzględnić przepływ wody przez siłownię. Warto przy tym wspomnieć, że Dnieproges posadowiony jest na płycie granitowej tak wysokiej jakości, że poniżej zapory nie wykonano żadnego podłoża do rozpraszania energii. Również jeżeli chodzi o manipulację zasuwami na przelewie, Dnieproges nie posiada żadnej instrukcji, a więc pozwala się np. całkowite otwarcie jednej zasuw, co przy pełnym spiętrzeniu w zbiorniku daje lokalną koncentrację przepływu do  $60 \text{ m}^3/\text{sek}$ . Mimo to po 20 latach eksploatacji Dnieproges nie wykazuje żadnych rozmyć w dnie rzeki poniżej stopy zapory, stąd sądzić można, że ówczesna ostrożność w określaniu światła przelewu była nieco przesadzona.

Jest rzeczą niewątpliwą, że w ostatnich czasach dokonał się w technice radzieckiej zasadniczy przełom, wyrażający się tendencją do zwiększenia przepływów jednostkowych i zmniejszenia światła jazów lub przelewów, mimo że budowle ostatnich lat wznoszone są na gruntach piaszczystych lub piaszczysto-gliniastych, których jakość w ogóle nie może być porównywana z jakością granitu, stanowiącego podłoże fundamentowe Dnieprogesu. Jeśli dodamy do tego tendencję do przerzucania w czasie powodzi jak największych ilości wody przez siłownię (o czym będzie mowa niżej), to otrzymuje się w rezultacie, w porównaniu z rozwiązaniami dawnymi, ogromne zmniejszenie światła jazowych, które szczególnie uderzająco widać np. w Kachówce, a więc poniżej Dnieprogesu. Wielka woda w Kachówce jest co najmniej taka sama jak w Dnieprogesie, a przy znacznie niższym spiętrzeniu (16 m w porównaniu z 38 m Dnieprogesu) przelew jest prawie 2 razy krótszy, gdyż składa się tylko z 28 przesęł po 12 m, a więc posiada łącznie światło 336 m w porównaniu z 611 m na Dnieprogesie, co odpowiada przepływowi jednostkowemu ok.  $45 \text{ m}^3/\text{sek}$  (uwzględniając przepływ części wody przez siłownię), a więc normie o 50% wyższej od Dnieprogesu.

Obecnie więc dąży się w ZSRR do podniesienia przepływów jednostkowych do  $60 \text{ m}^3/\text{sek}/\text{mb}$ , ale nie brak głosów, że należy pójść jeszcze dalej, np. do  $100 \text{ m}^3/\text{sek}/\text{mb}$ , co może

zapewnić dalszą znaczną oszczędność w kosztach budowy stopni. Dla porównania powyższych danych z rozwiązaniami, spotkanymi w Europie zachodniej, przytoczymy kilka liczb (tabl. I), odnoszących się do większych stopni, ostatnio tam wybudowanych lub znajdujących się w budowie. Ponieważ dane te odnoszą się do przepływów wyłącznie przez jaz i nie uwzględniają zrztu części wielkiej wody przez siłownię, a więc dla porównania ich z przytoczonymi liczbami dla ZSRR powinny być o 10 — 20% obniżone. Porównanie to wskazuje, że tendencja do podwyższenia przepływów jednostkowych na budowach piętrzących ZSRR jest całkowicie uzasadniona i zgodna z analogiczną tendencją na zachodzie Europy, jeśli zaś porównać jakość podłoża fundamentowego, które na wielkich rzekach ZSRR jest bez porównania gorsze niż na wylczonych stopniach na Renie, Dunaju etc., to można powiedzieć, że w tej dziedzinie technika radziecka nieco wyprzedza osiągnięcia zachodnio-europejskie i może być uznana za torującą drogę nowym poglądom na kwestię doboru światła jazów bardziej ekonomicznego niż to miało miejsce dotychczas. W warunkach polskich dla dolnej Wisły (poniżej Bugu), gdzie wielka woda katastrofalna wynosi ok.  $10\text{--}13\,000 \text{ m}^3/\text{sek}$ , przyjmuje się w pracach projektowych najczęściej światła jazów orientacyjnie ok. 300 m, co odpowiada przepływowi jednostkowemu ok.  $33\text{--}43 \text{ m}^3/\text{sek}/\text{mb}$ . W świetle danych, przytoczonych wyżej, należałoby się zastanowić, czy norma ta nie jest zbyt niska, tzn. czy nie dałoby się światła jazu zmniejszyć, zwłaszcza gdyby uwzględnić przepuszczenie części wód katastrofalnych przez siłownię wodne. Oczywiście rozwiązanie takie wymagałoby specjalnego opracowania podłoża do rozpraszania energii na wzór analogicznych rozwiązań w ZSRR, do której to sprawy jeszcze dalej powrócimy.

Tymczasem pragniemy zwrócić uwagę na inną okoliczność, mianowicie na kwestię podziału jazu na przesła. W Europie zachodniej, jak wiadomo, przeważa tendencja do dzielenia światła jazu na niewielką ilość przesęł, przeważnie od 3 do 7, natomiast faworyzuje się raczej światła duże, tzn. przekraczające 20–25 m. Sporadycznie spotyka się światła nawet znacznie większe, np. na jazie na rz. Cisie (na Węgrzech) zastosowano zasuwę płaskie 3-pasowe, o świetle po 37,5 m, na Mozelli w Koblencku i Trewirze zastosowane są zasuw walcowe o świetle 40 m, w Donzère—Mondragon obok przesęł segmentowych o świetle 31,50 m zastosowano jedno przesło (zęglugowe) o świetle 45 m itd. Motywuje się taki dobór poszczególnych światła z jednej strony argumentem o konieczności stworzenia jak najkorzystniejszych warunków dla przejścia lodów (na małych przesłach mogą łatwiej tworzyć się zatory lodowe), z drugiej zaś strony, przez danie indywidualnych napędów dla poszczególnych zasuw zapewnia się wysoki stopień zdolności manewrowej jazu, co umożliwia jego b. szybkie podniesienie, uzasadnione i celowe w warunkach rzek podalpejskich, gdzie woda katastrofalna może przyjść b. szybko, zaś nadpiętrzenia dopuścić nie można.

W przeciwnieństwie do powyższego hydrotechnika radziecka faworyzuje zupełnie wyraźnie przesła małe, najczęściej o światłach 12–16 m, których (przy dawnych światłach sumarycznych) wypada na stopniu stosunkowo b. dużo, orientacyjnie 20–30 sztuk, niekiedy nawet powyżej 40. Dawanie napędów indywidualnych uznaje się w tych przypadkach za bezcelowe lub zbyt kosztowne i ewentualnie daje się taki napęd najwyżej na paru zasuwach, podczas gdy podnoszenie wszystkich pozostałych zapewnione jest przez dźwig bramowy, poruszający się po torze na mostku służbowym ponad jazem. Dźwig taki może obsługiwać jednocześnie zamknięcia awaryjne, zaś dla bezpieczeństwa urządzenia daje się najczęściej dwa takie dźwigi, mogące bądź pracować równolegle, bądź też traktując jeden z nich jako rezerwę dla drugiego. Rozwiązanie takie jest oczywiście znacznie tańsze od rozwiązania o dużych światłach zasuw, przy czym — rzecz godna podkreślenia — całkowicie zgodne z techniką amerykańską, która na dużych stopniach kanalizacji Tennessee, Missisipi i Missouri stosuje chętnie analogiczne rozwiązania.

Oczywiście podkreślić trzeba, że przy takim rozwiązaniu zdolność manewrowa jazu maleje, tzn. czas otwarcia jazu znacznie się przedłuża w porównaniu z zastosowaniem napędów indywidualnych, jednak na rzekach rosyjskich typu nizinowego, na których gradient przyboru jest b. niski, okoliczność ta nie ma żadnego znaczenia.

Natomiast uderzające jest, że technika radziecka lekceważy niebezpieczeństwo tworzenia się zatorów lodowych na jazach o małych przesłach, mimo że okresy zlodzenia są na rzekach ro-

TABLICA I

| Rzeka                | Nazwa stopnia     | WWQ<br>$\text{m}^3/\text{sek}$ | św. jazu<br>m | $q \text{ m}^3/\text{s}/\text{mb}$ |
|----------------------|-------------------|--------------------------------|---------------|------------------------------------|
| Ren (Szwajc.)        | Rheinfelden       | 5 400                          | 157,5         | 34,3                               |
| " "                  | Birsfelden        | 5 500                          | 135,0         | 40,6                               |
| Aar                  | Wildeg-Brugg      | 1 000                          | 60,0          | 16,7                               |
| Mosel (Niemcy Zach.) | Koblenz           | 4 300                          | 120,0         | 35,9                               |
| " "                  | Trier             | 3 800                          | 120,0         | 31,7                               |
| Inn                  | Simbach-Braunau   | 6 200                          | 115,0         | 54,0                               |
| Dunaj (Austria)      | Jochenstein       | 8 400                          | 144,0         | 52,0                               |
| " "                  | Ybbs-Persenbaig   | 10 000                         | 192,5         | 52,0                               |
| Rodan (Francja)      | Donzère-Mondragon | 12 000                         | 202,5         | 58,1                               |
| Tajo (Portugalia)    | Belver            | 18 000                         | 200,0         | 90,0                               |

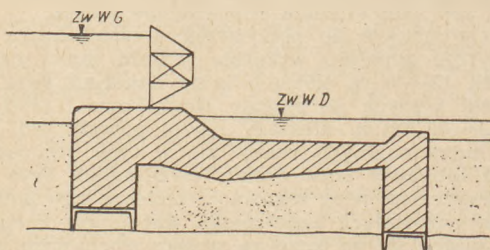
syjskich długotrwałe i grubość pokrywy lodowej zapewne znacznie większa od zachodnio- i środkowo-europejskich. Prawdopodobnie praktyka wykazała, że mimo małych prędkości wody (spowodowanych m. in. małym spadkiem na rzekach) zatory na jazach nie tworzą się, a może stosowane są inne środki zaradcze, jak np. łamanie lodu w zbiornikach przez sztuczne zmiany poziomu lub też stosowanie specjalnej ochrony minerskiej w okresie spływu lodów. Jakkolwiek jest, warto się i w Polsce zastanowić nad stosowaniem mniejszych światel jazowych, co zwłaszcza wydaje się uzasadnione dla naszych rzek nizinnych, a w pierwszym rzędzie dolnej Wisły i Bugu. Zdaje się bowiem, że w naszych dotychczasowych projektach nadmiernie sugerowaliśmy się wzorami techniki zachodnio-europejskiej, zaś pójście wzorem techniki radzieckiej może dać niemałe oszczędności w kosztach jazów, zwłaszcza zaś w zużyciu stali i innych metali na zamknięcia i mechanizmy wyciągowe.

Jeśli chodzi o typ zasuw, to w ZSRR najczęściej są spotykane zasuwki płaskie, 2-dźwigarowe, wózkowe, następnie zasuwki segmentowe (zapora Cymlińska). Ulubionych obecnie w Europie zachodniej zasuw podwójnych typu hakowego na większych obiektach ZSRR nie spotykaliśmy, zresztą byłyby one w tamtejszych warunkach niecelowe (wysoki korpus jazu, przepływ niemal zupełnie bez rumowiska). Również nie spotkaliśmy zasuw typu walcowego, które obecnie w Niemczech zaczynają jakby przeżywać swój renesans (Koblencja, Trewir i in. stopnie w Niemczech Zach.). Negatywny stosunek techników radzieckich do tych zasuw jest zupełnie zrozumiały, gdyż stanowią one typ najcięższy i najdroższy ze wszystkich, zaś pewne korzyści, jakie dają w eksploatacji, są na wielkich hydrowęzłach ZSRR zupełnie nieaktualne.

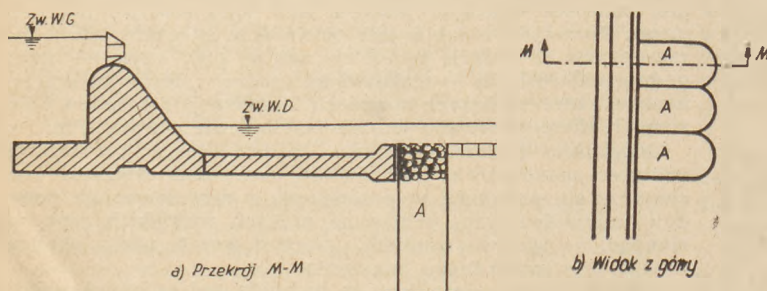
Należy tu jednak zaznaczyć, że dla Wisły, która w przeciwnieństwie do nizinnych rzek rosyjskich wlece duże ilości rumowiska dennego, zwykły typ zasuw płaskich pojedynczych nie jest wskazany, konieczne jest bowiem manipulowanie zarówno przepływem górnym (lód), jak i dolnym (rumowisko). Wydaje się, że należy pozostać przy typach u nas wypróbowanych, a więc bądź przy zasuwach hakowych (Czchów), bądź zasuwach płaskich z klapą lodową (Przewóz), zaś na stopniach o wysokim korpusie jazu dawać oddzielone przelewki i upusty dennie.

\*

Tendencja zwiększania przepływu jednostkowego i co za tym idzie, zmniejszania światel jazowych, prowadzi w rezultacie do silniejszego skoncentrowania energii wody na wypadzie poniżej jazu, co w konsekwencji wzmacnia erozję w dolnym stanowisku i może ją uczynić tak wielką, że stanie



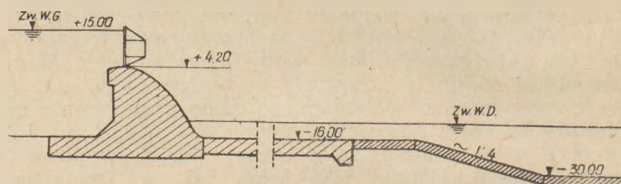
Rys. 3. Dolna ostroga, zabezpieczająca jaz przed podmyciem i erozją



Rys. 4. Dolna ostroga wykonana ze ścianek szczelnych  
a — przekrój M-M, b — widok z góry

się niebezpieczna dla stateczności całej budowli. Metody, jakimi się w tych przypadkach posługuje hydrotechnika radziecka, idą w 2 różnych kierunkach i wychodzą z różnych założeń. Pierwsza z nich polega na stworzeniu poniżej płyty jazowej ostrogi, dostatecznie mocnej i tak głębokiej, żeby nawet przy największym wyboju za płytą, stateczność jej nie była zagrożona. Odpowiada to mniej więcej schematowi, spotykanemu w ostatnich czasach dość często w Szwajcarii i Francji, gdzie dolną ostrogę zapuszcza się głęboko, czasem głębiej niż ostrogę górną, przeważnie aż do mocnej skały, o ile ta jest pod fundamentem budowli osiągalna. Ostrogę taką wykonywa się czasem w oszalowanym wykopie, niekiedy zaś stosuje nawet fundowanie kesonowe, o ile grunt jest silnie nawodniony i inny sposób zagłębienia fundamentu nie jest możliwy (rys. 3). Tego typu rozwiązanie spotykamy w Birsfelden, Donzère—Mondragon i w innych stopniach na zachodzie.

Jeśli chodzi o warunki radzieckie, gdzie poza Dnieprogesem, fundowanym na granicy, wszystkie inne wysokie stopnie fundowane są na gruntach sypkich, typu przeważnie piaszczysto-gliniastego, to stosowane tam analogiczne rozwiązanie, którego klasycznym przykładem może być Kachówka, polega na wykonaniu ostrogi poniżej podłoża, zbudowanej z 2 rzędów zabitych szpuntali, połączonych przewiązkami i tworzących układ zbliżony do celkowego. Górną partię ostrogi wypełnia się grubym kamieniem, zaś dno rzeki poniżej ostrogi ostaną się lekką okładziną z kamienia lub płyt betonowych, przeznaczoną zresztą wcześniej czy później na rozmycie (rys. 4). W rozwiązaniu tym dno rzeki poza ostrogą pozostawia się niejako samo sobie, dopuszczając w nim dużą erozję, a natomiast chroniąc płytę jazową przed podejściem pod nią wyrwy. Wielolukowy obrys dolnej ścianki (rys. 4) dawany jest po to, aby przy podmyciu ścianka ta, związana poprzecznymi ścianami ze ścianą górną, pracowała na rozciąganie, co jest zasadą pracy gródz typu celkowego. W Kachówce szerokość ostrogi wynosi ok. 10 m, zaś głębokość zabicia dochodzi do 20 m tak, że nawet wyrwa w dnie głębokości 10—15 m nie może być dla budowli groźna.



Rys. 5. Ubezpieczenie podłoża poniżej stopnia w Stalingradzie

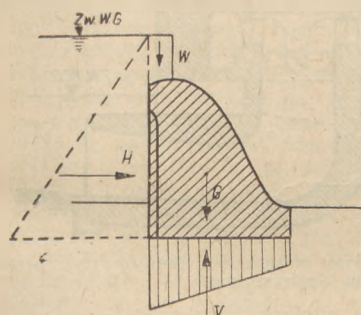
Drugi system, stosowany m. in. w Stalingradzie, a bodaj nie spotykany nigdzie poza ZSRR, polega na wykonaniu dużego zagłębienia poniżej płyty jazowej, o przekroju zbliżonym do trapezowego, przy czym wymiary tego zagłębienia dobiera się tak, aby prędkość wody w partii zagłębionej była już niedostateczna dla wykonywania jakiegokolwiek czynności erozyjnej. Zagłębienie takie nosi w terminologii rosyjskiej nazwę „kowsz” i jest niejako zawczasu przygotowaną wyrwą, jaką woda byłaby w stanie wytworzyć samoistnie, z tą jednak różnicą, że wzmiankowany „kowsz” posiada z góry ustalone rozmiary i profil chroniony okładziną, podczas gdy wyrwa powstałaby w sposób nieregularny i, stopniowo cofając się, mogłaby zagrozić stateczności płyty i całego jazu. Orientacyjny szkic tego rozwiązania, zastosowanego w Stalingradzie, podaje rys. 5. Żeby uzmystwić sobie wymiary tego urządzenia warto wspomnieć, że skarpa zagłębienia rozpoczyna się w odległości ok. 150 m od korpusu jazu, zaś dno zagłębienia leży ok. 14 m niżej od płyty jazowej. Przy przepływie W. W. uzyskuje się w ten sposób w zagłębieniu redukcję prędkości o 30—40% w stosunku do prędkości, jakie panowały w profilu niezabudowanym. Oznacza to tak znaczną redukcję wody, że już dalsze rozmycie następować nie może i obawa podmycia płyty jazowej od strony dolnej wody zostaje całkowicie eliminowana.

Warto wreszcie na tym miejscu podkreślić, że hydrotechnika radziecka niewątpliwie przoduje na świecie, jeśli chodzi o zagadnienie rozpraszania energii i analizę zjawisk, jakie zachodzą w dolnym stanowisku poniżej stopnia piętrzącego. Zagadnieniem tym zajmują się niemal wszystkie laboratoria ZSRR, publikując wyniki obli-

czeń i doświadczeń w wielu wydawnictwach, zarówno periodycznych, jak i książkowych. Jedną z ostatnich najciekawszych jest książka prof. I. I. Lewi pt. „Dwizenje riecznych potokow w niznich biebach gidrotechnicznych sooruzeniji” (Gosenergoizdat 1955), której lekturę można gorąco polecić wszystkim inżynierom, zajmującym się tym zagadnieniem.

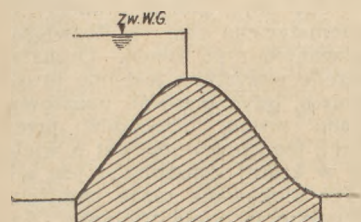
\*

Następne z kolei zagadnienie, które zostało w sposób oryginalny rozwiązane przez hydrotechnikę radziecką, to zagadnienie stateczności na poślizg wielkich budowli wodnych. Jak wiadomo, stateczność na poślizg jest zapewniona wtedy, gdy siła tarcia w szwie fundamentowym (jeśli rozpatrywać poślizg po tym szwie, najczęściej poziomym) jest większa od poziomej siły parcia wody, starającej się przesunąć budowlę w stronę dolnej wody. Siłę tarcia otrzymuje się przez pomnożenie składowej pionowej obciążenia fundamentu przez współczynnik tarcia, zaś sama składowa pionowa jest równa sumie ciężaru własnego i obciążenia pionowego od wody, zmniejszonej o wielkość wyporu działającego na budowlę od dołu (rys. 6). Jak łatwo zrozumieć, stateczność na poślizg zależy więc w pierwszym rzędzie od wielkości współczynnika tarcia  $f$  między budowlą i podłożem, na którym ta budowla jest wzniesiona. Dla budowli betonowych, posadowionych na skale, współczynnik ten wynosi zazwyczaj 0,6—0,7, co okazuje się wartością zupełnie wystarczającą dla zapewnienia stateczności tych budowli. Natomiast na gruntach ilastych i gliniastych współczynnik ten staje się znacznie mniejszy (np. dla warstw łożupków w Rożnowie wynosił on zaledwie  $f = 0,2—0,25$ ) i w tych warunkach stateczność budowli o kształtach tradycyjnych staje się niedostateczna. W ZSRR, gdzie budowle tego typu na wielkich rzekach fundowane są z reguły na warstwach piaszczysto-ilastych, współczynnik  $f$  waha się w granicach 0,4—0,5, co przy tradycyjnych kształtach korpusu jazu (zapory), jak np. na rys. 6, przeważnie nie zapewnia stateczności na poślizg.

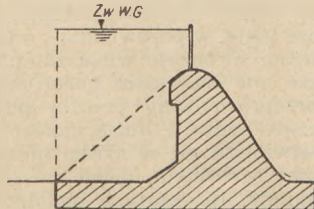


Rys. 6. Pewność na poślizg w płaszczynie podstawy

$$n = \frac{G + W - V \cdot f}{H}$$



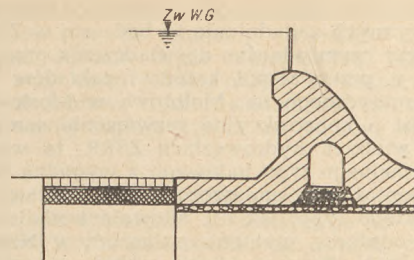
Rys. 7. Poszerzony korpus zapory



Rys. 8. Profil z płytą poszuruwą, obciążoną ciśnieniem wody

W tych warunkach trzeba było szukać innych dróg i technika radziecka znalazła szereg sposobów wyjścia z trudności. Przede wszystkim poprawiano stateczność przez powiększenie ciężaru korpusu zapory w sposób wskazany na rys. 7. Rozwiązanie to nie było praktyczne, gdyż prowadziło do znacznego powiększenia kubatury betonu, a więc do podrożeń budowli tak, że zarzucono je dość szybko, przechodząc do stosowanych dziś powszechnie rozwiązań wg schematu na rys. 8, w którym ciężar betonu zastępuje się ciężarem słupa wody nad wystającą do przodu stosunkowo dość dużą płytą poszuruwą. Płyta ta łączy się z korpusem w jedną całość i jest oczywiście dość silnie zbrojona.

Następnym krokiem było szukanie możliwości zmniejszenia wyporu, zarówno pod korpusem jazu (co poprawia jego sta-



Rys. 9. Profil z drenażem w korpusie jazu

teczność na poślizg), jak i pod płytą jazową (co pozwala zmniejszyć jej grubość). Przede wszystkim stwierdzono, że obliczenie drogi filtracyjnej wg metody Bligh-Lane prowadzi do nadmiernych zapasów bezpieczeństwa, co okazuje przykład wielu istniejących i dobrze trzymających się budowli, gdzie owe drogi filtracyjne są znacznie krótsze. Przy wysuniętej płycie poszuru, przedłużonej od strony wody górnej fartuchem łożowym i przy ewentualnym dodaniu jednego lub dwóch rzędów ścian szczelnych, okazuje się więc możliwe uzyskanie takiej drogi filtracyjnej, przy której drenaż może być ulokowany nawet w samym korpusie jazu, jak to pokazuje rys. 9, a nawet w płycie poszuru. Drenaż wykonuje się w postaci podłużnej galerii w korpusie jazu, do której przesączająca się woda dostaje się od dołu, poprzez starannie wykonany kilkuwarstwowy filtr odwrotny. Przy skutecznym działaniu drenażu wypór pod korpusem jazu spada bardzo wydatnie, co ogromnie poprawia stateczność budowli na poślizg, zaś pod płytą jazową wypór równoważy się z parciem wody dolnej od góry tak, że konstrukcja płyty jest statycznie obojętna i dźwiga jedynie swój własny ciężar, przenosząc go na podłoże. Płyta więc może być wymiarowana bardzo skromnie, zaś całość rozwiązania wskazuje wielkie oszczędności w porównaniu z systemami, gdzie drenaż podłoża odbywa się poniżej płyty.

### III. Projektowanie i konstrukcja siłowni wodnych

W okresie budowy Dnieprogesu (obiekt ten w czasie budowy nosił nazwę Dnieprostroju) przemysł maszynowy ZSRR stawiał dopiero pierwsze kroki w dziedzinie budowy turbin wodnych. Z ogólnej ilości 9 turbin Francisca o mocy ok. 102 000 KM, zainstalowanych w tej siłowni, część była dostarczona z Ameryki, zaś reszta wyprodukowana w kraju na podstawie licencji amerykańskiej. Jednostki, jakie tam zainstalowano, należały do największych tego typu na świecie, były to szybkoobrotowe pionowe turbiny Francisca o  $n = 83,3$  obr/min, o 16 łopatkach, sprzężone bezpośrednio z generatorami o mocy 72 MW. Wirniki generatorów ważyły po 500 t, zaś wał łączący turbinę z generatorem miał średnicę 1280 mm.

Od tego czasu budownictwo wodno-energetyczne w ZSRR rozwinęło się tak znacznie, że dziś już całkowite zapotrzebowanie na turbiny, generatory i kompletne wyposażenie elektro-mechaniczne jest pokrywane wyłącznie produkcją krajową, która zresztą pracuje również na eksport. Energetyczne wykorzystanie niektórych rzek nizinnych stawia przed radzieckim przemysłem maszynowym zadanie budowy wielkich turbin Kaplana, pracujących na spadach w granicach 15—30 m i przy objętościach przepływu, wynoszących setki  $m^3$ /sek. Wszystkie rekordowe przełyki turbin w siłowniach zachodnio-europejskich, wynoszące aktualnie ok. 300  $m^3$ /sek, są w ZSRR daleko przekroczone, zwłaszcza na siłowniach Stalingrad i Kujbyszew, gdzie przy spadach do 26 m przełyk siłowni dochodzi do 12 500  $m^3$ /sek, która to ilość wody rozbija się na kilkanaście turbin, o przełyku jednostkowym ok. 700  $m^3$ /sek. Odpowiednio do wielkości przełyku rosną średnice wirników, które np. dla Kachówki wynoszą 8,00 m, zaś dla Kujbyszewa dochodzą do 9,25 m, przy mocy ok. 120 MW i  $n = 68,2$  obr/min.

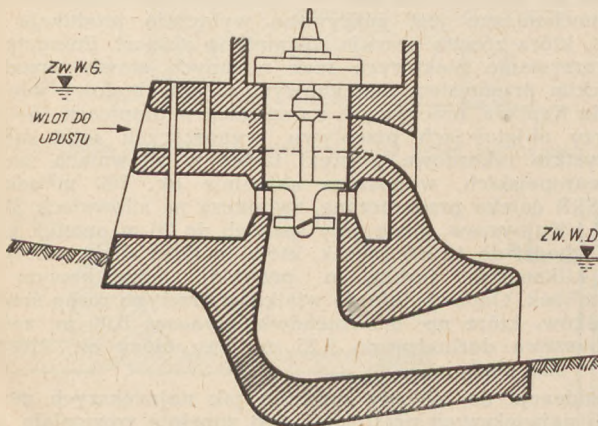
Tendencją do budowy turbin o jak największych mocach i jak największych przełykach jest zupełnie zrozumiała, gdyż prowadzi do redukcji wymiarów samej siłowni i zmniejszenia kosztów eksploatacyjnych, natomiast — poza zagadnieniami czysto technologicznymi — następcza dużo trudności w problematyce sieciowo-energetycznej; szybkie włączanie i wyłączanie tak wielkich mocy jednostkowych wywołać może po-

ważne zakłócenia w reżimie pracy sieci. Niezależnie od dociekań teoretycznych zagadnienie to bada się w ZSRR w skali modelowej, przy czym odnośnie doświadczenia przeprowadzone były w 1954 r. przez zespół katedr i zakładów naukowych Instytutu Energetycznego im. Mołotowa w Moskwie.

Jeżeli chodzi o konstrukcyjne rozwiązanie samych siłowni wodnych na wielkich hydrowęzłach ZSRR, to większość ich należy do normalnego typu halowego z wygodną halą maszyn i suwnicą montażową, umieszczoną pod dachem budynku. Rozwiązań takiego typu, jak np. siłownie bezhalowe lub półhalowe (semi-outdoor), ulubione zwłaszcza w Niemczech (siłownia w Simbach—Braunau i inne zakłady na rz. Inn, siłownia na Mozeli), a w Polsce zastosowane w Czchowie — w ZSRR nie spotkaliśmy, gdyż w tamtejszych warunkach klimatycznych (długotrwała, mroźna i śnieżna zima) rozwiązania takie byłyby oczywiście bardzo niepraktyczne. Również nie spotkaliśmy w ZSRR rozwiązań typu filarowego (Pfeilerkraftwerke), lansowanych przez hydrotechników austriackich (Grengg i Laufer).

Natomiast w najnowszych rozwiązaniach radzieckich siłowni wodnych istnieje tendencja do budowy siłowni typu upustowego, tzn. siłowni, zaopatrzonych w upusty, wmontowane bezpośrednio w korpus siłowni. Jak wiadomo, ten typ siłowni stosuje się przede wszystkim w przypadkach, gdy siłownia typu przepływowego jest ulokowana na długim kanale bocznym, zwłaszcza gdy istnieje tam kilka siłowni, tworzących kaskadę. Przy tego rodzaju rozwiązaniu bez upustu, przy nagłym zatrzymaniu siłowni, powstać może w kanale silna fala dopływowa typu oscylacyjnego, bardzo szkodliwa dla statyczności skarp kanału; ponadto, gdy szereg siłowni tworzy kaskadę, wyłączenie z ruchu jednej z nich pociągnęłoby za sobą konieczność zatrzymania wszystkich siłowni niżej leżących, a to z powodu wstrzymania dopływu wody na te siłownie. Dla zapobieżenia tym zjawiskom należy więc mieć upust, który przy normalnym ruchu siłowni jest nieczynny, zaś otwiera się go na przepuszczenie takich ilości wody, jakich dana siłownia, przy zmniejszeniu obciążenia, nie przeobra. Stąd wynika, że jego maksymalna zdolność przepustowa powinna być równa największemu przełykowi wszystkich turbin siłowni, a to na przykład nagłego wyłączenia całej siłowni, np. wskutek awarii sieci.

Typowym rozwiązaniem będzie w tym przypadku upust umieszczony obok siłowni, jak np. w Donzère — Mondragon i w innych analogicznych stopniach. Jednakże okazało się konstrukcyjnie możliwe umieszczenie upustów bezpośrednio w bloku siłowni, wykorzystując w tym celu wolne miejsca nad wlotem, nad rurą ssącą i obok szybu turbinowego. Rozwiązanie takie na większą skalę zastosowane zostało badając ok. 1930 r. po raz pierwszy w siłowni wodnej Kembs na Renie, następnie powtórzone w sposób analogiczny w następnym stopniu kanalizacji Renu (Grand Canal d'Alsace) Ottmarsheim. W obu tych rozwiązaniach wlot do upustu znajduje się powyżej wlotu na turbiny, następnie kanały upustowe rozgajają się w planie, omijając szyb turbinowy, by wreszcie wprowadzić wodę do dolnego stanowiska ponad górnym stropem rury ssącej, jak to schematycznie jest pokazane na rys. 10.

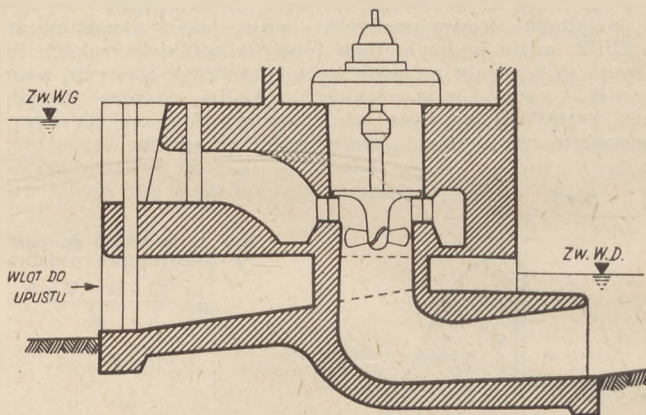


Rys. 10. Schemat siłowni upustowej z upustem górnym (typ zastosowany w Kembs i Ottmarsheim)

Praktyka eksploatacyjna wykazała, że taki sposób rozwiązania upustu jest b. korzystny. Pomijając okoliczność, że upust boczny wydłuża front budowli piętrzącej i powoduje zabu-

rzenia w ruchu wody w kanale przy częściowej pracy siłowni i częściowej upustu, okazało się ponadto, że ulokowanie upustu w bloku siłowni poprawia w pewnym stopniu współczynnik skutku użytecznego turbin, a to dzięki temu, że woda z upustu, poprzez działanie eżekcyjne na strumień wody, opuszczający rurę ssącą, obniża ciśnienie w tej ostatniej, co jest równoznaczne ze zwiększeniem spadku na siłowni, a więc z powiększeniem mocy. Te spostrzeżenia naprowadziły inżynierów na myśl, że szczególnie celowe będzie puszczenie jałowej wody przez tak skonstruowane upusty w czasie przejścia powodzi, kiedy podniesienie zwierciadła wody w dalszym stanowisku redukuje znacznie moc siłowni, a natomiast działanie eżekcyjne pozwala część straconej mocy odzyskać.

W siłowniach przepływowych typu przyjazowego, lokowanych bezpośrednio na stopniach piętrzących w rzekach, rozwiązań tego typu do ostatnich czasów na ogół się nie spotykało, gdyż funkcje omawianego upustu spełniać mógł sam jaz, przy czym manewry zasuwami jazowymi mogły być sterowane ręcznie lub nawet automatycznie z nastawni, zapewniając zawsze takie otwarcie zasuw, jakie okazywało się konieczne dla przepuszczenia nadmiaru dopływającej wody, nie przerobionej przez siłownię. Natomiast wielkie przyjazowe siłownie wołańskie zaprojektowane zostały — przy czym wydaje się, że jest to pierwsze tego typu rozwiązanie na świecie — jako siłownie upustowe, jednak przy innym rozwiązaniu konstrukcyjnym niż w Kembs. Mianowicie wlot do upustu ulokowany jest poniżej wlotu do siłowni, następnie przewód upustowy podnosi się do góry i rozgałęzia na dwa



Rys. 11. Schemat siłowni upustowej z upustem dolnym (typ projektowany dla Kujbyszewa)

przewody, omijające pionowy odcinek rury ssącej; po ominięciu tej przeszkody przewody łączą się znów w jeden przewód, przechodzący do dolnej wody górą, ponad stropem rury ssącej, jak to pokazuje schematycznie rys. 11. Rozwiązanie takie, w porównaniu z rozwiązaniem typu Kembs—Ottmarsheim, wykazuje wiele zalet. Przede wszystkim jest ono prostsze pod względem konstrukcyjnym, gdyż przewód upustowy, przeprowadzony poniżej poziomu turbin, przechodzi przez część budowli, gdzie umieszczenie tego przewodu jest o wiele łatwiejsze niż w części górnej, w której konstrukcja jest silnie rozwinięta, gdzie muszą być ulokowane różne przejścia, galerie itp., których ominięcie nastęrcza wiele trudności. Następnie umieszczenie upustu pod wlotem na turbiny zabezpiecza w pewnym stopniu wlot przed rumowiskiem, które można ewakuować przez upust, spełniający w ten sposób również rolę upustu płuczącego dla siłowni.

Dla siłowni wodnych Kujbyszew i Stalingrad, gdzie wielka woda katastrofalna wynosi 60 000 m<sup>3</sup>/sek, instalacja siłowni upustowej daje poważną oszczędność na kosztach jazu, pozwalając zredukować jego światło do rozmiarów wystarczających na przepuszczenie tylko 35 000 m<sup>3</sup>/sek, podczas gdy reszta, tj. 25 000 m<sup>3</sup>/sek, może być przepuszczana przez siłownię wodną, po połowie przez turbiny i przez upusty.

Wydać się więc, że koncepcje hydrotechników radzieckich są w tej dziedzinie bardzo pomysłowe i szczęśliwe, i że warto by się zastanowić nad zastosowaniem tego rozwiązania również i w projektach stopni na dolnej Wiśle. Przy wielkiej wodzie katastrofalnej, wynoszącej dla tej partii Wisły orientacyjnie ok. 12 000 m<sup>3</sup>/sek, rozwiązanie takie mogłoby dać ok.

20—25% oszczędności na kosztach jazu, licząc że woda robocza dla siłowni wynosić będzie od 1200 do 1500 m<sup>3</sup>/sek, zaś całkowita zdolność przepustowa siłowni (wraz z upustami) będzie podwójna, tzn. rzędu wielkości 2400—3000 m<sup>3</sup>/sek. Zaznaczyć jednak trzeba, że rozwiązanie takie mogłoby być możliwe tylko przy dość wysokich spadach, przy których nie trzeba byłoby wyłączać turbin w czasie powodzi i gdzie wysokość budowlu pozwoliłaby na umieszczenie upustu pod wlotem na turbiny. Dla spadów niskich (rzędu wielkości 5—8 m) rozwiązanie takie nie będzie oczywiście możliwe i całość zrzutów wody jałowej będzie musiała być dokonywana wyłącznie przez jaz.

#### IV. Projektowanie i konstrukcja śluz komorowych

Przed mniej więcej 20—30 laty ugruntowany był w hydrotechnice światowej pogląd, że spady jednostkowe na śluzach komorowych nie powinny przekraczać pewnego maksimum, wyposażonego orientacyjnie ok. 10—12 m. Zwłaszcza w Niemczech dla pokonywania wyższych spadów lansowano budowę różnego typu podnośni, uważając śluzę o b. wysokich spadach za nieekonomiczne, zarówno ze względu na koszt inwestycji, jak i na duże zużycie wody na śluzowanie.

Jednakże niezbyt korzystne wyniki eksploatacji podnośni doprowadziły do pewnej zmiany poglądów w tej sprawie i w ostatnich czasach można zaobserwować tendencję do podwyższania jednostkowych spadów śluz. I tak w Czechosłowacji na Łabie wybudowano po wojnie na jednym ze stopni kanalizacji tej rzeki śluzę o spadzie 20 m, zaś aktualnym rekordem jest w Europie śluz na stopniu Donzère—Mondragon, o spadzie 26 m, przy czym identyczny spadek został wykonany na jednym ze stopni w Stanach Zjednoczonych Am. Półn.

W przeciwieństwie do wzmiankowanych tendencji w Europie zachodniej, hydrotechnika radziecka — jak można sądzić z ostatnich budów w tym kraju — nie idzie na ogół na specjalne powiększanie spadów, kontentując się spadami jednostkowymi rzędu wielkości kilkunastu m. Przy pewnej tendencji do normalizacji piętrzeń, zauważyć można, że spady 16 m (jak np. w Kachówce) pokonywane są jednym stopniem, natomiast spady ok. 26 m (jak Kujbyszew, Stalingrad, Cymlia) rozbiła się na 2 stopnie po ok. 13 m. Tę samą normę spotykamy na Dnieprogesie, gdzie różnica poziomów, dochodząca do 28 m, pokonana jest trzema stopniami, a na kanale Wołga—Don i na Kanale im. Moskwy nie przekraczają na ogół 10 m. Mimo że na bogatych w wodę rzekach ZSRR, takich jak Wołga, Dniepr czy Don, kwestia zużycia większych ilości wody na śluzowanie nie gra istotnej roli, to jednak widać że hydrotechnika radziecka świadomie odchodzi od owych wielkich spadów, uznając, że ogromne powiększenie wkładów inwestycyjnych, związane z trudnościami konstrukcyjnymi rozwiązania śluz o wielkich spadach, nie znalazłoby dostatecznego uzasadnienia i pokrycia w korzyściach, jakie dla żeglugi przedstawia zmniejszenie ilości stopni. Wydaje się więc, że na wielkich spadach w Polsce rzędu wielkości 20—25 m należy również zastosować rozwiązania 2-stopniowe, nie sugerując się przykładem Donzère—Mondragon, gdzie budowa śluzy o spadzie 26 m okazała się uzasadniona zapewne tylko dlatego, że znaczna część komory ułożona została w litej skale, pokrytej jedynie cienką okładziną betonową.

Jeśli chodzi o gabarytowe wymiary śluz, to wydaje się, że w okresie budowy Kanału im. Moskwy hydrotechnika radziecka może zanadto sugerowała się perspektywicznymi analizami ekonomicznymi co do spodziewanego ruchu na kanale i że wykonane na tym kanale śluzы zaprojektowane zostały zanadto „na wyrost”. Istotnie, wykonane na tym kanale komory o wymiarze 300×30 m wydają się zbyt wielkie w porównaniu z istniejącym na kanale ruchem, którego efektem jest przeładunek w porcie Chirkowskim niewiele przekraczający 2 miliony t/rok. Na potwierdzenie postawionej tezy przytoczymy tę okoliczność, że znajdujące się obecnie w budowie śluzы w Kachówce i w Stalingradzie, jak również i śluzы kanału Wołga—Don mają szerokości komór ok. 17—18 m, przy długości stukilkudziesięciu m, co najzupełniej wystarcza na istniejący na tych drogach wodnych ruch, mimo że jest on znacznie intensywniejszy niż na Kanale im. Moskwy. Uważamy za rzecz właściwą podkreślenie tej okoliczności z wielkim naciskiem, gdyż nie brak dziś w Polsce głosów, że projektując nasze drogi wodne, należy je już dziś dostosować do ruchu, jaki będzie na nich panował np. za 30 lat, a więc

projektować śluzы na barki o ładowności np. 5—6000 t. Przykład ZSRR pokazuje, że tendencji tej należy się przeciwstawić, budując obecnie śluzы odpowiednie dla warunków aktualnych, przy czym jednak należy w projektach uwzględnić możliwość budowy śluz równoległych na większy tonaż barek, gdy rozwój żeglugi uczyni ich budowę opłacalną i celową.

\*

Jeśli chodzi o konstrukcję śluz i szczegóły ich wyposażenia, to na ogół można stwierdzić, że przeważnie nie odbiegają one od wzorów przyjętych powszechnie na świecie. Jako zamknięcia dolne spotyka się w śluzach ZSRR przeważnie wrota wsporne, jako zamknięcia górne — bądź zasuwы piaskie, bądź b. lekkie w konstrukcji segmenty, przy czym zasilanie śluz w wodę dokonywa się przez częściowe podniesienie zamknięć. Po wypełnieniu komory zamknięcia są opuszczane w dół i chowane są w specjalne wnęki, wyrobione w spadowej ścianie śluzы. Rozpraszanie energii wody zasilającej dokonywane jest w komorach tuż poniżej ściany opadowej, wykształconych różnie w różnych śluzach, na ogół wg schematu zbliżonego do analogicznych rozwiązań w śluzach Kanału Gliwickiego. Obserwacja kilku śluzowań na różnych obiektach pokazała, że urządzenia te działają doskonale i w komorach, mimo ich znacznych długości, nie występują szkodliwe dla statków falowania.

Dość dużą osobiwość, godną uwagi również i dla zamknięć jazowych, przedstawia okładzina zasuw segmentowych na Kanale im. Moskwy. Zasuwы te, o wymiarze 31×9 m, pokryte były pierwotnie blachą stalową, jak to jest powszechnie przyjęte w tego rodzaju urządzeniach. W czasie remontu, dokonywanego w 1954 r., okładzinę tę usunięto i zastąpiono płytami z materiału, zwanego arkitit. Jest to syntetyczna masa plastyczna, wzmocniona wkładką z siatki stalowej. Przy ciężarze właściwym 1,9—2 t/m<sup>3</sup> wykazuje ona wytrzymałość na rozerwanie i zginanie ok. 720 kg/cm<sup>2</sup>, jest odporna na korozję i odznacza się właściwością, że lód do niej zupełnie nie przymarza, co ułatwia wszelkie manewry zimą.

Dla wymienionych zasuw segmentowych zastosowano płyty arkititowe grubości 11 mm, ale materiał ten może być produkowany i w grubościach większych. Obrabia się on jak drzewo, zaś połączenia z konstrukcją stalową wykonywa się na śruby. Jeśli doświadczenia eksploatacyjne potwierdzą wyliczone wyżej jego zalety, to wydaje się, że materiał ten będzie się nadawał do wykonywania wszelkiego rodzaju poszyc na zasuwach jazowych i z powodzeniem zastąpi w tej dziedzinie blachę stalową.

\*

W ZSRR zwraca się dużą uwagę na usprawnienie manewrów w czasie śluzowania. O ile w śluzach Dnieprogesu pachołki ścienne do cumowania statków wykonane były jako elementy stałe, to w nowych konstrukcjach śluz pachołki te są ruchome i przesuwają się w sposób zgodny z ruchami zwierciadła wody w śluzie tak, że lin cumowniczych nie trzeba przekładać. Odpowiednią regulację ruchu pachołków uzyskuje się dwoma sposobami — albo przez stosowany napęd mechaniczny, albo przez zastosowanie pachołków pływających, osadzonych na pływakach, poruszających się zgodnie z ruchem zwierciadła wody. Pierwszy sposób jest zastosowany na śluzach Kanału im. Moskwy, drugi zaś na kanale Wołga—Don. Jak można było zaobserwować, oba urządzenia działają bez zarzutu i są godne wprowadzenia w Polskę.

\*

Wszystkie napędy śluzowe są na nowych obiektach ZSRR scentralizowane i sterowane w nastawni, lokowanej najczęściej na wieży nad głową dolną, co zapewnia daleką widoczność zarówno na stanowisko dolne, jak i na górne.

#### V. Projektowanie i wykonawstwo zapór (grobli) ziemnych

Jak z dotychczasowych części opisu widać, zapory ziemne są w wielkich hydrowęzłach ZSRR elementem bardzo ważnym, najczęściej stanowią one budowlę przegradzającą koryto rzeki, a więc wypełniają najgłębszą część profilu stopnia piętrzącego. Przy niskich brzegach i ograniczonej szerokości zalewu stanowią one ponadto boczne ogroblowanie stanowisk górnych, ciągnące się nieraz dziesiątkami kilometrów wzdłuż coki.

W porównaniu z rozwiązaniami, spotykanymi na zachodzie Europy i w Ameryce, ziemne zapory wykonywane w ZSRR wykazują poważne i bardzo głęboko sięgające różnice. Gdy w Europie zachodniej korony zapór mają szerokość z reguły

niewielką, wynoszącą przeważnie od 3 do 10 m, a najczęściej zawartą w granicach 5—6 m, to w ZSRR uderza ogromna szerokość korony, przekraczająca nierzadko 50, a nawet 100 m. Różnica ta wynika przede wszystkim z odmiennego poglądu na celowość lub niecelowość przepuszczenia arterii komunikacyjnych przez stopień piętrzący. Otóż na zachodzie, gdzie rzeki są znacznie węższe i mosty rozmieszczone dość gęsto, nie ma przeważnie konieczności przerzucenia drogi kołowej lub kolejowej przez stopień piętrzący, a natomiast istnieją wyraźne argumenty przeciwko takiemu rozwiązaniu, jako komplikującemu projekt jazu i siłowni i stwarzającemu szereg czynników, utrudniających pracę siłowni (hałas, kurz, wstrząsy od ruchu pojazdów itp.). Natomiast w ZSRR, gdzie rzeki są znacznie szersze, zaś ilość mostów wskutek tego mniejsza, całkowicie uzasadniona jest tendencja do powiązania komunikacyjnego obu brzegów poprzez stopień piętrzący, a to tym więcej, że ogromna produkcja energetyczna tamtejszych siłowni pociąga za sobą najczęściej budowę dużego osiedla przemysłowego w najbliższym sąsiedztwie i wtedy droga poprzez stopień staje się naturalną arterią komunikacyjną tego osiedla, wiążącą je z drugim brzegiem rzeki. I tak w Kachówce planuje się przerzucenie przez zaporę ziemną 2 linii kolejowych i drogi kołowej, projektując szerokość korony ok. 60 m, w Stalingradzie szerokość ta wzrasta nawet do 100 m.

Drugi argument, przemawiający za poszerzeniem korony i wiązaniem się z zagadnieniem nachylenia skarpy zapory wynika ze specyficznej dla ZSRR oceny szczelności zapory, w której to sprawie zapatrywania inżynierów radzieckich są zupełnie różne od poglądów inżynierów zachodnio-europejskich i amerykańskich, co najdobitniej streszcza się w różnicy zapatrywań na rolę i celowość wykonywania wielkich nasypów za pomocą hydromechanizacji. Kwestia ta wymaga bliższego naświetlenia, przeto omówimy ją nieco szerzej.

Jak wiadomo, hydromechanizacja transportu ziemi znalazła szerokie zastosowanie w budowie zapór ziemnych przede wszystkim w Stanach Zjednoczonych Am. Półn., następnie w innych krajach zamorskich, i była tam przez długi czas lansowana, jako zapewniająca największą wydajność pracy. Systemem tym wykonano — głównie w Ameryce — bardzo wiele zapór, w tym przeważającą większość w okresie 20-lecia międzywojennego. Jednak liczne katastrofy zapór, wybudowanych systemem hydromechanizacji (przy czym katastrofy te zdarzały się czasami w toku eksploatacji, a czasami jeszcze w okresie budowy), obudziły dużo zainteresowań i daleko posuniętą krytykę, których ostatnim wyrazem była amerykańska uchwała rządowa (bodaj z r. 1940), zabraniająca stosowania tej metody w budowie zapór ziemnych i zalecająca stosowanie wyłącznie sypania na sucho.

W tych warunkach paradoksem może wydać się fakt, że właśnie w okresie pełnego zarzucenia tej metody w St. Zj. A. P. hydromechanizacja ogromnie rozwinęła się w Związku Radzieckim, rugując w ostatnich czasach niemal zupełnie technikę sypania na sucho, jako droższą i bardziej kłopotliwą. Wyjaśnienie tego paradoksu przedstawia się jak następuje: Jak wiadomo, przy hydromechanizacji ziemia jest transportowana w postaci mieszaniny ziarn gruntu z wodą, przy czym w mieszaninie tej zwanej niekiedy pulpą jest wody znacznie więcej niż ziemi. Przy układaniu pulpy w profilu zapory część wody się odsacza, jednak znaczna jej część pozostaje w gruncie, przesycając jego pory i tworząc pewną mieszaninę ziemno-wodną, pozbawioną niemal zupełnie spójności i tarcia wewnętrznego, czyli zachowującą się prawie jak ciecz, o ciężarze właściwym ok. 2,0. Jak łatwo zrozumieć, proces odsączania przebiega szybciej w skrajnych partiach profilu, gdzie droga odpływu wody jest krótsza, zaś opóźnia się w partiach środkowych, dla których droga ta jest znacznie dłuższa. Stąd wynika, że środkowa część korpusu zapory wywiera jakby ciśnienie hydrostatyczne na partie zewnętrzne, przyskarpowe, usiłując je rozsunąć. Dopóki wysokość warstwy jest niewielka, siła ta jest nieznaczna i nie może wywołać awarii. Jeśli jednak grubość warstwy przesyconej wodą stanie się dostatecznie wielka, wtedy i siła może wzrosnąć powyżej granicy wytrzymałości lub odporności klina zewnętrznego i wówczas następuje katastrofa — zsuw jednej lub obu skarp zapory, dający w efekcie jakby rozsunięcie czy rozpięcie profilu. Jest rzeczą zrozumiałą, że awarii można by uniknąć przy znacznym zwolnieniu tempa robót, tzn. pozostawiając dłuższy czas na odwodnienie środkowego jądra zapory. Jednakże sposób ten tak dalece obniżyłby efektywność gospo-

darczą hydromechanizacji, że w porównaniu z metodą sypania na sucho uczyniłby hydromechanizację zupełnie nieopłacalną. Dlatego więc właśnie Amerykanie zarzucili hydromechanizację i wykluczyli ją z metod wykonywania zapór. Natomiast inżynierowie radzieccy poszli zupełnie inną drogą, mianowicie uznali za celowe zastosowanie hydromechanizacji do budowy zapór, jednak pod warunkiem tak znacznego złagodzenia nachylenia skarp zewnętrznych, aby przy tym nachyleniu żadne zsuwy nie mogły powstać. Teza ta streszcza się w prostej zasadzie, że skarpy zewnętrzne należy dawać o takim nachyleniu, jakie w wyniku układania pulpy utworzy się samo z siebie. Praktyka wykazała, że skarpy takie, zależne zresztą od konsystencji pulpy i uziarnienia gruntu, układają się w sposób naturalny o nachyleniach:

nad wodą 1:9 do 1:11, średnio 1:10,

pod wodą 1:4 do 1:6, średnio 1:5.

Skarpy te są znacznie łagodniejsze od nachyleń stosowanych przy zaporach sypanych, wahających się najczęściej w granicach 1:2,5 do 1:4. Na pierwszy rzut oka mogłoby się wydawać, że każda zapora spławiana i wykonana o tak silnie złagodzonych skarpach powinna być nieopłacalna, jako posiadająca kubaturę kilkakrotnie większą od kubatury analogicznej zapory sypanej, zbudowanej ze skarpami znacznie bardziej stromymi. Bliższa analiza wykazuje jednak, że często tak nie jest, gdyż nie tylko koszt 1 m<sup>3</sup> nasypu jest znacznie niższy przy hydromechanizacji niż przy sypaniu, ale ponadto przy hydromechanizacji można całkowicie oszczędzić koszt uszczelnienia korpusu zapory, jakie przy zaporach sypanych jest zawsze konieczne. Bowiem na korzyść szczelności zapór spławianych działają dwa czynniki, z których jednym jest znacznie zwiększenie (a więc i szczelniejsze) ułożenie spławianych ziarn gruntu niż sypanych, drugim zaś — wydłużenie drogi filtracyjnej, spowodowane złagodzeniem skarp i ewentualnie poszerzeniem korony zapory, które to poszerzenie znajduje w powyższej okoliczności nowy argument, potwierdzający jego celowość.

Reasumując powyższe wywody, możemy więc stwierdzić, że hydromechanizacja może być stosowana do budowy zapór ziemnych, jednak pod warunkiem, że skarpy zapór będą znacznie łagodniejsze niż w zaporach sypanych; wywołane tym zwiększenie kubatury nasypów może być w sprzyjających warunkach całkowicie skompensowane zarówno obniżką kosztów jednostkowych, jak i oszczędnościami na kosztach uszczelnienia, które mogą być przy zaporach spławianych pominięte. Stąd wynika, że w wielu przypadkach zapory spławiane, nie będąc mniej pewne od sypanych, mogą być tańsze od tych ostatnich.

Jednakże w zakresie wykorzystania hydromechanizacji do budowy zapór ziemnych, technika ZSRR nie ograniczyła się do sformułowanych wyżej korzyści, lecz poszła znacznie dalej, opracowując i realizując bardzo śmiałe sposoby wykonywania tą metodą nasypów również w wodzie płynącej — bez ochrony grodz.

Jak wspomnieliśmy wyżej, w budowie wielkich hydrowęzłów technika radziecka stosuje najchętniej system dwuetapowy, przy którym jaz, siłownię i służę wykonuje się na sucho na brzegu pod osłoną grodz, zaś zamknięcie koryta wykonywane jest zaporą ziemną, budowaną w okresie gdy rzeka jest już przerzucona na jaz i ewentualnie siłownię. Sposób tradycyjnym wykonywało się w tym przypadku zaporę sypaną z uszczelnieniem łożowym lub betonowym, przy czym sama technika roboty nakazywała jej wykonywanie na sucho, a więc pod osłoną grodz, oddzielającej plac budowy zapory zarówno od wody górnej, jak i dolnej. Doświadczenia, wykonane na ten temat w ZSRR wykazały, że przy zastosowaniu hydromechanizacji można z grodz zupełnie zrezygnować, przygotowując jednak w korycie kamienną grobelkę, którą wykorzystuje się jako statyczne podparcie mas ziemnych, napławianych od góry rzeki, a więc niejako dociskanych prądem wody do owej grobelki. Sama grobelka kamienna, po wykonaniu całkowitego profilu zapory, pozostaje w nim na stałe i spełnia rolę odpowietrznego drena, odwodniającego korpus zapory z wody przesiąkowej. Warunkiem koniecznym i wystarczającym, aby omawiany sposób przegradzania płynącej rzeki mógł się zakończyć sukcesem — jest wykonanie całej tej pracy w dostatecznie szybkim tempie tak, aby uzupełnianie materiału szło prędzej niż stopniowo podpiętrzająca się woda rzeki potrafi sypany i napławiany materiał erodować. Jak z tego widać, głównym czynnikiem jest tu ilość i wydajność posiadanego sprzętu oraz należyta organizacja pracy,

zapewniająca odpowiedni postęp roboty na całym jej froncie, przy posiadaniu ponadto dostatecznych rezerw, które w każdej chwili mogą być uruchomione i skierowane na dowolny zagrożony odcinek. Sposób i tempo sypania grobli kamiennej musi tu być ściśle zgrane ze sposobem i tempem napławiania, gdyż inaczej robota może się nie udać.

Moment zamykania rzeki musi być oczywiście dobrany w okresie niżówkowym, zaś budowa zapory zakończona przed nadejściem najbliższej wielkiej wody, której przelania się przez nieukończony korpus nie można w ogóle dopuścić. Przykładowo wymienimy, że na zaporze Cymlińskiej sypanie grobli kamiennej dokonywane było z mostu roboczego, na który kamień dostarczały kolumny samochodów ciężarowych, kursujące rytmicznie w ściśle opracowanym obiegu zamkniętym. Dla zapory w Stalingradzie planuje się usypanie grobli kamiennej z 4 linii transporterów taśmowych, przerzuconych nad korytem Wołgi i służących aktualnie do dostaw kruszywa do fabryki betonu. Linia ta przechodzi nad korytem Wołgi jednym przesłem o rozpiętości 940 m, podwieszonym na kablach stalowych, umocowanych w 2-bramowych pyłonach stalowych, wysokich ok. 200 m, zaś sama procedura sypania grobli kamiennej i jednoczesnego napławiania grobli ziemnej jest przedmiotem szczegółowych badań laboratoryjnych, przeprowadzanych w różnych skalach i wariantach w kilku instytutach naukowo-badawczych.

Jak można sądzić na podstawie dotychczasowych osiągnięć radzieckich w dziedzinie wykonywania zapór za pomocą hydromechanizacji, metoda ta powinna być stosowana i u nas w Polsce. Wypada jednak na tym samym miejscu ostrzec z naciskiem projektantów i wykonawców, że pierwszym warunkiem uzyskania sukcesów jest posiadanie dostatecznej ilości niezawodnego sprzętu do wykonywania takich robót i że wszelkie improwizacje i próby wykonywania robót sprzętem przypadkowo dobranym muszą się zakończyć fiaskiem, jak to okazał u nas przykład Goczałkowic. Dla orientacji podajemy krótką charakterystykę wielkich refulerów, wykonywających tego rodzaju roboty na stopniach w Kachówce i Stalingradzie:

|                             |                            |
|-----------------------------|----------------------------|
| Oznaczenie refulera         | 1000/80                    |
| Wydaźność                   | 1000 m <sup>3</sup> /godz. |
| Max. wysokość tłoczenia     | 80 m                       |
| Obroty noża                 | 297 obr./min               |
| Max. głębokość pracy        | 15 m                       |
| Rura ssąca                  | φ 790 mm                   |
| Średnica wirnika pompy      | 2500 mm                    |
| Max. średnica ziarna        | 300 mm                     |
| Rura tłocząca               | φ 860 mm                   |
| Łączna moc silników         | 4400 kW                    |
| Naprężenie prądu doprowadz. | 6000 V                     |

Refulery takie zaopatrzone są we własną stację transformatorową, własny warsztat podręczny do napraw bieżących i w odpowiednią obsługę dla ruchu i remontów. Całość sprzętu do hydromechanizacji robót ziemnych obejmuje w Kachówce: jeden refuler o wydajności 1000 m<sup>3</sup>/godz., następnie 2 mniejsze, o wydajności po 500 m<sup>3</sup>/godz. i wreszcie jeden jeszcze mniejszy, o wydajności 300 m<sup>3</sup>/godz. — tak, że sumaryczna ich wydajność wynosi 2300 m<sup>3</sup>/godz., przy całkowitej ilości robót ziemnych oszacowanych na ok. 8 milionów m<sup>3</sup>. Dla hydrowężla Stalingradzkiego, gdzie łączna ilość robót ziemnych dochodzi do 150 milionów m<sup>3</sup>, wyposażenie w sprzęt do robót hydromechanizacyjnych jest oczywiście znacznie bogatsze.

Warto na tym miejscu wspomnieć, że prócz refulerów wszystkie place budowy są b. bogato wyposażone w koparki mechaniczne najrozmaitszych typów, których wachlarz jest w ZSRR bardzo szeroki i obejmuje dużo systemów i wielkości. Wszystkie koparki produkowane w ZSRR odznaczają się dużą wydajnością i prostotą obsługi, przy tym są b. odporne na defekty.

Spośród typów nie znanych w Polsce warto wspomnieć o koparkach krocących, których kilka, o pojemności łyżki 4 m<sup>3</sup>, mieliśmy możność zobaczyć na placu budowy w Stalingradzie. Koparki te na stosunki radzieckie określa się jako maszyny średniej wielkości, gdyż przy budowie kanału Wołga—Don używane były znacznie większe, o pojemności łyżki 14 m<sup>3</sup>. Zdaniem inżynierów radzieckich, którym informację tę zawdzięczamy, koparki te okazały się zbyt wielkie i ciężkie i nie uzasadniły nadziei, jakie były związane z wprowadzeniem ich na budowy.

## VI. Grodze i praca w grodzach

Jak wyjaśniliśmy w poprzednich częściach niniejszego opisu, najczęstszym schematem organizacji budowy wielkich hydrowieżi jest układ, przy którym jaz, siłownia i śluza są budowane na brzegu rzeki pod osłoną jednej wspólnej grodzy, chroniącej zagłębienie budowlane (używam tego terminu jako odpowiednika rosyjskiego terminu „kotłownia”) przed zalaniem wodą. W schemacie tym grodza ma kształt zbliżony do podkowy, o środkowej ścianie równoległej do nurtu rzeki i umieszczonej bądź na brzegu, bądź w korycie rzeki niedaleko od brzegu, podczas gdy dwa ramiona boczne prowadzą od rzeki do lądu, mniej więcej prostopadle do rzeki. Przy wielkich rozmiarach placu, objętego grodzą i przy głębokości wykupu sięgającej niekiedy kilkunastu metrów, grodze muszą być oczywiście b. silne i muszą gwarantować zupełne bezpieczeństwo wykonywanych pod ich osłoną robót. Postulatami tym odpowiadają najlepiej grodze celkowe, jakie po raz pierwszy zastosowane były przed ok. 20—30 laty w budownictwie morskim, zaś w ostatnich czasach wchodzą coraz bardziej w użycie w budownictwie wodnym, w okolicznościach odpowiadających wyżej opisanym warunkom. Na zachodzie Europy były one po raz pierwszy w budownictwie wodnym zastosowane przy budowie stopni Donzère—Mondragon oraz Jochenstein, jednak o rozmiarach znacznie skromniejszych niż w ZSRR, gdzie np. w Kachówce średnica celek wynosi 12,7 m, zaś w Stalingradzie 18,0 m, przy głębokości zabicia ok. 20 m. Istota gródz celkowych (jak to wyjaśnia szkicowy rys. 12) polega

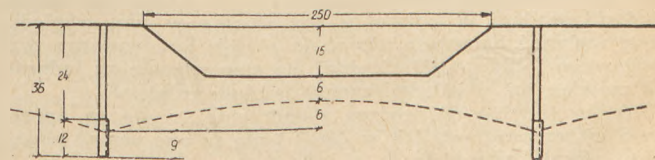


Rys. 12. Plan grodzy celkowej

na tym, że gdy cała grodza pracuje na przewrócenie, to obwód celek pracuje tylko na rozzerwanie pod wpływem parcia ziemi, wypełniającej wnętrze celek.

W ZSRR do budowy tego typu gródz stosuje się płaskie profile krajowej produkcji o szerokości 40 cm, grubości ok. 20 mm i ciężarze 67 kg/mb, zaopatrzone w nader mocne i dobrze zazębające się zamki. Zabijanie szpuntów wykonuje się za pomocą kafarów, ale ostatnio wchodzi coraz bardziej w użycie wibracja. Wnętrze celek wypełnia się materiałem ziemnym, przy czym ostatnio znajduje tu zastosowanie refulowanie, ekonomiczniejsze od zasypywania na sucho i dające większą szerokość grodzy. Od strony rzeki grodza jest z reguły chroniona grubym narzutem kamiennym, którego stan stale się kontroluje i uzupełnia po przejściu każdej wielkiej wody. Szczególną uwagę zwraca się na ochronę narożników gródz, narażonych najsilniej na rozmycie. Gdy narzut kamienny nie wystarcza, daje się w tych miejscach, jak to np. zrobiono w Stalingradzie, specjalne skrzydełka i opaski zbudowane również ze szpuntali systemem celkowym, odrzucające prąd wody od grodzy i przesuwające w ten sposób miejsce powstawania wyrw na odległość zabezpieczającą grodę przed podmyciem. Sposób rozwiązania tego zagadnienia jest szczegółowo analizowany na podstawie drobiazgowo przeprowadzonych badań laboratoryjnych.

Osobnym i bardzo istotnym zagadnieniem dla pracy w grodzi jest odwodnienie zagłębienia fundamentowego. Na wielkich placach budowy ZSRR rozwiązuje się to zagadnienie przez rozmieszczenie na całym obwodzie wykupu odpowiedniej ilości dostatecznie głębokich studni depresyjnych, zapewniających obniżenie zwierciadła wody gruntowej o kilka metrów poniżej dna wykupu — tak, aby praca w nim mogła być prowadzona zupełnie na sucho. Rys. 13 pokazuje schemat tego



Rys. 13. Schemat obniżenia zwierciadła wody gruntowej pod wykopem fundamentowym

urządzenia z wymiarami odnoszącymi się do Kachówki. Wykop fundamentowy szeroki na 250 m i głęboki na 15 m, odwodniany jest tam przez 80 studzien, rozmieszczonych na obwodzie w odstępach 15—25 m. Głębokość studzien wynosi ok. 36 m, w tym filtr zajmuje dolną wysokość 9 m, zaś każda

studnia zaopatrzona jest w pompę głębinową z silnikiem elektrycznym o mocy 22 kW. Urządzenie to zapewnia obniżenie zwierciadła wody gruntowej ok. 6 m poniżej dna wykopu, co stanowi dostateczną rezerwę dla zapewnienia idealnych warunków pracy — zupełnie na sucho. Analogiczna instalacja w Stalingradzie obejmuje 150 studzien głębokości od 30 do 70 m, przy czym długość filtrów waha się w granicach 10—15 m. Silniki przy pompach są nieco większe, mianowicie mają moc ok. 30 kW, zaś napęd ich jest zautomatyzowany od impulsu pływaków, wskazujących poziom wody w studniach kontrolnych, umieszczonych obok studni czerpalnych. W tych warunkach rola obsługi sprowadza się tylko do nadzoru automatów i jeden człowiek obsługuje 8 pomp.

INŻ. BOLESŁAW RUDNICKI

## Kilka uwag na temat też planu pięcioletniego w budownictwie wodnym na tle ogólnych tendencji w rozwiązywaniu kompleksowych zagadnień wodnych w ZSRR

Przy rozwiązywaniu kompleksowych zagadnień gospodarki wodnej w ZSRR, a w szczególności zagadnień wodno-energetycznych, nie jest, ogólnie biorąc, stosowany jakiś wyraźny ustalony schemat. Poszczególne obszary Związku Radzieckiego posiadają swoją specyfikę geograficzną, hydrologiczną i gospodarczą, wywierającą decydujący wpływ na plany zamierzeń w zakresie gospodarki wodnej, a osiągnięcia nauki i techniki umożliwiają uwzględnianie w szerokich granicach warunków miejscowych.

W poszczególnych rejonach udział energetyki wodnej w bilansie energetycznym kształtuje się również różnie: od 100% energetyki wodnej np. w Armenii do ok. 100% energetyki cieplnej np. w Donbasie. Dlatego właśnie należy zachować pewien umiar w korzystaniu ze wzorów radzieckich, gdyż zadania stawiane projektantom w ZSRR przewidują rozwiązanie konkretnych problemów ściśle związanych z terenem. Wyniki tych prac bezkrytycznie przeniesione na obcy grunt mogą nie dać pożądaných efektów.

Na obszarze Polski istnieją specyficzne zagadnienia gospodarki wodnej i do tych spraw, zwłaszcza na szczeblu koncepcyjnym, należy podchodzić w sposób indywidualny, tak jak to się robi w ZSRR.

Olbrzymie zasoby wodno-energetyczne Związku Radzieckiego umożliwiają utrzymanie udziału energetyki wodnej w ogólnym bilansie energetycznym, nawet w dalszej perspektywie, na poziomie 30% — 40%. Wynika stąd logiczna linia rozwoju budownictwa wodnego w ZSRR — najpierw energetyka wodna jako równorzędny partner z energetyką cieplną, później lub równocześnie wykorzystanie stworzonych warunków dla celów kompleksowych (rolnictwo, żegluga, przemysł).

Należy stwierdzić, że budownictwo wodno-energetyczne posiadające swoją wagę w gospodarce narodowej ZSRR spełnia rolę impulsu, który wyzwała wtórne efekty gospodarcze, mające odegrać w przyszłości decydującą rolę w rozwoju kraju. W poczynaniach tych brak jest jakiegokolwiek przypadkowości, tak charakterystycznej dla ustrojów kapitalistycznych.

W Polsce, wobec szczupłości zasobów wodno-energetycznych, energetyka nie wpływa mobilizującą na budownictwo wodne. Z drugiej strony, ten pozorny brak atrakcyjności budownictwa wodnego stwarza ciężką sytuację dla rozwoju gospodarki wodnej w Polsce, a zaniedbania w tym względzie mogą wpłynąć hamująco nawet na rozwój budownictwa przemysłowego i energetyki cieplnej, na stan zdrowotny ludności, nie mówiąc już o zabezpieczeniu potrzeb rolnictwa.

Faktem jest, że dotychczas zagadnienia te nie są opracowane tak szczegółowo jak w ZSRR i nie są one wobec powyższego równie oczywiste.

Opcjonalność obecnie wysuwanych do realizacji obiektów wodno-energetycznych, w świetle ustalonych kryteriów nawet z punktu widzenia energetyki nie ulega wątpliwości. Uzasadnienie konieczności wykonywania tego rodzaju inwestycji już w chwili obecnej wymaga perspektywy gospodarczej, ujawniającej główne zadania dla gospodarki wodnej (w perspektywie 15—20 lat).

Na tym kończymy krótki przegląd osiągnięć budownictwa wodnego ZSRR w ostatnich latach oraz analizę idei, jakie rozwojem tego budownictwa kierują. Autor zdaje sobie sprawę, że przegląd ten jest bardzo niekompletny i zawiera tylko nieznaczną część kwestii, jakie należałoby w gruntowniejszym studium poruszyć znacznie szerzej, niż to zostało uczynione na tym miejscu. Jeśli mimo swych niedostatków sprawozdanie to spotka się z zainteresowaniem Czytelników polskich i zdoła zapłodnić umysły naszych inżynierów nowymi ideami, które przyczynią się do rozwoju budownictwa wodnego w Polsce, autor uzna, że został osiągnięty cel, jaki przyświecał mu przy opracowaniu tego sprawozdania.

Gigantyczne rozmiary budownictwa wodnego w ZSRR rysujące się w perspektywie pozwoliły na rozwinięcie działalności na polu organizacji instytutów naukowo-badawczych, projektowych i zaplecza przemysłowego dla sprzętu i materiałów. Poczynania te są dostosowane do skali zamierzeń przyszłościowych. Ustabilizowanie linii rozwojowej budownictwa wodnego w Związku Radzieckim stwarza swoisty klimat sprzyjający rozwojowi nauki i myśli technicznej na tym odcinku. W tego rodzaju atmosferze, nacechowanej entuzjazmem, rodzą się największe w świecie obiekty wodno-energetyczne: Kujbyszew, Stalingrad, Angara itd. Faktyczne oszczędności powstają w wyniku ciągłej twórczej pracy na każdym odcinku: naukowym, projektanckim i wykonawczym. Z powyższych uwag można wysnuć następujące wnioski, odnoszące się do warunków polskich, w okresie planu 5-letniego:

- Rozwój gospodarczy określonego obszaru jest ściśle uzależniony od możliwości wyzyskania warunków wodnych i jest przez te warunki limitowany.
- Problemy gospodarki wodnej w Polsce jako związane z potrzebami wielu resortów powinny znaleźć oficjalnego gospodarza w postaci instytucji ponadresortowej względnie przejściowo najbardziej zainteresowanego resortu. Głównym zadaniem tego rodzaju władzy byłoby zapewnienie wykonawstwa obiektów, ważnych z punktu widzenia potrzeb gospodarki wodnej kraju, nawet gdyby wskaźniki ekonomiczne, oceniane wyłącznie ze stanowiska resortu, były mniej korzystne.
- Rozwój instytucji naukowo-badawczych, projektowych i wykonawczych powinien być dostosowany do skali zamierzeń przyszłościowych w dziedzinie budownictwa wodnego.
- Prawdopodobność i ocena ekonomiczna rozwiązań koncepcyjnych w budownictwie wodnym powinna być oceniana na tle perspektywicznych zadań gospodarki wodnej odpowiadających naszym warunkom.

Najbliższy plan pięcioletni powinien stać się przełomowym nie tylko w zakresie inwestycji, ale i w zakresie ukształtowania zadań perspektywicznych i związanych z tymi zadaniami form organizacyjnych. Powinny być w tym okresie wyjaśnione ostatecznie podstawy ekonomiki kompleksowego budownictwa wodnego, w oparciu o socjalistyczny światopogląd. Dokumentacje przyszłościowe dla obiektów, które będą budowane w następnym planie, muszą być zawczasu przygotowane.

Brak planu perspektywicznego w zakresie gospodarki wodnej w okresie tworzenia aktualnego planu pięcioletniego zmusił do szczegółowej analizy obecnej sytuacji i postawienia pewnych ogólnych tez, które nie znalazłyby się w sprzeczności z pracami Komitetu Gospodarki Wodnej PAN. Analiza taka doprowadziła do następujących stwierdzeń:

- Ponieważ budownictwo wodne w Polsce dotychczas rozwijało się słabo, a stopień wykorzystania zasobów wodnych jest wyjątkowo niski, dużo jest na tym polu do zdziałania.

Należy więc ruszyć z martwego punktu, a popełnienie grubszej pomyłki w docenieniu potrzeb i typowaniu pierwszoplanowych obiektów jest mało prawdopodobne, tym bardziej że możliwość rozpoczęcia budowy uwarunkowana jest aktualnym stanem dokumentacji.

- Jako obiekty pierwszoplanowe należy typować te obiekty, które zapewniają największe korzyści energetyczne (oszczędność węgla i obsługi, korzystna lokalizacja w stosunku do odbiorców), włączając się szeroko w wachlarz zagadnień kompleksowej gospodarki wodnej (walka z powodzią, żegluga, rolnictwo, woda przemysłowa, chłodzenie elektrowni ciepłych itp.) i mogą być wykonane w możliwie krótkim czasie. Kluczowymi pozycjami z punktu widzenia energetyki są obiekty na dolnej Wiśle i Brdzie, a z punktu widzenia kompleksowej gospodarki wodnej i energetyki — zbiorniki karpackie i zbiorniki na Bugu. Obiekty energetyczne posiadające w zapleczu zbiorniki regulacyjne powinny być wykorzystywane do pracy szczytowej i w związku z tym zabezpieczone stopniami wyrów-

nawczymi. Do inwestycji pierwszoplanowych zalicza się obiekty zbiornikowe ważne z punktu widzenia gospodarki komunalnej (Soła) i inwestycje zmierzające do polepszenia istniejących warunków żeglugowych (prace regulacyjne na Odrze i Wiśle). Większość obiektów nie zostanie oddana do użytku przed 1960 r., jednakże w okresie planu pięcioletniego poważnie zaawansuje się ich budowę.

- Należy przyjąć zasadę, że przede wszystkim będzie się zabezpieczać budowę dużych obiektów energetycznych w celu utrzymania udziału energetyki wodnej w granicach 5% ogólnej produkcji energii elektrycznej kraju i uzyskania lepszej koncentracji nakładów i środków technicznych.
- Mała energetyka powinna być popierana w ramach inicjatywy władz lokalnych, szczególnie w terenach nie objętych planem rozbudowy sieci elektrycznej (Podkarpacie, tereny wschodnie i Przemyśl).
- Należy w pełni realizować długofalowy plan zabudowy biologicznej potoków karpackich, przedłużających eksploatację zbiorników retencyjnych.

MGR LEON WOSIEK

## Realne warunki planowania gospodarki wodnej w Polsce

Zagadnienie planowania gospodarczo-wodnego jest, jak dotąd, u nas mało popularne, w wyniku czego dział ten jest niewystarczająco uwzględniany na łamach czasopism fachowych. Obszerny i wyczerpujący artykuł prof. Lambora pt. „Z zagadnień planowania w gospodarce wodnej”<sup>1)</sup> jest jedną z nielicznych wypowiedzi tego typu na łamach czasopisma, które postawiło sobie za cel służyć sprawom gospodarki wodnej i budownictwa wodnego. Wprawdzie fragmentaryczne wypowiedzi dotyczące planowania niektórych działów gospodarki wodnej były już omawiane, lecz jako całość zagadnienie to zostało postawione bodajże po raz pierwszy.

W artykule prof. Lambora zostały uwzględnione wszystkie możliwe warianty i etapy opracowań oraz podana interpretacja niektórych podstawowych pojęć z zakresu gospodarki wodnej powszechnie przyjętych w życiu codziennym. Wydaje się, że dobrze się stało, że w tym właśnie okresie ukazał się powyższy artykuł. Jest to ważne z tego przede wszystkim względu, że w roku bieżącym zostały wydane przez nasze władze zasadnicze przepisy stanowiące podstawę planowania gospodarki wodnej w Polsce, a mianowicie Uchwała Prezydium Rządu w sprawie wprowadzenia planowej gospodarki wodnej w okręgach deficytowych pod względem zasobów wodnych, oraz Zarządzenie Przewodniczącego Państwowej Komisji Planowania Gospodarczego wprowadzające do Pięcioletniego Planu Rozwoju Gospodarczego Polski „gospodarkę wodną, jako odrębny dział gospodarki narodowej”. Jeśli przypomni jeszcze Uchwałę Rady Ministrów z 1952 r. o powołaniu Komisji Planowania Gospodarki Wodnej przy Polskiej Akademii Nauk, otrzymamy wówczas podstawowy zbiór przepisów prawnych, normujących zasady planowania gospodarki wodnej w Polsce.

Postanowienia zawarte w powyższych aktach normatywnych powinny wzbudzić duże zainteresowanie wśród szerokich sfer pracowników naukowo-technicznych powiązanych z gospodarką wodną oraz wywołać dyskusję dotyczącą opracowania właściwych metod planowania gospodarczo-wodnego i najkorzystniejszych form ich realizacji. Dyskusja taka byłaby bardzo pożądana dla organów administracji gospodarki wodnej, powołanych do wykonania postanowień zawartych we wspomnianych aktach, stanowiących podstawy działania w tym zakresie.

Jak dotąd, jedynie w odniesieniu do zadań nałożonych na Komitet Gospodarki Wodnej w zakresie opracowania perspektywnego planu gospodarki wodnej odbywa się wymiana poglądów o charakterze metodologicznym w ramach samego Komitetu, czego wyrazem jest m. in. artykuł inż. Podarewskiego pt. „O właściwy kierunek rozwoju prac nad perspektywnym planem gospodarki wodnej w Polsce”<sup>2)</sup>. Odnosnie dwóch pozostałych postanowień, realizujących wieloletnie żądania i wypowiedzi domagające się konkretnych de-

cyzji w sprawach gospodarki wodnej na razie brak krytycznych uwag. Również prof. Lambor, w swoim tak aktualnym artykule, ograniczył się jedynie do rozważań teoretycznych, nie uwzględniając obowiązujących już u nas postanowień, sprowadzających planowanie gospodarki wodnej ze stadium dociekań teoretycznych na realne tory realizacji.

Prof. Lambor omawia zagadnienie planowania gospodarki wodnej w różnych jego etapach, podając cechy charakterystyczne planowania w gospodarce wodnej oraz przewodnie zasady w tej dziedzinie. Wychodzi on ze słusznego założenia, że „planowanie gospodarczo-wodne jest nieodłączną częścią planowania przestrzennego, w którym stanowi element podstawowy”. Otóż wychodząc z tego podstawowego założenia, należałoby wprowadzić wyraźny podział zadań i ustalić zakres opracowań planowania przestrzennego i planowania gospodarki wodnej. Nie ulega bowiem wątpliwości, że najlepiej pomyślany i skonstruowany plan gospodarki wodnej nie może zastąpić planu zagospodarowania przestrzennego w skali krajowej czy regionalnej. Na tym prawdopodobnie polega zasadnicza trudność opracowania przez Komitet Gospodarki Wodnej PAN podstawowej koncepcji perspektywnego planu gospodarki wodnej, że nie można jej skonfrontować z krajowym planem zagospodarowania przestrzennego. Wszelkie próby zastąpienia planu zagospodarowania przestrzennego przez nagromadzenie szeregu luźnych faktów z różnych dziedzin gospodarczych mijają się z celem. Nie wolno bowiem zapominać o tym, że na harmonijny rozwój wszystkich dziedzin gospodarki narodowej na obszarze całego kraju wpływa cały szereg różnorodnych czynników społeczno-politycznych i gospodarczych.

Woda jest jednym z takich czynników, którego pod żadnym pozorem nie wolno pomijać w perspektywnych planach zagospodarowania przestrzennego, ale nie można też, rozwiązując problem gospodarki wodnej, stworzyć wiążących podstaw dla zagospodarowania przestrzennego.

Ujmując to zagadnienie od strony gospodarki wodnej należałoby przedstawić je jedynie w ramowej formie, w postaci szeregu wariantów, umożliwiających konkretne rozwiązania gospodarcze na danym obszarze. Należy przypuszczać, że prawdopodobnie w ten sposób zostanie opracowany przez KGW perspektywny plan gospodarki wodnej w Polsce. Stanowisko takie byłoby słuszne i z tego względu, że konkretny przykład ramowego opracowania perspektywnego planu gospodarki wodnej mamy w Niemieckiej Republice Demokratycznej, gdzie w ten właśnie sposób zostały ustalone podstawy gospodarki wodnej kraju.

Należałoby zatem ustalić podstawy, ale ich nie usztywniać i nie zacieśniać do konkretnych faktów, o ile ich przedtem nie określiliśmy plan zagospodarowania przestrzennego. Na tym polega również nieporozumienie w dotychczasowych, podejmowanych u nas próbach opracowania jakichś regionalnych, perspektywnych form gospodarki wodnej w postaci plano-

<sup>1)</sup> „Gospodarka Wodna” nr 6/55.

<sup>2)</sup> „Gospodarka Wodna” nr 7/55.

wanych bilansów wodnych. Najczęściej starano się pod postacią planu gospodarki wodnej opracować pełny regionalny plan zagospodarowania przestrzennego we wszystkich jego aspektach. Domagano się od organów planowania przestrzennego, przedsiębiorstw i zakładów przemysłowych, różnorodnych urzędów i instytucji gospodarczych perspektywicznych zamierzeń rozwoju gospodarczego poszczególnych dziedzin gospodarki narodowej, zakładając, że w ten sposób uda się zgromadzić podstawy dla potrzeb planu gospodarki wodnej. Obecnie nikt chyba nie wątpi, że takie postępowanie na pewno jest błędne, gdyż plan regionalny, jak to wyżej wspomniano, nie może być jedynie nagromadzeniem szeregu luźnych faktów i propozycji, lecz powinien być konsekwentnie skonstruowanym projektem zagospodarowania określonego obszaru, uwzględniającym wszystkie problemy społeczno-polityczne i wszystkie dziedziny życia gospodarczego we wzajemnym powiązaniu przestrzennym.

Tego zadania nie powinny podejmować się w żadnym przypadku zespoły opracowujące perspektywiczne plany gospodarki wodnej. Dlatego też przytoczony przez autora omawianego artykułu wykaz zagadnień, jakie stoją przed nami do wykonania „w najbliższych latach w zakresie planowania przestrzennego w powiązaniu z planowaniem gospodarczo-wodnym” może być źle zrozumiany przez czytelnika zainteresowanego planowaniem gospodarki wodnej. Większość wymienionych tu bowiem tematów, to tematy odnoszące się do planowania przestrzennego, a my zakładamy przecie, że nie będziemy wchodzić w kompetencje biur planów regionalnych. Należałoby zatem postawić sprawę jasno, że do opracowania pełnych perspektywicznych planów gospodarki wodnej możemy przystąpić w tych jedynie przypadkach i dla tych tylko obszarów, dla których zostały opracowane lub opracowuje się regionalne plany zagospodarowania przestrzennego. We wszystkich innych przypadkach, wszelkie opracowania perspektywiczne dotyczące gospodarki wodnej mogą jedynie posiadać charakter ramowy lub kierunkowy, jako planowane (perspektywiczne) bilanse wody, uwzględniające dominanty gospodarskie określonego obszaru.

Cytowana na wstępie Uchwała Radw Ministrów w sprawie planowej gospodarki wodnej w okręgach deficytowych pod względem zasobów wody wprowadza te dwie formy rozwiązań perspektywicznych, pozostawiając Przewodniczącemu Państwowej Komisji Planowania Gospodarczego prawo decyzji, którą z nich należy wybrać. W ten sposób sprawa została definitywnie rozstrzygnięta. Przewodniczący PKPG decyduje bowiem również o przystąpieniu do sporządzania planu regionalnego dla poszczególnych obszarów kraju.

W myśl postanowień omawianej uchwały dla obszarów, na których występują lub występować mogą niedobory w zakresie zaopatrzenia w wodę ludności, przemysłu i rolnictwa, powinny być opracowane perspektywiczne plany gospodarki wodnej regionu lub planowane (perspektywiczne) bilanse wodne. Podstawą do zaliczenia jakiegokolwiek obszaru do obszarów deficytowych pod względem zasobów wody są założenia lub wytyczne do regionalnego planu zagospodarowania przestrzennego, bądź wojewódzkie zestawienia bilansu użytkowego wody.

Wychodząc z tego założenia należałoby przyjąć, że perspektywiczne plany gospodarki wodnej regionu rzeczywiście mogą być opracowywane dla tych wyłącznie obszarów, dla których już przystąpiono do opracowywania regionalnych planów zagospodarowania przestrzennego. W tym też przypadku mogą być w pełni wykorzystane wskazania prof. Lambora dotyczące tzw. „lokalnego planu szczegółowego gospodarki wodnej”. Wszelkie trudności i komplikacje dotyczące zaopatrzenia w wodę wszystkich użytkowników określonych planem regionalnym mogą być wówczas rozwiązywane w ramach tegoż planu w postaci perspektywicznego planu gospodarki wodnej, który automatycznie stanie się integralną częścią planu regionalnego. Perspektywiczny plan gospodarki wodnej określi jednocześnie stosunek gospodarki wodnej do innych działań gospodarczych danego regionu, których kierunki rozwoju zostały wytyczone planem regionalnym. Określi jej rolę i charakter w regionie. Problem ten nie powinien obecnie budzić nieporozumień zarówno wśród planistów przestrzennych, jak i planistów gospodarki wodnej. Oczywiście trafność szczegółowych rozwiązań takiego opracowania będzie w wysokim stopniu uzależniona od powiązania go z ramowym generalnym planem gospodarki wodnej. Stąd też, dopóki kra-

jowy plan gospodarki wodnej nie zostanie oddany do użytku, należałoby, dla uniknięcia rozbieżności, regionalne plany gospodarki wodnej będące w stadium opracowywania uzgadniać i koordynować z pracami nad tym planem.

Bardziej skomplikowana jest sytuacja, kiedy możemy jedynie stwierdzić istnienie bądź możliwość wystąpienia niedoboru w zakresie zaopatrzenia w wodę ludności, przemysłu lub rolnictwa na określonym terenie, nic natomiast nie wiemy o kierunkach perspektywicznego rozwoju tego obszaru. Dla doraźnego zmniejszenia natężenia deficytu Uchwała dopuszcza możliwość zastosowania okresowego normowania zużycia wody na określonym obszarze dla wszystkich bądź tylko dla pewnej grupy użytkowników. W tym przypadku na okres przejściowy musi być przyjęta pewna ustalona zasada dysponowania zasobami wody, zasada, którą prof. Lambor określa jako „z gruntu fałszywe pojęcie kompleksowości w gospodarce wodnej”. Tym niemniej dla doraźnego usunięcia trudności zaopatrzenia w wodę należy przyjąć jako podstawę działania tę właśnie zasadę, że w miarę dysponowanych zasobów wody wszystkie potrzeby gospodarcze w pewnym stosunku muszą być uwzględnione. Nie zwalnia to jednak organów odpowiedzialnych za koordynację gospodarki wodnej na określonym terenie od obowiązku szukania takich rozwiązań, które doprowadziłyby do całkowitej likwidacji tego kłopotliwego zjawiska.

Zjawisko deficytu towarzyszy w zasadzie procesom gospodarczym stanowiącym dominujący czynnik w danym regionie i jednocześnie w zdecydowany sposób naruszającym jego równowagę w dziedzinie gospodarki wodnej. Z drugiej strony ci główni użytkownicy wody, odpowiedzialni za rozwój tychże procesów gospodarczych, najbardziej zainteresowani są w uporządkowaniu stosunków wodnych na obszarze ich działania, gdyż trudności w tej dziedzinie odbijają się na ich produkcji czy zaspokojeniu niezbędnych potrzeb konsumpcyjnych i sanitarnych. Dla nich też w pierwszym rzędzie, opierając się jedynie o ich zamierzenia rozwojowe, należałoby opracowywać planowane (perspektywiczne) bilanse wody regionu. Inne dziedziny życia gospodarczego, ze względu na podstawową cechę kompleksowości rozwiązań w planowaniu wodno-gospodarczym, mogą być uwzględnione jedynie orientacyjnie i wskaźnikowo. Wydaje się, że w tym przypadku trudno będzie w całej rozciągłości stosować klasyczną cechę kompleksowości w planowaniu gospodarki wodnej.

Dla opracowań tego typu można by również przyjąć krótszy okres perspektywiczny oraz jako zasadę, przedstawienie rozwiązań w kilku wariantach. Warianty te powinny zakładać najbardziej korzystne rozwiązania techniczne w danych warunkach fizjograficznych i gospodarczych. W przypadku kiedy usunięcie trudności zaopatrzenia w wodę będzie wymagało dokonania niezbędnych zabiegów inwestycyjnych, wybór wariantu powinien należeć do odpowiedniej komisji oceny projektów inwestycyjnych, zatwierdzających założenia projektowe, których uzasadnieniem będzie m. in. załączony planowany (perspektywiczny) bilans wodny.

. . .

W ten sposób ze stadium planowania perspektywicznego przeszliśmy do stadium wieloletnich i rocznych planów inwestycyjnych gospodarki wodnej. Temu zagadnieniu poświęcone jest wspomniane na wstępie Zarządzenie Przewodniczącego PKPG wprowadzające do planu pięcioletniego dział gospodarki wodnej jako odrębny i samodzielny dział gospodarki narodowej.

Pięcioletni plan gospodarki wodnej, opracowany w myśl instrukcji do tego Zarządzenia, ma za zadanie skoordynowanie „zamierzeń różnych jednostek gospodarczych w dziedzinie gospodarki wodnej”. W zasadzie powinien on być I etapem planu perspektywicznego.

W naszych warunkach z powodu braku perspektywicznego planu gospodarki wodnej należy przyjąć inną metodę opracowania projektu planu.

W pierwszym rzędzie należy uświadomić sobie, gdzie występują zagadnienia dotyczące gospodarki wodnej. Dlatego też do Instrukcji dołączono wykaz resortów prowadzących inwestycje w zakresie gospodarki wodnej oraz wyszczególniono rodzaje obiektów wchodzących w zakres zainteresowań gospodarki wodnej. Dotyczą one w pierwszym rzędzie zaopatrzenia w wodę ludności, przemysłu i rolnictwa, odprowa-

dzenia wód zużytych, ochrony wód powierzchniowych przed zanieczyszczeniem, rolniczego wykorzystania ścieków oraz alimentacji dróg wodnych i wyzyskania energii wodnej.

Planowaniem zostaby objęte dwie podstawowe dziedziny gospodarki wodnej — planowanie zaopatrzenia w wodę i planowanie inwestycji.

Planowanie zaopatrzenia w wodę miast i osiedli, przemysłu i rolnictwa powinno być poprzedzone gruntownym rozeznaniem istniejącego zaopatrzenia w stosunku do realnych potrzeb i ustaleniem zapotrzebowania wody na poszczególne lata planu pięcioletniego w związku z planowanymi wzrostem produkcji czy rozbudową miast i osiedli. W tym celu należałoby ustalić realne i najbardziej ekonomiczne normy zaopatrzenia w wodę mieszkańców korzystających z urządzeń wodociągowych, produkcji przemysłowej i rolniej na poszczególnych obszarach kraju i dla poszczególnych zakładów produkcyjnych. Powszechnie bowiem wiadomo, że większość naszych zakładów przemysłowych posiada silnie zróżnicowane urządzenia techniczne, a w związku z tym zużycie wody na jednostkę produkcji jest tak różnorodne w tej samej gałęzi produkcji, że dla ustalenia norm zużycia wody każdy niemal zakład należałoby traktować oddzielnie. Podobnie zresztą przedstawia się sytuacja w niektórych miejskich przedsiębiorstwach wodociągowo-kanalizacyjnych, które wskutek zdewastowanej lub przestarzałej sieci wodociągowej i instalacji mieszkaniowych wykazują tak duże straty, że norma zaopatrzenia przypadająca na mieszkańca, przy jednakowej produkcji wody i równej liczbie mieszkańców korzystających z wody wodociągowej, jest różna w różnych miejscowościach. Należy tu nadmienić, że zarówno zakłady produkcyjne jak i miejskie przedsiębiorstwa wodociągowo-kanalizacyjne oraz terenowe organa planowania gospodarki wodnej są przygotowane do dokonania niezbędnej analizy wytycznych do planu zaopatrzenia w wodę. Za podstawę należałoby przyjąć bilanse użytkowe wody i ewidencję obiektów gospodarki wodnej sporządzone przez zainteresowane jednostki gospodarcze, działające w wykonaniu Zarządzenia Przewodniczącego PKPG w sprawie sporządzania bilansów użytkowych wody. Na tej też podstawie zakłady produkcyjne i przedsiębiorstwa wodociągowo-kanalizacyjne powinny wytworzyć sobie własny obraz istniejącej gospodarki wodą.

Następnie, w związku z ewent. planowanymi zmianami produkcji lub rozbudową miast czy niezbędną poprawą warunków sanitarnych w miastach należy ustalić, w oparciu o realne normy zaopatrzenia, zapotrzebowanie na wodę na poszczególne lata planu pięcioletniego.

Mając ustalony obraz gospodarki wodą dla miast i osiedli, zakładów przemysłowych i rolnictwa oraz ewidencję obiektów i urządzeń gospodarki wodnej, można wówczas przystąpić do zestawienia projektu planu inwestycji w tym zakresie.

Instrukcja PKPG przewiduje wprowadzenie do projektu planu na lata 1956—1960 „najważniejszych, samostojnych obiektów budownictwa wodnego” oraz „urzędów wodnych stanowiących część składową innych inwestycji” wraz z określe-

niem ich lokalizacji, pełnej wartości kosztorysowej, nakładów w planie pięcioletnim, wielkości i zdolności produkcyjnej czy usługowej. Niezależnie od tego, dla obiektów pobierających ponad 500 m<sup>3</sup> wody na dobę powinien być dołączony skrócony bilans użytkowy wody, zawierający:

- planowane zapotrzebowanie na wodę w chwili oddania obiektu do użytku oraz w okresie późniejszym po całkowitej rozbudowie,
- przewidywane źródła zaopatrzenia w wodę,
- ilość i jakość wód zużytych oraz miejsce ich odprowadzenia.

Tak konstruowany przez resorty projekt planu gospodarki wodnej musi być zaopiniowany przez władze terenowe, które ze swej strony, na podstawie własnego rozeznania potrzeb w tej dziedzinie, opracowują i przedkładają resortom własne postulaty w zakresie planu gospodarki wodnej. Następnie projekty planu wraz z opinią władzy terenowej oraz opinią resortów w odniesieniu do postulatów wojewódzkich zostaną złożone w Państwowej Komisji Planowania Gospodarczego, która opracowuje projekt pięcioletniego planu gospodarki wodnej.

Zbiorcze zestawienia nakładów umożliwiają jednocześnie wyznaczenie resortowych wskaźników inwestycyjnych dla gospodarki wodnej. Na tej podstawie można będzie dokonać niezbędnej koordynacji projektowanych inwestycji w czasie i przestrzeni, a tym samym bardziej celowo wykorzystać limity inwestycyjne i uniknąć rozbieżności, jakie występowały w tej dziedzinie w dotychczasowej działalności inwestycyjnej. Umożliwi to jednocześnie państwowej służbie hydrologiczno-meteorologicznej (PIHM) skoordynowanie swego planu badań i studiów niezbędnych dla potrzeb dokumentacji technicznej projektowanych inwestycji.

Wreszcie przez wyodrębnienie w pięcioletnim planie inwestycji dotyczących gospodarki wodnej można będzie ocenić, w jakim stopniu posiadają one (mimo braku planu perspektywicznego) cechę kompleksowości. Pozwoli to również na właściwe ustawienie planu pracy biur projektowych, pracujących dla zagadnień gospodarki wodnej, w wyniku czego uniknie się dublowania ich pracy, podnosząc za to terminowość wykonania zamówień.

Zadania, jakie stawia wspomniane Zarządzenie przed organami opracowującymi projekt pięcioletniego planu gospodarki wodnej — są na pewno duże. Jeśli uwzględnimy przy tym brak doświadczeń w kadrach planistów z tej dziedziny gospodarki narodowej, brak wypróbowanych metod pracy itp., to taka szeroka i fachowa dyskusja na łamach czasopism fachowych byłaby bardzo pożądana, a zarazem stanowiłaby pozytywny wkład wszystkich pracowników naukowo-technicznych zajmujących się gospodarką wodną w realizację postanowień wspomnianych na wstępie aktów normatywnych i przyczyniłaby się do lepszego i bardziej wyczerpującego opracowania projektu pierwszego w Polsce wieloletniego planu gospodarki wodnej.

## DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

### Ustalenie symboli i nomenklatura podstawowych pojęć bilansów wodnych

Symbolika różnych pojęć w hydrologii nie została dotychczas oficjalnie ustalona. Wiele terminów i symboli przyjęło się zwyczajowo i zyskało sobie powszechne uznanie, jednak w niektórych dziedzinach hydrologii panuje dotychczas zupełny chaos.

Przykładem tego są bilanse wodne. W tym dziale każdy autor używa innych symboli dla zasadniczych elementów bilansowych tak dalece, że na oznaczenie opadu lub parowania terenowego mamy dzisiaj w obiegu po 6 różnych symboli, wprowadzanych przez różnych autorów. Jedni stosują oznaczenia przyjęte z literatury niemieckiej, inni znów posługują się znakami zapożyczonymi z literatury angielskiej lub francuskiej. Niektórzy starają się wprowadzać oznaczenia polskie, które skutkiem wielkiej różnorodności nie mogą zjednać sobie powszechnego uznania.

Ten chaos w oznaczaniu zasadniczych pojęć bilansu wodnego utrudnia często zrozumienie referatów, zwłaszcza jeżeli studiuje się zagadnienie jednocześnie w paru pracach, w których spotyka się różne oznaczenia, a co gorsza jeżeli jeden i ten sam znak symbolizuje różne pojęcia. Np. *P* raz oznacza opad (fr. *précipitation*, ang. *precipitation*), w innym znów referacie oznacza parowanie. Ten sam wypadek zachodzi i z innymi symbolami, które w naszej literaturze hydrologicznej reprezentują czasem nawet 3 różne pojęcia z tej dziedziny, w tym wypadku z bilansów wodnych.

Stan ten wymaga pilnego uregulowania, jednak nie należy spodziewać się, żeby należyte ustalenie właściwej nomenklatury i symboli miało nastąpić wkrótce, albowiem akcją taką będzie musiał być objęty szerszy zakres pojęć hydrologicznych, a nie tylko jeden wycinkowy dział.

Ażeby choćby tymczasem wprowadzić pewien ład w symbolice elementów bilansu wodnego zostało uzgodnione przez niżej podpisanego oraz prof. Kazimierza Dębskiego i Jerzego Ostromięckiego stosowanie następujących pojęć zakresu bilansu wodnego:

#### I. W określonym przedziale czasu:

- P — opad
- H — odpływ
- R — retencja (zapas wody w zlewni)
- $\Delta R$  — przyrost retencji w okresie bilansowania
- S — straty, różnica między opadem i odpływem ( $P - H$ )
- V — parowanie terenowe
- E — parowanie inne, np. z powierzchni wody
- d — średni dobowy niedosyt wilgotności powietrza wyznaczony z obserwacji bezpośrednich lub wyliczony z poprawką Oldekopa
- $D = \sum d$  — suma średnich dobowych niedosytów za okres (niedosyty sumowane).

- II. a) Dla pojedynczego roku obowiązują symbole grupy I.  
 b) Dla miesięcy, gdy zachodzi potrzeba rozróżniania, wprowadza się numer kolejny miesiąca, rzymski, np.  
 $H_{IV}$  — odpływ w miesiącu kwietniu,  
 $D_{VIII} = \sum d_{VIII}$  — suma niedosytów w miesiącu sierpniu.  
 c) Dla półrocza letniego — symbol L, zimowego — symbol Z, np.  
 $P_L$  — opad półrocza letniego.

Wskaźnik L podaje się dużą literą, ażeby w maszynopisie odróżnić go od liczby 1.

- d) Wartości średnich wieloletnich oznacza się kreską poziomą nad symbolem

- $\overline{P}_z$  — średni z wielu lat opad półrocza zimowego
- $\overline{V}_{VIII}$  — średnie z wielu lat parowania w miesiącu sierpniu.

Wskazane byłoby, ażeby w referatach dotyczących zagadnień bilansu wodnego oznakowania te zostały przyjęte powszechnie, przynajmniej do czasu jednolitego ustalenia nomenklatury i symboliki pojęć hydrologicznych.

Również wymagałaby ustalenia nomenklatura różnych rodzajów bilansu, wodnego albowiem na tym tle trafiają się często nieporozumienia. Szczególnie nazwy takie jak bilans surowy, zasobowy czy użytkowy bywają różnie pojmowane.

Pierwszą systematykę bilansów wodnych podał prof. Czesław Zakaszewski<sup>1)</sup>, opracowując instrukcję w sprawie bilansów wodnych obszarów deficytowych pod względem zaopatrzenia w wodę<sup>2)</sup>.

Mniej więcej zgodnie z podziałem wprowadzonym tą instrukcją proponuje się rozróżnienie następujących rodzajów bilansów wodnych, które wymienimy w kolejności:

1. Bilans wodny pierwotny
2. " " naturalny (surowy)
  - a) pełny
  - b) zasobowy
3. Bilans wodny użytkowy
4. " " planowany
5. " " perspektywiczny
6. " " operatywny

1. Bilans pierwotny obejmuje okres minionych wieków, ale w obrębie dzisiejszej epoki geologicznej. Bilans pierwotny polega na odtworzeniu nie istniejących już dziś stosunków hydrologicznych (np. z okresu średniowiecza). Celem tego bilansu jest nie tylko poznać dawne warunki obiegu wody, ale co ważniejsze zrozumieć tendencje rozwoju i przemian w dzisiejszych stosunkach hydrologicznych, jako konieczny warunek dialektycznego rozważania zagadnienia bilansów wodnych.

2. Bilans naturalny, który nazywamy także surowym, obejmuje zestawienie naturalnych zasobów i strat

<sup>1)</sup> Zakaszewski C. — Planowany bilans wodny. „Gospodarka Wodna” nr 4 — 5/51.

<sup>2)</sup> Instrukcja ta była publikowana w Biuletynie PKPG nr 50, poz. 225 z dnia 21.XI.1952 r.

w obrębie określonego obszaru, w badanym okresie czasu, nie wnikając w zagadnienie sposobów użytkowania tych zasobów wodnych i potrzeb. Bilans ten będzie więc polegał na zarejestrowaniu przychodu wody, jaki badany rejon wodny otrzymuje w postaci opadu i odpływu oraz na ustaleniu rozchodu i strat, abstrahując od zagadnień użytkowania wody i rodzaju użytkowników. W bilansie naturalnym nie bierzemy się pod uwagę żadnych sztucznych zmian w obiegu wody.

Bilans naturalny nie zawiera elementów sztucznego sterowania obiegu wody. Jeżeli jednak sztuczne oddziaływanie zachodzi i nie daje się wydzielić, będziemy wówczas mówić o bilansie surowym, ale nie naturalnym.

Bilans wodny naturalny albo surowy może obejmować obliczenie wszystkich członów równania bilansowego

$$P = H + V \Delta R$$

a więc opad, odpływ, parowanie i retencję — jest to „bilans surowy pełny” albo też, jeżeli ograniczymy się tylko do dwóch elementów obrazujących dyspozycyjne zasoby wodne, to jest do opadu i odpływu, „bilans surowy zasobowy” ( $P - H = S$ ), który nazwiemy krótko „bilansem zasobowym”, a który nie jest bilansem w pełnym tego słowa znaczeniu. Pod nazwą „bilansu naturalnego albo surowego” będziemy rozumieli zawsze pełny bilans, a więc bilans zasobowy łącznie z obliczeniem parowania i retencji.

3. Bilans wodny użytkowy obrazuje nie tylko istniejący stan zasobów wodnych, ale i aktualny stan wykorzystania tych zasobów. Nie ogranicza się więc do zarejestrowania zasobów i rezerw wodnych, ale rozważa również zużycie tych zasobów, jak również i potrzeby, choćby nawet miały być nie pokryte. Bilans wodny użytkowy ustalono w ramach istniejącego stanu, nie rozważając zagadnienia ewentualnych zmian w obiegu i w użytkowaniu wody, jakie w dalszym rozwoju czy planowaniu mogą się okazać konieczne.

Bilans użytkowy ilustruje więc istniejący stan nie wnikając w jakiejkolwiek zmiany w tym stanie, a więc należy jeszcze do kategorii bilansów statycznych, w odróżnieniu od bilansów dynamicznych, przedstawiających przemiany zachodzące w obiegu i użytkowaniu wody.

Do bilansów statycznych zaliczylibyśmy rodzaje bilansów wymienione w punktach od 1 do 3, a do dynamicznych wymienione w punktach 4 i 5.

4. Bilans planowany obejmuje przewidywanie wykorzystania zasobów wodnych i kierowania gospodarką wodną w sposób planowy, zgodny z planem rozwoju gospodarczego całego obszaru objętego bilansem wodnym, oraz zgodny z możliwościami zasobowymi, ustalonymi planem gospodarczo-wodnym, a zatem jest to bilans w ujęciu dynamicznym, ale nie aktualny, tylko przewidywany. Okres bilansowy w bilansie planowanym jest zwykle zgodny z okresem ogólnego planu gospodarczego i obejmuje przeważnie pięciolecie.

5. Bilans perspektywiczny jest również bilansem planowanym, ale obejmującym długi okres czasu, zwykle 25—30 lat. Bilans ten oparty jest o plan gospodarczo-wodny ramowy, a nie szczegółowy, a punkt ciężkości tego planu leży w przewidywaniu zmian, jakie zajdą w stosunkach bilansowych w miarę realizacji planu ramowego.

6. Bilans operatywny podaje wykonanie bilansu planowanego w praktycznym zastosowaniu. Bilans ten opiera się na stałym rejestrowaniu przebiegu wykonania bilansu, zwracając szczególną uwagę na nadmiary, niedosyty, jałowe zrzuty, wielkość produkcji, stopień zanieczyszczenia itp. Zestawienia prowadzone stale w ramach bilansu operatywnego służą do skontrolowania przewidywań bilansu planowanego, dając podstawę do poprawienia planu zapotrzebowania i zużycia wody. Dlatego też dla celów bilansu operatywnego muszą być prowadzone stale pomiary i zapisy przychodu i rozchodu wody. Jest to zatem niejako operat wykonawczy, ale obejmujący jednocześnie modyfikacje bilansu planowanego, jakie na tle realizacji okazują się konieczne. Bilans operatywny obejmuje ponadto przewidywanie przebiegu dostawy wody na najbliższy okres czasu dla celów planowania produkcji.

Prof. Julian Lambor

INŻ. ZDZISŁAW WITEBSKI

## Kilka uwag w sprawie miejscowych materiałów budowlanych do budowy stopni piętrzących

*Zagadnienie materiałów miejscowych w budownictwie wodnym nie jest rzeczą nową, jakkolwiek nie było dotąd przedmiotem specjalnych studiów i opracowań do projektów budowy.*

*W związku z planowanymi w pięcioletce budowanymi stopniami piętrzącymi stajemy m. in. wobec zagadnienia znacznego zapotrzebowania materiałów i ich transportu. Pełna realizacja planów jest uwarunkowana możliwościami pokrycia tych zasadniczych potrzeb przy pomocy stojących do dyspozycji środków a w szczególności w oparciu o dotychczasowe rezultaty walki o obniżkę kosztów budownictwa.*

### Materiały miejscowe w dokumentacji projektowo-kosztorysowej

W poniższym artykule autor rzuca szereg myśli dotyczących zagadnienia materiałów miejscowych w budownictwie wodnym. Wydaje się, że temat ten powinien być podjęty również i przez innych autorów, przy uwzględnieniu m. in. problemu eksploatacji kruszywa z korzyścią.

Podstawowe znaczenie dla obniżki kosztów budownictwa posiada rozszerzenie bazy surowcowej i materiałowej oraz zbliżenie jej do placu budowy. Postulat ten osiąga się przez szerokie stosowanie materiałów miejscowych. Miejscowymi przyjęto określać zarówno materiały surowcowe, których źródła znajdują się w pobliżu placu budowy, jak i materiały produkowane na placu budowy lub na terenie przyobiekto- wym, z surowców miejscowych.

Prawidłowe rozwiązanie zaopatrzenia materiałowego ma kolosalny wpływ na obniżkę kosztów materiałów i transportu we wszystkich gałęziach przemysłu budowlanego. Materiały i transport stanowią bowiem około 40—50% kosztów całego budownictwa, wg struktury kosztów w resortach budowlanych w latach 1952—1954.

Wśród materiałów potrzebnych do budowy najpoważniejszą pozycję stanowią te, które można zastąpić materiałami miejscowymi<sup>1)</sup>.

W budownictwie wodnym, na podstawie ostatnio opracowywanych projektów stopni piętrzących, udział procentowy materiałów miejscowych w ogólnym ciężarze głównych materiałów wynosi ok. 90%.

Na obniżkę kosztów materiałów zasadniczy wpływ będzie miało skrócenie transportu, wyeliminowanie transportu kolejowego, ograniczenie ilości przeładunków. Ograniczenie ilości przeładunków jednocześnie ma wpływ na zmniejszenie kosztów materiału, a w przypadkach wyrobów ceramicznych i prefabrykatów na zmniejszenie ilości stłuczek i uszkodzeń.

Zagadnienie transportu materiałów jest wyjątkowo ważne w budownictwie. Co roku obserwowane były fakty przekraczania przez przedsiębiorstwa resortów budownictwa wskazanych kosztów transportu. Wpłynęły na to: niedość kontrolowane przewozy konne, niewłaściwe urządzenie placów budowy, ale i w znacznym stopniu dalekie przewozy kolejowe kruszywa pospółki o dużej zawartości piasku itp.

Spotykamy się nader często z sygnałami o przerostach w transporcie ciężkich materiałów budowlanych, z faktami krzyżujących się transportów itp. Walka z tego rodzaju anomaliami nie będzie wcześniej rozwiązana, dopóki inwestorzy nie zrozumieją istoty stosowania materiałów miejscowych i dopóki nie nałożą się na nich obowiązku wykazywania oszczędności uzyskanych w tej dziedzinie. Jakkolwiek istnieją formalne podstawy do egzekwowania zarówno od projektantów, jak i wykonawców obowiązku projektowania i stosowania materiałów miejscowych, to jednak dotychczas podstawy te nie są przez inwestorów w pełni wykorzystywane.

W § 60 Instrukcji PKPG Nr 98, o zasadach sporządzania i zatwierdzania dokumentacji projektowo-kosztorysowej dla inwestycji, stwierdza się, że projekt wstępny organizacji budowy powinien zawierać: „..... w przypadku potrzeby wytyczne o możliwości eksploatacji miejscowych materiałów budowlanych dla potrzeb budowy” a § 78 p. 4 mówi, że techniczny

projekt organizacji budowy powinien zawierać „.... W razie potrzeby — projekty eksploatacji i dostawy na budowę miejscowych materiałów budowlanych”. Niejasny jest nieco powtarzający się warunek „w razie potrzeby”. Wydaje się, że „potrzebę” trzeba interpretować jako warunek wynikający z odległości placu budowy od zakładów eksploatujących lub produkujących materiały budowlane.

Podobnie określono sprawę wykorzystania materiałów miejscowych w § 81 i 92 instrukcji branżowej o zasadach sporządzenia i zatwierdzenia dokumentacji projektowo-kosztorysowej dla inwestycji resortu żegluga.

Istnieje jednak luka w wymienionych wyżej przepisach, które w zasadzie wyraźnie zobowiązują do uwzględniania w dokumentacji projektowej możliwości eksploatacji i produkcji materiałów miejscowych, a z drugiej strony nie dają wytycznych, jak wprowadzić do dokumentacji kosztorysowej projektu technicznego koszty materiałów i transportu, wynikające z projektów eksploatacji robót, stanowiących część projektu technicznego organizacji robót.

W rezultacie tego stanu rzeczy, projektanci i wykonawcy idą po najmniejszej linii oporu, przyjmując koszty materiałów wg cenników (projektanci) i zamawiając je centralnie (wykonawcy).

Niewątpliwie że realizacja postulatu szerokiego stosowania materiałów miejscowych wymaga dodatkowych nakładów pracy na przeprowadzenie dokładnych studiów materiałowych i opracowanie projektów eksploatacji i produkcji materiałów. Przy wielkich trudnościach jakie spotyka się w całym budownictwie z terminowym dostarczaniem dokumentacji, moment ten odgrywa dużą rolę w kształtowaniu stosunku inwestorów i projektantów do zagadnienia materiałów miejscowych.

W budownictwie stopni piętrzących sprawa przedstawia się lepiej i istnieją duże możliwości uwzględnienia w projektach wykorzystania materiałów miejscowych. Przy projektowaniu bowiem stopni piętrzących wyodrębniony jest specjalnie okres czasu na szczegółowe studia geologiczne, hydrogeologiczne i hydrologiczne. Studia te wykonywane w trzech etapach (przedwstępne, wstępne i końcowe) w zasadzie wyprzedzają odpowiednie etapy dokumentacji projektowo-kosztorysowej. Są zatem możliwości przeprowadzenia łącznie z nimi studiów materiałowych, bez zagrożenia terminów ukończenia dokumentacji.

### Rodzaje i zastosowanie materiałów miejscowych

Ze względu na pochodzenie miejscowe materiały surowcowe można podzielić na naturalne i odpadowe, albo na mineralne i organiczne (tab. 1). Niektóre z tych materiałów zostaną omówione.

TABLICA I. Rozdział materiałów miejscowych

| Pochodzenie materiału | Mineralne                                                                                                              | Organiczne                            |
|-----------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------|
| Naturalne             | Kamień narzutowy<br>Kamień dobowany z pokładów<br>Żwir, pospółka, glina<br>Materiały gruntowe do budowy zapór ziemnych | Torf<br>Darnina<br>Wiklina<br>Trzcina |
| Odpadowe              | Żużel wielkopiecowy<br>Żużel granulowany<br>Żużel paleniskowy                                                          | Wióry<br>Trociny<br>Paździerz         |

<sup>1)</sup> Wg źródeł radzieckich procentowy udział ciężaru poszczególnych rodzajów materiałów na 1 milion rubli przerobu wynosi: kruszywo 56%, cegła i pustaki 22%, spoiwa 5%, drewno 10%, metale 3%, inne materiały 4%. Z tego wynika, że materiały, które można zastąpić miejscowymi (kruszywo i materiały ceramiczne) stanowią ok. 78%.

Kamień narzutowy jest pozostałością moren lodowcowych. Do najpospolitszych skał, z których pochodzą kamienie narzutowe, należą: granity, sjenity, porfiry, diabazy, gnejsy, piaskowce kwarcytowe i kwarcyty.

Kamienie o średnicy do 30 cm nadają się w stanie naturalnym do wykonywania maszywów betonowych, w ilości nie przekraczającej 25% objętości betonu. Również w stanie naturalnym albo łamane stosuje się do wykonania bruków, narzutów i balastów w robotach regulacyjnych.

Kamienie narzutowe łamane można stosować do murowania fundamentów budynków.

W przypadku braku albo nieodpowiedniej jakości kruszywa naturalnego, można wyprodukować z kamieni narzutowych b. dobre kruszywo łamane.

Kamień wydobywany z pokładów. Wykorzystanie kamienia pokładowego może mieć miejsce zarówno z kamieniołomów już eksploatowanych, jak też z kamieniołomów uruchamianych specjalnie dla budowy. Dla budownictwa mogą być eksploatowane skały wybuchowe oraz twarde skały osadowe. Nie nadają się do celów budowlanych margle, opoki i kredy. Na kruszywo nie powinno się używać wapieni.

Żużel wielkopiecowy są materiałem odpadkowym przy wytopie rud w hutach. Żużel wielkopiecowy wylewany na hałdy, stygnąc zamienia się w twardy mineralny materiał, który po rozdrobnieniu można użyć na narzuty i balasty. Można go również stosować zamiast tłucznia kamiennego do budowy tymczasowych dróg o nawierzchni tłuczniowej.

Żużel wielkopiecowy (zasadowy), szybko chłodzony strumieniem wody lub pary wodnej, zastęga w postaci drobnych i lekkich granulek o kolorze kremowym lub różowym. Żużel granulowany jest doskonałym wypełniaczem do lekkich betonów, a po przetarciu wykazuje właściwości spoiwa.

Produktem odpadkowym spalania węgla w paleniskach kotłowych i turbin parowych są popiół i żużel. Jakość żużlu paleniskowego zależy od jakości węgla i dokładności spalania węgla. Do szkodliwych zanieczyszczeń żużlu należą popiół, węgiel niespalony i siarka. Zanieczyszczenia popiołem i węglem nie powinny przekraczać 20% objętości żużla. Naturalne oczyszczenie żużla uzyskuje się przez kilkumiesięczne składowanie żużla na otwartym powietrzu w niskich przyzmacach. Zastosowanie żużla paleniskowego jest identyczne jak granulowanego.

Oprócz tego używa się żużel zamiast piasku na podsypki do bruków oraz na nawierzchnie tymczasowych dróg.

Torf może być stosowany jako materiał uszczelniający przy budowie zapór i wałów ziemnych. Stosuje się go również do zabezpieczania bruków przed wymywaniem.

Darnina jest szeroko stosowana do ubezpieczenia skarp. Najczęściej darnina jest na miejscu, ale w przypadkach budowy na wydmach piaszczystych, zagadnienie sprowadzenia darniny wymaga przeprowadzenia studiów w terenie.

Wiklina jest powszechnie stosowanym materiałem przy robotach regulacyjnych. Okres wzrostu wikliny od zasadzenia do czasu eksploatacji — 3 lata w normalnych warunkach budowy wystarczy na zaprojektowanie plantacji, zasadzenie i uruchomienie eksploatacji z chwilą rozpoczęcia robót regulacyjnych związanych z budową stopnia.

Trzcina i słoma mają zastosowanie w budownictwie osiedlowym. Przy budowie stopni piętrzących wyroby z trzciny i słomy mogą być z powodzeniem wykorzystane w budynkach tymczasowych na placu budowy oraz w budynkach osiedli przystopniowych. Z trzciny i słomy najczęściej wykonuje się płyty o grubości 5–7 cm. Płyty stosowane są jako elementy konstrukcyjno-wypełniające w ścianach i stropach niskich budynków o szkieletie drewnianym lub jako elementy izolacyjne ścian i stropów w budynkach murowanych. Z gorszych gatunków trzciny lub słomy robi się siećkę, która służy do wypełniania lekkich elementów betonowych na spoiwie cementowym, wapiennym albo gipsowym (podobnie jak żużel). Wreszcie z trzciny lub słomy wykonuje się również prasowane rdzenie w kształcie belek o długości ok. 3 m i przekroju prostokątnym. Rdzenie te w stanie naturalnym albo obetonowane służą do budowy ścian i stropów.

Odpadkowe surowce pochodzenia organicznego, takie jak wióry, trzciny i paździerz lińiane i konopne stosowane są jako wypełniacze przy produkcji lekkich elementów betonowych. Źródłami tego rodzaju surowców są tartaki, stolarnie i roszarnie.

W warunkach budowy stopni piętrzących wyjątkowo można traktować również drewno jako materiał miejscowy. Na ogół zaopatrzenie w drewno jest przedmiotem działalności instytucji niezależnych od inwestora, który nie ma wpływu na wybór źródła zaopatrzenia w drewno. W przypadkach jednak, gdy wskutek spiętrzenia wód ulegną zalaniu jakieś obszary leśne, wówczas drewno z tych obszarów powinno być przeznaczone przede wszystkim na zaspokojenie potrzeb budowy. W ten sposób uzyska się pewne oszczędności na transporcie materiału drzewnego.

#### Studia materiałowe

Zgodnie z instrukcją Nr 98 i instrukcją branżową projekt wstępny organizacji budowy powinien zawierać wytyczne o eksploatacji materiałów miejscowych. W razie potrzeby wytyczne o eksploatacji trzeba by uzupełnić jeszcze wytycznymi o produkcji materiałów.

Wytyczne o eksploatacji i produkcji materiałów muszą być poprzedzone odpowiednimi studiami, na które złożą się następujące rodzaje prac i badań:

- analiza zapotrzebowania materiałów miejscowych na tle rozmieszczenia istniejących źródeł zaopatrzenia w materiały budowlane;
- poszukiwania źródeł surowców w rejonie budowy;
- analiza wyników poszukiwań i wybór źródeł surowców do eksploatacji.

Przy projektowaniu zaopatrzenia materiałowego trzeba przede wszystkim brać pod uwagę istniejące i czynne źródła surowców i materiałów, a więc: żwirownie, kopalnie piasku, kamieniołomy, cegielnie, betoniarnie itp. Zakładając, że najbliższe spośród wymienionych zakładów będą źródłami zaopatrzenia projektowanej budowy, trzeba przeanalizować możliwości uzyskania z nich w odpowiednim czasie potrzebnych ilości materiałów.

W przypadkach negatywnych rezultatów tego rodzaju analizy oraz przy zbyt dużych odległościach zakładów od placu budowy, należy wszcząć poszukiwania odpowiednich surowców w rejonie placu budowy. Określenie rejonu poszukiwań surowców uzależnione jest od rodzajów przewidzianych środków bliskiego transportu. Przyjmuje się, że będą stosowane wszelkie dostępne środki transportu, a więc wozy konne, wywrotki na szynach z trakcją konną i mechaniczną, samochody i barki. Należy zatem poszukiwać surowców w promieniu równym maksymalnie opłacalnej odległości dla poszczególnych rodzajów transportów. Odległości te wynoszą:

- wozy konne i wywrotki na szynach z trakcją konną — 2 km
- wywrotki na szynach z ciągnikiem — 5 km
- samochody — 15 km
- barki — 50 km

Wobec tego szczegółowe poszukiwania należy prowadzić:

- wzdłuż koryta rzeki w odległości 50 km od budowli;
- wzdłuż istniejących dróg bitych w odległości 15 km od placu budowy;
- w promieniu 5 km od placu budowy, niezależnie od istniejącej sieci dróg.

Proponowane promienie zasięgu szczegółowych poszukiwań stanowią zasadę, wynikającą z definicji materiałów. Poszukiwanie materiałów w odległościach z zasady większych, byłoby w obecnej strukturze budownictwa wkraczaniem w kompetencje organów zaopatrzenia i dystrybucji materiałów budowlanych, a przy realizowaniu takiej zasady, w stosunku do każdej budowy, wywołałoby poważny chaos w zaopatrzeniu w skali ogólnokrajowej. Jednakże w przypadkach zasobnych źródeł surowców mineralnych (kamień, piasek, żwir, glina), stwierdzonych na podstawie uprzedniego wywiadu i b. dużego zapotrzebowania na te materiały, można wyjątkowo prowadzić poszukiwania w większych odległościach od placu budowy, niezależnie od istniejącej sieci dróg.

Rezultaty poszukiwań powinny być ujęte w formie umożliwiającej opracowanie wytycznych do eksploatacji surowców i ewent. produkcji materiałów.

W wydanych aktach prawnych dotyczących sporządzania dokumentacji projektowo-kosztorysowej nie określono co powinien zawierać wytyczne do eksploatacji. Szukając jednak analogii z etapami sporządzania dokumentacji projektowo-kosztorysowej dla inwestycji, wytyczne do eksploatacji odpowiadają swoim charakterem założeniom do projektu. Wytyczne, podobnie jak założenia, powinny uzasadniać potrzebę wszczęcia eksploatacji lub produkcji o projektowanej wielkości i w projektowanym miejscu. Wytyczne do eksplo-

atacji lub produkcji materiałów powinny zawierać w zasadzie dane określone w § 39 Instrukcji PKPG Nr 98. Dane te w zależności od rodzaju materiału powinny być odpowiednio przystosowane do charakteru eksploatacji, albo oparte o odpowiednie instrukcje branżowe (eksploatacja kruszywa, gliny, kamienia).

W ramach studiów materiałowych do projektu uzełgłownienia Bugu prowadzono poszukiwania kruszywa. Wyniki tych poszukiwań opracowywano w następującej formie:

- opis złoża z uwzględnieniem komunikacji z placem budowy;
- mapa złoża w skali 1:5000 z lokalizacją wiercen, przekroje geologiczne złoża,
- niwelacja siatkowa złoża (dla złóż na terenie pagórkowatym),
- obliczenie zasobności złoża,
- wyniki polowych badań kruszywa na uziarnienie i zanieczyszczenia,
- próbki kruszywa,
- wstępna kalkulacja opłacalności eksploatacji.

INŻ. ALEKSANDER BIBIŁO

## Anodowa ochrona antykorozyjna stalowych konstrukcji hydrotechnicznych znajdujących się w gruncie w świetle doświadczeń radzieckich

Bardzo różnorodne metalowe elementy konstrukcji hydrotechnicznych znajdują się w gruncie. Obfitość wody oraz styczność z chemicznie aktywnymi składnikami gruntów powodują intensywny przebieg korozji tych elementów. Jedną z metod ochrony antykorozyjnej, szczególnie przydatnej do ochrony małych i średnich obiektów, jest ochrona anodowa, zwana inaczej ochroną protektorową. Zasada tej metody została podana jako fragment szeroko potraktowanego zagadnienia ochrony antykorozyjnej metalowych urządzeń hydrotechnicznych w artykule Ihnatowicza<sup>1)</sup>. W związku z tym nie powracając do opisu zasad działania ochrony anodowej podajemy tu dane techniczne, które mogą być przydatne w praktycznych warunkach projektowania, instalowania i eksploatacji anodowej ochrony antykorozyjnej.

Niektóre wielkości charakterystyczne

Ogólnie wiadomo, że każdy metal znajdujący się w elektrolicie posiada określony potencjał elektryczny. Zależnie od wartości tego potencjału, przy dwóch metalach zanurzonych do tego samego elektrolitu i połączonych między sobą przewodem, metal posiadający większy potencjał będzie anodą, a metal posiadający mniejszy potencjał — katodą. Dla wyznaczenia, jaki z pary rozpatrywanych metali będzie anodą, a jaki katodą w najczęściej spotykanych w praktyce środowiskach elektrolitycznych można posługiwać się tablicą I. Tablica ta ma oczywiście charakter orientacyjny, gdyż potencjał metalu może zmieniać się w pewnych granicach zależnie od składu elektrolitu.

TABLICA I. Potencjały normalne w wodnych roztworach (temp. 20°).

| Metal     | Symbol chemiczny | Potencjał normalny w woltach |
|-----------|------------------|------------------------------|
| Miedź     | Cu               | — 0,34                       |
| Wodór     | H                | 0                            |
| Cyna      | Sn               | — 0,1                        |
| Ołów      | Pb               | — 0,12                       |
| Nikiel    | Ni               | — 0,23                       |
| Żelazo    | Fe               | — 0,44                       |
| Cynk      | Zn               | — 0,76                       |
| Mangan    | Mn               | — 1,04                       |
| Aluminium | Al               | — 1,34                       |
| Magnez    | Mg               | + 2,34                       |

Najczęściej metalem chronionym bywa stal konstrukcyjna, zaś na anody czyli protektory są używane stopy, których główną częścią składową są: cynk, aluminium, magnez. Stosownie do tego anody czyli protektory noszą nazwę protektorów cynkowych, aluminowych lub magnezowych.

Tego rodzaju opracowanie wyników poszukiwań pozwalało na sporządzenie założeń do projektu eksploatacji kruszywa i wydaje się, że mogłoby mieć zastosowanie również do innych rodzajów surowców, z pewnymi zmianami odpowiadającymi rodzajowi materiału.

W przypadkach zamierzonej produkcji materiałów na placu budowy konieczne będzie opracowanie wytycznych do tej produkcji. Dotyczyć to będzie produkcji: kruszywa łamanego, cegieł silikatowych, żużlobetonów, lekkich betonów z wypełniaczami organicznymi, płyt słomianych i trzcinowych oraz cegły wypalanej systemem polowym. Wytyczne te powinny być połączone z wytycznymi do eksploatacji odpowiednich surowców.

Zarówno w wytycznych do eksploatacji, jak i w wytycznych do produkcji materiałów miejscowych określony będzie przybliżony koszt inwestycji koniecznych do uruchomienia eksploatacji i produkcji oraz koszt samej eksploatacji i produkcji materiałów. Koszty te powinny być uwzględnione w dokumentacji kosztorysowej projektu wstępnego. Projekt eksploatacji i produkcji materiałów miejscowych powinien stanowić część projektu technicznego organizacji robót.

Ażeby w środowisku elektrolitycznym, tj. w praktycznych warunkach w gruncie uzyskać na urządzeniu chronionym potencjał ochrony między anodą (protektorem) a konstrukcją chronioną (katodą), powinien płynąć prąd od anody do katody. Ażeby sprostać swemu zadaniu, anoda (protektor) musi dostarczać prądu elektrycznego i będzie tym lepsza, im większą będzie posiadać wydajność Ah z 1 kg zużytego (zżartego przez grunt) protektora.

Porównawczo podano wydajność poszczególnych gatunków protektorów w tablicy II. Posługując się tą tablicą i aktualną ceną metali (ceną protektorów) można dokonać wyboru rodzaju protektora pod względem materiału.

TABLICA II. Porównawcza tablica wydajności prądu przez poszczególne rodzaje protektorów (wg. W. A. Prituła)

| Metal         | Wydajność prądu w ampergodz. na 1 kg | Rozchód metalu na 1 amp. w ciągu roku w kg |
|---------------|--------------------------------------|--------------------------------------------|
| Aluminium     | 1490                                 | 5,9                                        |
| Magnez (stop) | 1322                                 | 6,7                                        |
| Cynk          | 740                                  | 11,9                                       |

Rodzaje stosowanych anod tj. protektorów

W praktyce znalazły zastosowanie protektory wykonywane ze stopów cynku, aluminium i magnezu. Teoretycznie rzecz biorąc najlepiej byłoby, gdyby materiały użyte do wyrobu protektorów były dokładnie rafinowane, a następnie z czystych składników były zestawiane stopy o ściśle określonej budowie. Jednak ze względów ekonomicznych stosuje się metale pochodzenia hutniczego, lecz z zachowaniem pewnych warunków ograniczających zawartość i charakter zanieczyszczeń.

a) Anody czyli protektory cynkowe. Dla orientacji podano w tablicy III dopuszczalny skład chemiczny materiału na anody cynkowe. Zanieczyszczenia cynku wynikają tu z naturalnego składu chemicznego rudy, z której się wytapia dany gatunek cynku i stosowanego procesu technologicznego.

b) Protektory magnezowe. Czysty magnez nie znajduje zastosowania do wyrobów protektorów, natomiast dobre wyniki dają stopy z dużą zawartością magnezu i ściśle dozowanymi domieszkami, z których ważniejsze są domieszki aluminium, cynku i manganu stosowane w ilościach podanych w tablicy IV. Protektory te noszą nazwę magnezowych.

c) Protektory aluminowe. Aluminium stosowane na protektory powinno zawierać domieszkę cynku od 5 do 15%.

Protektory mogą być wykonywane w bardzo różnorodnych kształtach: w postaci płyt, bloków, prętów itp. Najbardziej rozpowszechnione są następujące kształty:

<sup>1)</sup> „Gospodarka Wodna” nr 2/54.

TABLICA III. Skład chemiczny cynku stosowanego na protektory w ZSRR (wg W. A. Prituła)

| Części składowe   | Zawartość zanieczyszczeń w % |              | Optymalnie |
|-------------------|------------------------------|--------------|------------|
|                   | dla marki Z0                 | dla marki Z1 |            |
| Cłów              | 0,015                        | 0,024        | —          |
| Żelazo            | 0,020                        | 0,020        | 0,008      |
| Kadm              | 0,010                        | 0,014        | 0,004      |
| Miedź             | 0,001                        | 0,002        | —          |
| Cyna              | 0,001                        | 0,001        | 0,080      |
| Antymon           | 0,002                        | 0,005        | —          |
| Nikiel            | 0,001                        | 0,001        | —          |
| Arsen             | 0,002                        | 0,005        | —          |
| Łącznie domieszki | 0,040                        | 0,060        | 0,100      |

TABLICA IV. Skład stopu magnezowego stosowanego do wyrobu protektorów (wg W. A. Prituła)

| Części składowe           | %                   |
|---------------------------|---------------------|
| Aluminium                 | 5,3 — 6,7           |
| Mangan (minimum)          | 0,18                |
| Cynk                      | 2,5 — 3,5           |
| Krzem (maksimum)          | 0,3                 |
| Miedź (maksimum)          | 0,05                |
| Nikiel (maksimum)         | 0,003               |
| Żelazo (maksimum)         | 0,003               |
| Inne domieszki (maksimum) | 0,3                 |
| Magnez                    | dopełniając do 100% |

- prostokątne płyty cynkowe o wymiarach  $13 \times 76 \times 915$  mm o ciężarze około 6,3 kg;
- kwadratowe płyty cynkowe o wymiarach  $13 \times 305 \times 305$  mm o ciężarze około 5,4 kg;
- pręty cynkowe przekroju kwadratowego o wymiarach  $25 \times 25 \times 120$  mm;
- pręty cynkowe okrągłe o średnicy 3,5 m i o długości 60 cm lub 120 cm posiadające rdzeń stalowy (całkowity ciężar tych prętów wynosi 4 lub 8 kg przy aktywnym ciężarze (cynku) odpowiednio 1,3 i 2,6 kg).

Pręty cynkowe z rdzeniem stalowym posiadają znaczną wytrzymałość mechaniczną i mogą być zabijane w grunt bez kopania dołów. Ta ich zaleta jest szczególnie przydatna w terenie o zmiennym poziomie wód gruntowych, w kurzakach itp. okolicznościach terenu. Wtedy kopie się dół do takiej głębokości, jaką się daje osiągnąć bez specjalnych wydatków, a dalej ubija się pręty 120 cm za pomocą młota, tak by dolna część ich wypadła poniżej najniższego poziomu wody gruntowej.

Protektory ze stopu magnezu posiadają najczęściej następujące wymiary:

- pręty okrągłe o średnicy 10 cm i o długości 50 cm przy ciężarze około 7,2 kg z rdzeniem stalowym;
- pręty o przekroju zbliżonym do półkola o wymiarze płaskiej części 10 cm i o długości 150 cm o ciężarze około 25 kg;
- pręty okrągłe o średnicy 20 cm i ciężarze około 25 kg, zaopatrzone w rdzeń stalowy.

Protektory aluminiowe spotyka się najczęściej w postaci prętów o średnicy od 6 do 10 cm, długości około 50 cm i ciężarze około 12 kg.

Anody (protektory) nieotulone i otulone. Protektor ma za zadanie dostarczanie prądu elektrycznego, który na obiekcie chronionym wytworzy strefę katodową. Doświadczenia wykazały, że skuteczność ochrony protektorowej i okres działania protektorów zależy w dużym stopniu od jakości gruntu, który otacza protektory. Dlatego też są stosowane specjalne otuliny, które polepszają warunki pracy protektorów.

Otulina tworzy dookoła protektora jak gdyby sztuczny grunt, którego zadaniem jest energiczne, trwałe i równomierne oddziaływanie chemiczne na metal protektora.

Otuliny mają dosyć różnorodny skład. Dobre wyniki przy protektorach cynkowych daje mieszanina składająca się z 2 części gipsu mielonego (nie palonego) i 8 części gliny. Zestaw ten należy dobrze wymieszać, a następnie zarobić wodą do konsystencji śmietany i taką masą zalewać protektory umieszczone w gruncie w dołach o wymiarach większych od wymiarów samego protektora. Ten zestaw stosuje się do protektorów cynkowych. Stosowanie samej gliny zamiast podanej tu mieszaniny gliny z gipsem zmniejsza dwukrotnie wydajność prądu danego protektora. Stosowanie wapna zmniejsza wydajność prądu protektora dziesięciokrotnie w porównaniu do warunków optymalnych i stąd płynie przeciwwskazanie w stosowaniu wapna zamiast gipsu.

Do protektorów ze stopu magnezu stosuje się otulinę specjalną dostarczoną zwykle przez zakłady produkujące tego rodzaju protektory.

Należy unikać stosowania na otuliny tych protektorów związków chemicznych zawierających chlor. Dlatego też należy pilnować, aby nie zaszła zamiana otuliny właściwej na otulinę protektorów aluminiowych mogącą zawierać związki chloru.

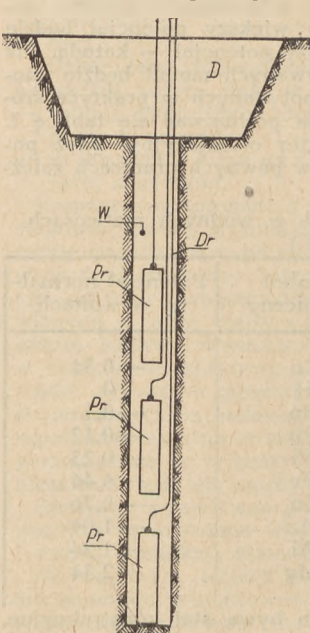
Na otuliny do protektorów aluminiowych stosuje się sól kuchenną lub też mieszaninę soli i wapna.

Ostatnio dla ułatwienia i usprawnienia zakładania protektorów stosuje się protektory w workach. W środku worka z tkaniny znajduje się protektor, a pozostała przestrzeń jest wypełniona ściśle ubitą lub sprasowaną sproszkowaną mieszaniną o składzie chemicznym dostosowanym do materiału danego protektora. Po zakopaniu w gruncie taki protektor w worku zasypuje się ziemią ubijając ją dookoła worka, a następnie całość obficie polewa się wodą.

Zakłady produkujące protektory dostarczają je od razu ze składu w workach z otuliną ściśle dobraną do składu chemicznego materiału protektora.

#### Instalowanie anod (protektorów)

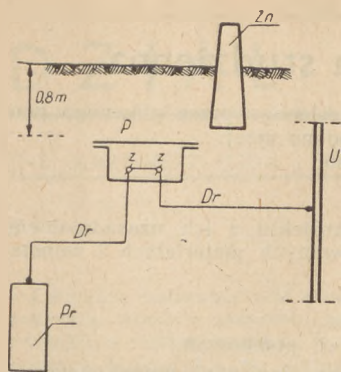
Ażeby uzyskać równomierny dopływ prądu do chronionego rurociągu, a co za tym idzie równomierny rozkład potencjału na obiekcie chronionym, należy umieszczać protektory w pewnej odległości od tego obiektu. Za najmniejszą odległość można przyjąć 1 m, zaś za największą 4,5 m. Odległości między protektorami metalowymi wzdłuż jakiegoś wydłużonego obiektu wynoszą od 2 do 20 m. Posługując się wzorami do obliczeń ochrony katodowej można ustalić dokładnie omawiane odległości traktując punkty umieszczenia protektorów jako uzimienia anodowe ochrony katodowej.



Rys. 1. Schemat grupowego umieszczenia protektorów. D — dół kopany ręcznie, w — wiertniony otwór, Pr — protektory, Dr — druty połączeniowe (izolowane).

Jeśli w miejscu umieszczenia protektorów przewiduje się znaczne okresowe wysychanie górnych warstw gruntu, to stosuje się umieszczenie kilku protektorów jeden nad drugim. Uzyskuje się w ten sposób pewność działania w różnych porach roku oraz równomierne zużycie protektorów, co pozwala na długoletnią pracę. Rys. 1 ilustruje ten sposób umieszczenia protektorów w grupie.

Instalowanie protektorów odbywa się w ten sposób, że po wykopaniu dołu na głębokość zależną od lokalnych warunków wilgotności gruntu (średnio ok. 1 m) dalej wierci się w gruncie za pomocą świda ziemnego pionowy otwór na protektor. W tak wywierconym otworze umieszcza się protektor w worku, zaś miejsce między workiem a ściankami otworu ubija się ziemią, a w przypadku małych wymiarów szczeliny między workiem a ścianką otworu w gruncie, zalewa się ją błotem urobionym z wody i gruntu wyjętego z wykopu.

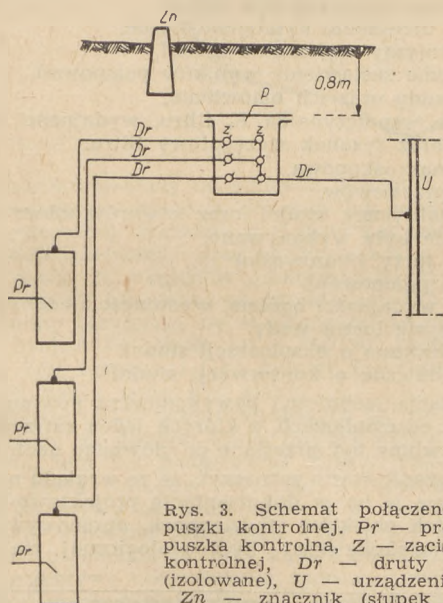


Rys. 2. Schemat przyłączenia puszki kontrolnej. Pr — protektor, P — puszka kontrolna, Z — zaciski w puszce kontrolnej, Dr — druty połączeniowe (izolowane), U — urządzenie chronione, Zn — znacznik (słupek betonowy)

ciągu; miejsce przypawania należy zaizolować zestawem bitumicznym lub innym sposobem.

Dla kontroli działania ochrony protektorowej zaleca się w przewód łączący protektor z obiektem chronionym wmontować puszkę pozwalającą na pomiar prądu płynącego w przewodzie łączącym (rys. 2).

Jeśli stosowano protektory w układzie grupowym, to powinna być zachowana możliwość pomiaru prądu każdego protektora z osobna (rys. 3).



Rys. 3. Schemat połączenia grupowej puszki kontrolnej. Pr — protektor, P — puszka kontrolna, Z — zaciski w puszce kontrolnej, Dr — druty połączeniowe (izolowane), U — urządzenie chronione, Zn — znacznik (słupek betonowy).

Puszka kontrolna może być okresowo odkopywana i otwierana. W zaciski, zamiast drutu zwierającego, włącza się mi-

liamperomierz i dokonywa się kontrolnego pomiaru prądu, z czego wnioskuje się o funkcjonowaniu i stanie ochrony protektorowej. Jeśli warunki terenowe na to pozwalają, stosuje się puszki ziemne, umieszczane na słupkach betonowych lub innych.

#### Ekonomika ochrony protektorowej

Jak wspomniano, dla wytworzenia potencjału ochronnego na rurociągu musi płynąć pewien prąd od protektora do rurociągu chronionego. Równej wartości prąd płynie w przewodzie łączącym i może być pomierzony w trakcie pomiarów kontrolnych.

Prąd oblicza się jak dla ochrony katodowej, podobnie oblicza się odległość między protektorem i stąd wypada liczba protektorów. Zużycie protektora podano w tablicy II, za pomocą której można obliczyć ciężar i wymiary pojedynczych protektorów lub grup protektorów. Czas pracy protektorów bez wymiany oblicza się na 10 do 15 lat.

Ochrona protektorowa małych i średnich obiektów jest wysoce wygodnym sposobem ochrony antykorozyjnej. W niektórych przypadkach ochroną dużych obiektów lub poszczególnych ich odcinków również znajduje ona zastosowanie, mimo że ogólnie biorąc dla obiektów większych stosuje się ochronę katodową. Zakres zastosowania ochrony protektorowej w porównaniu do zakresu ochrony katodowej może być ustalony każdorazowo jedynie na podstawie kosztorysów porównawczych. Ustalenie reguł ogólnych jest utrudnione.

Ogólnie stwierdza się następujące zależności ekonomiczne między ochroną protektorową a ochroną katodową: Wydatki inwestycyjne ochrony protektorowej są znacznie większe niż wydatki inwestycyjne ochrony katodowej tegoż obiektu chronionego. Wydatki eksploatacyjne ochrony katodowej w ciągu 10 lat mogą okazać się większe niż wydatki eksploatacyjne ochrony protektorowej za 20 lat.

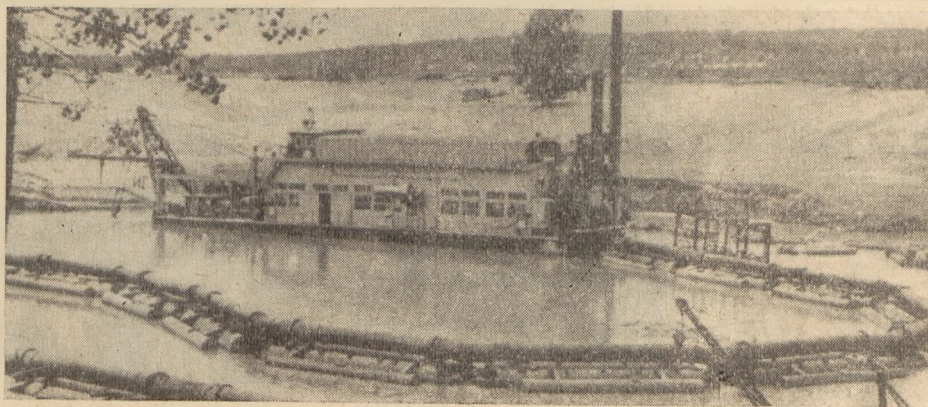
Wydatki inwestycyjne ochrony protektorowej obiektu większego a niekiedy i średniego są znacznie większe niż wydatki inwestycyjne ochrony katodowej tegoż obiektu. Wydatki eksploatacyjne ochrony katodowej w ciągu 10 lat mogą okazać się wtedy większe niż wydatki eksploatacyjne ochrony protektorowej za 20 lat. W przypadku natomiast ochrony obiektów małych wszystko przemawia za stosowaniem ochrony protektorowej.

Przy należytej organizacji prac pomiarowo-kontrolnych instalacji ochrony protektorowej i właściwym prowadzeniu ewidencji może być osiągnięta pewna i długotrwała praca urządzeń metalowych znajdujących się w gruncie przy minimalnych kosztach ochrony. W przypadkach konieczności ochrony antykorozyjnej niedużych obiektów lub obiektów samotnie położonych w terenie, ochrona protektorowa może okazać się często bezkonkurencyjnym i jedynym słusznym sposobem ochrony antykorozyjnej.

#### LITERATURA

- Bakutis W. E. — Gorodskie podziomyje sieti. Moskwa 1950  
 Bibliło A. — O zabezpieczeniu od korozji zewnętrznej rurociągów i kabli ułożonych w ziemi. „Przegląd Kolejowy”, nr 2/1955.  
 Cikierman Ł. J. — Borba s korrozije podziomnych metalicznych truboprowodow. Moskwa. 1951.  
 Cikierman Ł. J. — Zaszcita napornych truboprowodow. Moskwa 1950.  
 Prituła W. A. — Katodnaja zaszcita zawodskoj apparatury. Moskwa 1954.  
 Prituła W. A. — Katodnaja zaszcita truboprowodow ot poczwiennoj korrozji. Moskwa 1945.  
 Prituła W. A. — Katodnaja zaszcita zawodskoj apparatury. Moskwa 1954.  
 Szirin P. K. Magistralnyje stalnyje truboprowody. Moskwa 1951.

Stopień wodny Kujbyszew  
 Refuler „Stalinogradskij  
 1006” przy budowie kanału  
 żeglowego



INŻ. WIESŁAW MAŁECKI

## Powykonawcza hydrogeologiczna dokumentacja studzienna

Znaczna rozbudowa całej gospodarki narodowej wymaga jak najbardziej intensywnego wykorzystania surowców. To też obecnie m. in. kopalnictwo podejmuje się eksploatacji surowców coraz uboższych, a ponadto coraz uciążliwszych pod względem nawodnienia. O ogromie wód pompowanych w eksploatacji kopalnianej może świadczyć np. to, że ze śląskich kopalń węglowych<sup>1)</sup> usunięto w 1947 r. z górą 260 miln. m<sup>3</sup> wody przy produkcji 56 miln. ton węgla — a zatem ok. 5 m<sup>3</sup> na każdą tonę węgla. Toteż w miarę uprzemysłowienia kraju problem właściwej gospodarki wodnej staje się zagadnieniem b. ważnym. Należy zdać sobie sprawę, że w kopalnictwie eliminuje się do minimum filary ochronne pod wszelkimi obiektami dla maksymalnego wykorzystania znajdującego się tam surowca, a brak rozeznania i niewłaściwie prowadzona eksploatacja może zagrażać bezpieczeństwu załogi ze względu na ewentualne przerwanie się znacznych ilości wód, jak również może przez to naruszyć stany wód powierzchniowych. Warto przy tym nadmienić, że obecnie przewiduje się duże zużycie wód przez przemysł naftowy. Dotychczas zwiększenie wydajności złóż naftowych otrzymywało się przez wstrzymanie spadku (poprzez magazynowanie złóż), wierząc otwory wkoło szybu i wtłaczając pod ciśnieniem gaz ziemny, który kierował ropę do otworu, skąd czerpano ją pompami. Obecnie w okolicy Krosna przeprowadzono próbę hamowania spadku ciśnienia za pomocą wtłaczania wody (dziennie do jednego otworu ok. 5 ton).

Poza w.w. odbiorcami zasobów wodnych należy uwzględnić zaopatrzenie osiedli miejskich w wodę, które ze względu na znaczny wzrost produkcji rolnej obecnie stanowić będą bardzo poważnego konsumenta. Dodać dla wyjaśnienia należy, że obecny rozmiar wykonywanych robót studziennych zaspokaja potrzeby zaledwie w paru procentach. Służba wodno-melioracyjna wykonała w latach 1947—1954 powyżej tysiąca studzien wierconych. Roboty te zostały wykonane przy b. dużym nakładzie energii, gdyż nie dysponowano odpowiednim sprzętem, ani materiałami hydrogeologicznymi. Głównym zadaniem służby wodno-melioracyjnej było uzyskanie wody i z tą chwilą prace traktowano jako zakończone. Dzięki takiemu stanowi rzeczy na tych terenach wiejskich (gdzie służba geologiczna nie posiada rozeznania hydrogeologicznego), wykonywane otwory studzienne nie zostawiły żadnych materiałów, które przez naukę mogłyby być wykorzystane. W związku z tym zgodnie z wymogami CUG, w celu uregulowania tego problemu (rejestracja odwiertów, dokładniejsze opracowanie opinii) i uzyskania materiałów ułatwiających prace dla obliczania bilansu wód podziemnych w kraju, resortowa służba geologiczna zobowiązała podległe jednostki do sporządzania dokumentacji powykonawczej hydrogeologicznej dla studzien wierconych.

Dokumentacja ta powinna być sporządzana przez pełnowykwalifikowanego nadzór hydrogeologiczny, a w przypadku jego braku przez wykonawcę odwiertu, na podstawie skontro-

lowanych przez hydrologa (przesłanego przez głównego geologa resortu) podkładek, jak podano niżej:

- a. dane techniczne o projekcie,
- b. dzienniki budowy,
- c. dzienniki wierceń,
- d. dane dotyczące zmiany projektu z ich uzasadnieniem,
- e. dane techniczne o wbudowanych materiałach i zainstalowanych urządzeniach,
- f. skrzynki z próbkami,
- g. dane techniczne o filtrze,
- h. dane techniczne z próbnych pompowań.

W skład dokumentacji hydrogeologicznej powykonawczej, składającej się z dwóch części, powinny wejść następujące opracowania:

Część pierwsza:

- wstępne orzeczenie hydrogeologiczne,
- dane szczegółowe o projekcie technicznym,
- harmonogram powykonawczy robót,
- dzienniki budowy,
- dzienniki wierceń,
- dane techniczne o wbudowanych materiałach i zainstalowanych urządzeniach.

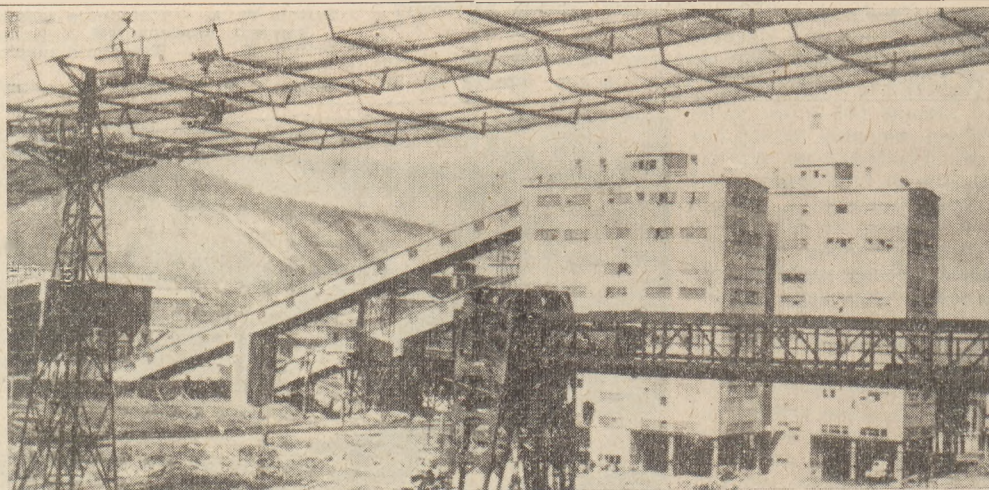
Część druga:

- plan sytuacyjny z oznaczeniem odwiertu oraz podaniem rzędnej wysokościowej,
- rysunek studni z niwelacją i zaznaczeniem miejsca reperu studni (w rysunku tym ma być również podany sposób rowania otworu rurami roboczymi oraz przekrój rury cembrowej wraz ze szczegółem filtru),
- końcowe orzeczenie hydrogeologiczne,
- opis techniczny wykonania studni,
- tabelaryczne zestawienie wyników pompowań,
- analizy wody oraz ich omówienie,
- obliczenie współczynnika  $K$ , filtru, wydajności  $R$ , zasięgu depresji oraz rysunek szczegółowy filtru,
- analiza makroskopowa,
- krzywe przesiewów,
- profil analityczny studni oraz otworów obserwacyjnych, o ile takie były wykonywane,
- przekrój (przy hydrowężle)
- dzienniki pompowań,
- wykresy wydajności ogółem, wydajności jednostkowej, zachowania się lustra wody,
- dane techniczne o eksploatacji studni,
- dane techniczne o konserwacji studni.

Dokumentacja techniczna powykonawcza powinna być wykonana w 3 egzemplarzach, z których jeden zatrzymuje inwestor, a dwa winny być przesłane do głównego geologa resortu.

Na zakończenie warto zaznaczyć, że ze względu na trudności zabezpieczenia w br. w dokumentację projektowo-kosztorysową wszystkich obiektów studziennych, opracowywanie dokumentacji powykonawczej hydrogeologicznej ma znaczenie szczególne.

Stopień wodny Kujbyszew  
Prawobrzeżna fabryka betonu



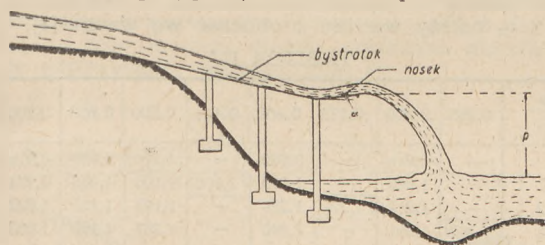
# DZIAŁ III – PROJEKTOWANIE

INŻ. KAZIMIERZ UJDA i INŻ. ADAM WIDOMSKI

## Zrzut wody z trampoliny

Często w budownictwie wodnym zachodzi konieczność przerzucenia wody z poziomu górnego do dolnego na krótkim odcinku o dużym spadku. Zazwyczaj dokonuje się tego przy pomocy bystrotoku, co wymaga silnego ubezpieczenia brzegów przeciwko niszcącemu działaniu wody płynącej bystrotokiem. Innego rodzaju budowlą służącą do tego celu, u nas dotychczas rzadko stosowaną, jest tzw. trampolina.

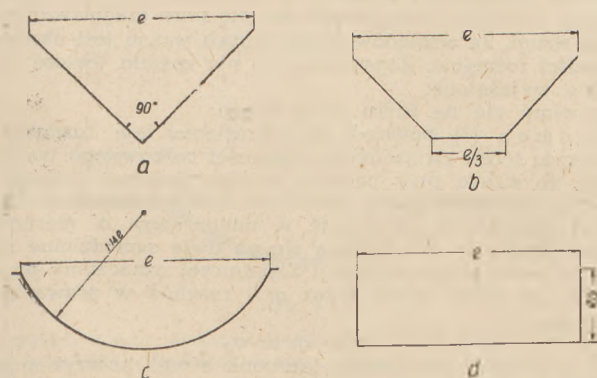
Trampolina w zupełności przypomina skocznię narciarską. Tak w jednym, jak i w drugim przypadku, chodzi o jak największą odległość (zrzut wody). W miejscu spadającej wody z trampoliny koryto rzeki jest rozmywane, jednak rozmycie to nie odbywa się w nieskończoność; gdy poduszka wodna w wytworzonym leju osiągnie dostateczne rozmiary, wówczas rozmycie ustaje. Można powiedzieć, że trampolina to budowla służąca do zrzutu wody z poziomu górnego budowli wodnej do poziomu dolnego (rys. 1). W celu otrzymania możliwie du-



Rys. 1

żego odrzutu strugi wody od budowli, bystrotok zakańcza się noskiem kierującym strugę (w poziomie lub w spadku odwrotnym do bystrotoku). Jednakże zbyt duży kąt podniesienia noska powoduje uderzenie strug wody o nosek i zaburzenia zrzucanej wody. Ze względów praktycznych kąt podniesienia noska trampoliny nie powinien przekraczać  $15^\circ$ . Długość noska trampoliny przyjmuje się w zależności od głębokości napełnienia bystrotoku (około 1,0 — 3,0 m). Profil bystrotoku stosowany jest zazwyczaj jako kołowy lub trapezowy, natomiast profil noska może być różny.

Na podstawie badań przeprowadzonych na profilach (rys. 2) okazało się, że na długość strugi nie ma wpływu kształt samego noska, lecz kąt podniesienia noska. Najkorzystniejszy okazał się profil trójkątny (rys. 2a) i trapezowy (rys. 2b). Już małe przepływy pokonują opory i w punkcie załamania nie powstają widoczne zaburzenia. Przy przekrojach wg odcinka koła i prostokątnym, przy kątach podniesienia powyżej  $13^\circ$  małe przepływy nie pokonują oporów, a woda gromadząca się w załamaniu rozlewa się na boki bystrotoku. Po osiągnięciu normalnego przepływu w bystrotoku opory zostają pokonane i zrzut wody odbywa się przy kątach mniejszych.

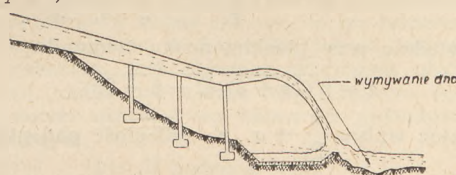


Rys. 2

Badania wykazały, że głębokość i obszar rozmycia zależą od kształtu zakończenia noska trampoliny. Przy szerokości końca noska równej szerokości bystrotoku otrzymano głębokość rozmycia większą niż przy poszerzonym końcu noska. Obszar rozmycia w pierwszym przypadku był mniejszy niż w drugim. Poszerzony koniec noska trampoliny nie ma decydującego wpływu na długość strugi. Kąt rozszerzenia końca noska jest funkcją szybkości  $v$  na końcu bystrotoku.

$$\operatorname{tg} \gamma = \frac{1}{v}$$

Pierwszorzędne znaczenie posiada dla trampoliny odległość padania strugi. Im większa odległość padania strugi, tym mniejsze jest niebezpieczeństwo podmycia podpór trampoliny. Przy projektowaniu umocnienia dna rozmywanego w miejscu padania strugi konieczna jest dokładna znajomość odległości padania strugi od końca noska trampoliny. Może się bowiem zdarzyć, że złe obliczenie tej odległości może spowodować to, że projektowane umocnienie nie spełni swego zadania (rys. 3).



Rys. 3

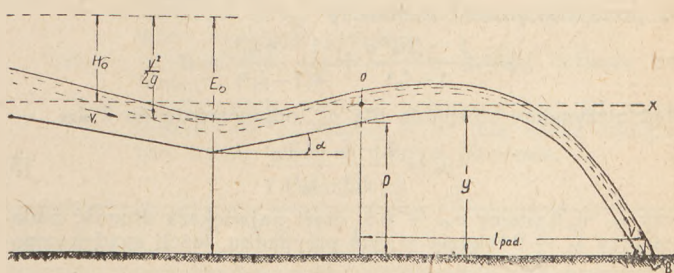
Określenie głębokości i szybkości wody płynącej w końcu noska trampoliny nie przedstawia trudności. Te dwie wielkości mają wpływ na odległość padania strugi. Szybkość w końcu noska wyrazi się wzorem

$$V = \varphi \sqrt{2g H_o}$$

gdzie:  $\varphi$  — współczynnik szybkości zależny od wysokości padania  $p$ , którego wartość waha się w granicach 0,85 — 1,0,

$H_o$  — pełny napór w początku noska.

W odniesieniu do płaszczyzny porównawczej przechodzącej przez punkt 0, otrzymamy (rys. 4)



Rys. 4

$$l_{pad} = x = 2\varphi^2 H_o \cos a \left( \sqrt{\sin^2 a + \frac{y}{\varphi^2 H_o}} + \sin a \right)$$

albo

$$l_{pad} = 2\varphi^2 H_o \sqrt{1 - i_n^2} \left( \sqrt{i_n^2 + \frac{y}{2H_o}} + i_n \right)$$

Wstawiając do równania  $y = p + 0,5 h$ ,

gdzie:  $h$  — głębokość wody w końcu noska,

$p$  — wysokość spadania strugi, otrzymamy

$$l_{pad} = 2\varphi^2 H_0 \sqrt{1 - i_n^2} \left( \sqrt{i_n^2 + \frac{p + 0,5h}{\varphi^2 H_0}} + i_n \right) \quad [1]$$

Przy płaskim nosku trampoliny ( $i_n = 0$ ) równanie na długość padania strugi upraszcza się do postaci

$$l_{pad} = 2\varphi \sqrt{(p + 0,5h) H_0} \quad [2]$$

Z równania wynika, że długość padania strugi zależy od wysokości spadu  $p$ , pełnego naporu w końcu noska  $H_0$  oraz głębokości wody w końcu noska —  $h$ . Należy ustalić, przy jakim  $p$  będzie największa odległość padania strugi. Dla ułatwienia wprowadzimy następujące oznaczenia:

$E_0 = H_0 + 0,5h + p$  — właściwa energia na początku noska w odniesieniu do dna dolnego poziomu wody,

$\lambda = \frac{l_{pad}}{E_0}$  — względna odległość padania,

$\sigma = \frac{p}{E_0}$  — względny spadek,

$\delta = \frac{h}{E_0}$  — względna głębokość na końcu trampoliny.

Wyrażmy wielkości  $p$ ,  $h$  i  $H_0$  przez  $E_0$ :

$$p = \sigma E_0, \quad h = \delta E_0, \quad H_0 = E_0 - 0,5h - p = (1 - 0,5\delta - \sigma)E_0$$

Podstawiając te wartości do równania [1] i przyjmując  $\varphi = 1$ , otrzymamy równanie

$$\lambda = (2 - \delta - 2\sigma) \sqrt{1 - i_n^2} \sqrt{i_n^2 + \frac{2\sigma + \delta}{2 - \delta - 2\sigma}} + i_n \quad [3]$$

oraz odpowiednio przy płaskim nosku trampoliny

$$\lambda = \sqrt{(2\sigma + \delta)(2 - \delta - 2\sigma)}$$

Wyjaśniając wpływ  $\frac{p}{E_0} = \sigma$  na odległość padania strugi

gi należy przyznać, że nie popełni się dużego błędu przyjmując  $\delta = 0$ . Po pierwsze dlatego, że wielkość  $\delta$  jest na ogół mała, po drugie, że wchodzi ona w równanie [3] tak, że przy  $\delta = 0$  mnożnik stojący przed pierwiastkiem zwiększa się, a wyrażenie pod pierwiastkiem zmniejsza się, co daje wiadowe wyrównanie. Przy  $\delta = 0$  równanie [3] przyjmuje postać

$$\lambda = 2(1 - \sigma) \sqrt{1 - i_n^2} \left( \sqrt{i_n^2 + \frac{\sigma}{1 - \sigma}} + i_n \right) \quad [4]$$

W celu znalezienia maksymalnej wartości względnej długości padania, szukamy pierwszej pochodnej względem  $\sigma$  i przyrównujemy ją do 0

$$\frac{d\lambda}{d\sigma} = 0$$

Po przekształceniach otrzymamy

$$\sigma^2 + \frac{1 - 2i_n^2 \sigma}{1 + i_n^2} + \frac{1 - 4i_n^2}{4(1 - i_n^2)} = 0$$

Stąd otrzymamy równanie dla  $\sigma_0$ , odpowiednie do  $\lambda_{max}$

$$\sigma_0 = \frac{1 - i_n - 2i_n^2}{2(1 - i_n^2)} \quad [5]$$

przy  $i_n = 0$  mamy  $\sigma_0 = 0,5$ , czyli największa długość padania przy  $i_n = 0$  będzie w tym przypadku, jeżeli spadek trampoliny

$$p = 1/2 E_0$$

Podstawiając wyrażenie dla  $\sigma_0$  w równanie [3] otrzymamy bardzo proste równanie dla maksymalnej wartości względnej długości padania strugi w zależności od nachylenia noska trampoliny

$$\lambda = \sqrt{\frac{1 + i_n}{1 - i_n}} \quad [6]$$

Maksymalna długość padania będzie

$$l_{max} = \sqrt{\frac{1 + i_n}{1 - i_n}} E_0$$

TABLICA I

| nachylenie noska trampoliny $i_n$     | 0     | 0,1   | 0,2   | 0,3   | 0,4    | 0,5   |
|---------------------------------------|-------|-------|-------|-------|--------|-------|
| $\sigma_0 = \frac{p}{E_0}$            | 0,500 | 0,444 | 0,375 | 0,285 | 0,1665 | 0     |
| $\lambda_{max} = \frac{l_{max}}{E_0}$ | 1,000 | 1,105 | 1,225 | 1,362 | 1,525  | 1,732 |

Przy płaskim nosku trampoliny ( $i_n = 0$ ) max. długość padania strugi, która będzie przy  $\sigma_0 = 0,5$ , równa się całej właściwej energii w początku zrzutu względem dna dolnego poziomu. Odpowiednie wartości  $\sigma_0$  i  $\lambda_{max}$  dla licznych nachyleń noska wyliczone wg wzorów [5] i [6] zestawiono w tabeli I. Z tablicy powyższej wynika, że

1. Przy płaskim nosku ( $i_n = 0$ ) max. odległość padania strugi  $l_{max} = E_0$  przy spadzie trampoliny  $p = 1/2 E_0$ .

2. Z obliczeń nachylenia noska trampoliny max. długość padania będzie odpowiadać wartościom spadu trampoliny  $p < 1/2 E_0$ .

3. Przy nachyleniu noska  $\alpha = 30^\circ$  ( $i_n = 0,5$ ) max. odległość padania będzie przy  $p = 0$ , co już traci pojęcie trampoliny zrzutu, bowiem koniec trampoliny odpowiada dolnemu poziomowi.

Dla przyjętych wartości  $\sigma$  i odpowiednich wartości  $i_n$ , obliczono w tabeli II odpowiednie wartości  $\lambda$ . Dla innych wartości  $\sigma$  i  $i_n$  należy wartość  $\lambda$  obliczać wg wzoru [4].

TABLICA II \*

| $\sigma = \frac{p}{E_0}$ | 0,285  | 0,300 | 0,375 | 0,400 | 0,444 | 0,500 | 0,600 | 0,700 | 0,800 |
|--------------------------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $i_n = 0$                | —      | 0,916 | —     | 0,980 | —     | 1,000 | 0,980 | 0,916 | 0,800 |
| $i_n = 0,1$              | —      | 1,060 | —     | 1,099 | 1,105 | 1,100 | 1,058 | 0,974 | 0,837 |
| $i_n = 0,2$              | —      | 1,212 | 1,225 | 1,224 | —     | 1,197 | 1,131 | 1,022 | 0,866 |
| $i_n = 0,3$              | 1,1362 | 1,361 | —     | 1,340 | —     | 1,287 | 1,192 | 1,062 | 0,886 |

\*) Liczby w ramach odpowiadają wartościom  $\sigma_{max}$  dla przyjętego nachylenia noska trampoliny.

Przejdźmy teraz do ustalenia szybkości, z jaką struga dotyka dna poziomu dolnego. Średnia szybkość, z jaką struga dotyka dna poziomu dolnego, bez uwzględnienia napowietrzenia strugi wyraża się wzorem

$$v = \sqrt{2g E_0} \quad (\text{przy } \varphi = 1)$$

Zakładając, że poziome ułożenie szybkości nie zmienia się przy upadku strugi, otrzymamy

$$v_x = \sqrt{2g H_0} \cos \alpha$$

Kąt nachylenia strugi do poziomu otrzymamy z równania

$$\cos \beta = \frac{v_x}{v} = \sqrt{\frac{H_0}{E_0}} \cos \alpha$$

czyli

$$\cos \beta = \sqrt{\frac{H_0}{E_0} (1 - i_n^2)} \quad [7]$$

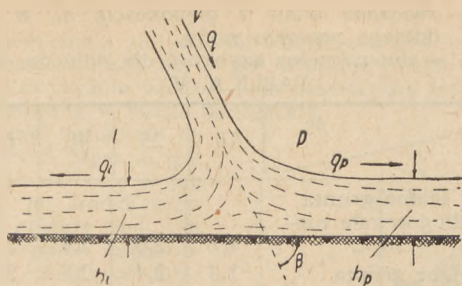
W miejscu padania strugi na dno dolnego poziomu powstaje lokalne rozmycie, które powiększa się przy długotrwałym padaniu strugi. Ze względów praktycznych ważne jest określenie wielkości rozmycia. Zagadnienie to nie zostało jeszcze dostatecznie wyjaśnione.

Oprzemy się na kilku przykładach:

Macman (3) podszedł do określenia leja rozmycia na podstawie teorii związanych głębokości całkowitego podskoku licząc, że struga przy padaniu na dno dolnego poziomu zachowuje szerokość równą szerokości końca trampoliny. Struga, posiadająca średnią szybkość  $v$ , uderzywszy o nieruchomą płaszczyznę  $s - s$ , rozdzieliła się na dwie samodzielne strugi (rys. 5). jeżeli przepływ strugi zasadniczej oznaczmy przez  $q$ , rozchód w lewą stronę przez  $q_l$  i rozchód w prawą stronę przez  $q_p$ , to

$$q = q_l + q_p$$

Należy liczyć, że jeśliby kierunek strugi tworzył z płaszczyzną kąt  $90^\circ$ , wówczas rozchód we wszystkie strony byłby



Rys. 5

jednakowy. Przy  $\beta = 0^\circ$  (kierunek strugi równoległy do płaszczyzny  $s - s$ )

$$q_l = q \text{ i } q_p = q$$

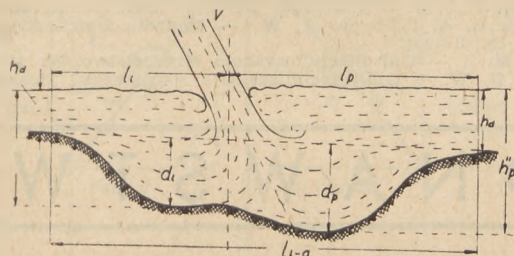
Jeżeli zaś  $0^\circ < \beta < 90^\circ$ , to rozchody lewy i prawy są następujące:

$$q_l = \frac{q \beta^\circ}{180^\circ} \quad q_p = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{180^\circ}\right) q$$

Zakładając, że średnie szybkości w obydwu strugach są jednakowe i równe średniej szybkości zasadniczej strugi  $v$ , można określić głębokość wody w strugach rozdzielonych

$$h_l = \frac{q_l}{v} \quad h_p = \frac{q_p}{v}$$

W przypadku rozmywanego koryta, rozmycie będzie odbywać się do tego miejsca, dopóki utworzona głębokość nie osiągnie odpowiedniej wartości (rys. 6).



Rys. 6

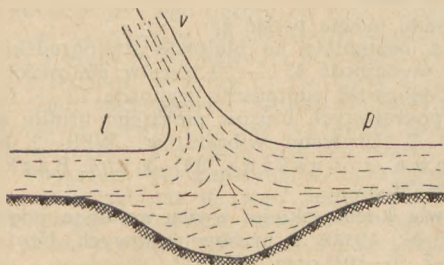
$$d_l = h_l'' - h_d \quad d_p = h_p'' - h_d$$

gdzie:  $h_l''$  i  $h_p''$  — głębokości związane z głębokościami  $h_l$  i  $h_p$  określone równaniami całkowitego podskoku. W ten sposób, określenie pionowych wielkości leja rozmycia wyrażono bez uwzględnienia właściwości gruntu dolnego profilu. Dlatego też wskazane jest, aby na zasadzie materiału doświadczalnego wartości rozmycia  $d_l$  i  $d_p$  pomnożyć przez współczynnik większy od jedności. Głębokość rozmycia należy określać wzorem

$$d = \sigma_g (h - h_d)$$

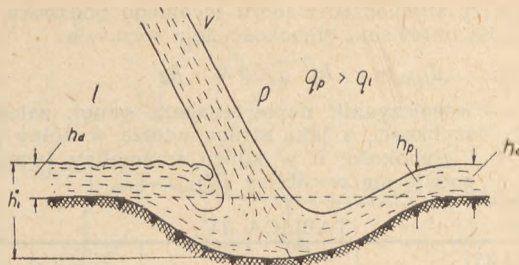
gdzie:  $\sigma_g = 2$  — dla ścisłego lessu,  
 $\sigma_g = 1,5 - 2,5$  — dla żwiru piaszczystego.

Ponieważ  $\beta < 90^\circ$  zatopienie lewej strugi zajdzie szybciej niż prawej oraz głębokość rozmycia  $d_p > d_l$ , dlatego że  $q_l < q_p$ . Przyjęto, że przy tworzeniu się leja rozmycia zachodzą trzy fazy. Pierwsza faza (rys. 7) odpowiada głównemu



Rys. 7

momentowi, kiedy wskutek jednakowych szybkości w strugach rozmycie będzie postępować w jedną i w drugą stronę z jednakową intensywnością. Zjawisko to będzie zachodzić



Rys. 8

do tego momentu, kiedy głębokość rozmycia lewej strony nie osiągnie wielkości

$$d_l = h_l'' - h_d$$

tj. dopóki nie nastąpi zatopienie lewej strugi (rys. 8). Ten moment odpowiada drugiej fazie rozmycia. W ten sposób znaczna część energii lewej strugi będzie się rozpraszać w utworzonej nad nią powierzchni walca. Energia zaś prawej strugi w tym momencie jeszcze rozproszona nie będzie ( $q_p > q_l$ ) i rozmycie koryta prawej strugi będzie dochodzić do tego czasu, póki głębokość rozmycia  $d_p$  nie osiągnie dostatecznej wielkości do zatopienia prawej strugi. To będzie trzecia faza rozmycia (rys. 6).

Jeżeli lewa struga posiada swobodny odciek wody, to prawą strugę należy liczyć na rozchód

$$q_p = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{180^\circ}\right) q$$

Jeżeli zaś, jak to często bywa w praktyce, odcieku wody dostarczanej przez lewą strugę nie ma, to po zatopieniu jej cały przepływ  $q$  pójdzie w kierunku prawej strugi. W tym wypadku wskazane jest określać wzajemną głębokość dla prawej strugi, biorąc pod uwagę cały przepływ. Poziome rozmiary leja należy określać wg wzoru dla głębokości całkowitego podskoku, tj.

$$l_l = \beta l \text{ podskok lewy}$$

[3]

$$l_p = \beta l \text{ podskok prawy}$$

gdzie współczynnik  $\beta$ , podany przez Czertousowa przyjmuje się 0,7 — 0,8. Strukturę leja rozmycia pokazano na rys. 6.

Drugi wzór przyjęty w praktyce na określenie głębokości leja rozmycia otrzymany na podstawie teorii rozlewania się strugi w masie tejże cieczy, podał Zamarin (5)

$$d_{leja} = \frac{Nq \sin \beta'}{\sqrt{v'} \cdot v_{dop}} - h_d \quad [9]$$

gdzie:  $d$  — głębokość rozmycia leja,  
 $h_d$  — głębokość wody w odpływowym korycie,  
 $\beta'$  — kąt, jaki tworzy struga z poziomem przy spotkaniu się jej z poziomem dolnej wody,  
 $q$  — przepływ na 1 m szerokości,  
 $v'$  — szybkość strugi w miejscu zetknięcia się ze zw. wody w dolnym poziomie,  
 $v_{dop}$  — dopuszczalna szybkość dla gruntu dolnego poziomu,  
 $N$  — współczynnik, wartości podane w tabl. III w zależności od odległości  $Z$  od dna noska trampoliny od zw. wody w dolnym poziomie.

TABLICA III

| $Z_m$ | 2   | 3   | 4   | 5   | 6   | 7   | 8   |
|-------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| $N$   | 4,3 | 4,6 | 4,8 | 5,0 | 5,3 | 5,5 | 5,8 |

Patraszjew (4) podał wzór na określenie maksymalnej głębokości rozmycia (wychodząc z teorii rozlewania się strugi) na podstawie laboratoryjnych badań dla gruntu niezwięzłego

$$d_{leja} = 3,9 \cdot q^{0,5} \left(\frac{Z_o}{d'}\right)^{0,25} - h_d \quad [10]$$

gdzie:  $q$  — przepływ na 1 m szerokości  
 $Z_o = (E_o - h_d)$   
 $d'$  — średnica ziaren

Byzgo (7), wychodząc z teorii idealnego podskoku, podał zależność dla określenia głębokości leja rozmycia

$$d_{leja} = \alpha \cdot k \sqrt{q} Z_0^{0,25} - h_d \quad [11]$$

gdzie:  $\alpha$  — współczynnik napowietrzenia strugi, zależny od szybkości, z jaką struga uderza w dolny poziom i głębokości  $h$  w końcu trampoliny (wartości  $\alpha$  podaje się w tablicy IV);

TABLICA IV

| $v \text{ (m/sek)}$ | 5    | 10   | 15   | 20   | 25   |
|---------------------|------|------|------|------|------|
| $h \text{ (m)}$     |      |      |      |      |      |
| 0,2                 | 0,70 | 0,64 | 0,62 | 0,61 | 0,60 |
| 0,5                 | 0,88 | 0,71 | 0,66 | 0,63 | 0,62 |
| 0,7                 | 1,00 | 0,90 | 0,70 | 0,66 | 0,64 |

$k$  — współczynnik, zależny od właściwości gruntu i kąta  $\beta$ .

Pozostałe wielkości mają to samo znaczenie co we wzorze [10] Patraszwaja.

Współczynnik  $k$  określa się w następujący sposób: jeśli

$$v < v_{dop}$$

to

$$k = 1,34$$

jeśli zaś

$$v > v_{dop}$$

to  $k$  wybiera się w zależności od kąta  $\beta$  z tablicy V, w takiej zależności:

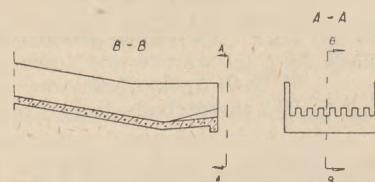
$$v = \frac{q}{1,41 h''}$$

gdzie:  $h''$  — związane ściśle z głębokością  $h_0$  w przekroju dolnego poziomu wody,

$v_{dop}$  — dopuszczalna szybkość dla dolnego gruntu.

TABLICA V

| $\beta^\circ$                                       | 13  | 25  | 40  | 60  | 90  |
|-----------------------------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|
| grunt                                               |     |     |     |     |     |
| zwykle i skalne grunta (potem długotrwale rozmycia) | 1,7 | 2,0 | 2,4 | 2,7 | 3,3 |
| bardzo słabe grunta                                 | 1,8 | 2,4 | 2,8 | 3,3 | 4,5 |



Rys. 9

Wartości współczynnika  $k$  do wzoru [11] podaje tablica V.

Mniejszą głębokość rozmycia uzyskuje się przy zakończeniu noska trampoliny szykanami (rys. 9). Spadająca struga zostaje rozbita i przez to silnie napowietrzona, co zmniejsza głębokość rozmycia.

## LITERATURA

1. Moziewitinow A. Ł. — Wodosprosy i wodospuski hidroelektryczeskich stancij. Moskwa 1953.
2. Agroskin I. I. — Gidrawlika. Moskwa 1954.
3. Macman B. A. — Wiestnik irrigacji, Nr 3 1929.
4. Patraszwaj A. N. — Izwiestija NIIG, t. XXI. Leningrad 1937.
5. Zamarin E. A. i Popow K. W. — Gidrotiechničeskije sooruzhenija, cz. I, 1940.
6. Byzgo M. S. — Gidrotiechničeskije stroitelstwo, Nr 9/1940.
7. Popow K. W. — Gidrotiechničeskije sooruzhenija. Moskwa 1950.

## DZIAŁ IV — W Y K O N A W S T W O

INŻ. BOHDAN KOSSOWSKI, INŻ. MICHAŁ SOBOLEWSKI, INŻ. CZESŁAW GAWLIK

### Wibratory—nowoczesny sprzęt do pogrążania w grunt pali i podłużnych elementów ścianek szczelnych

Ogromny rozwój budownictwa przemysłowego w ZSRR, zrealizowanego w bardzo dużym procencie na wielkich budowach węzłów wodnych, spowodował konieczność wykonywania robót w bardzo krótkim czasie oraz jak najbardziej ekonomicznie. Zmusiło to hydrotechnikę radziecką do opracowania nowych metod pracy, zabezpieczających spełnienie tych postulatów. Między innymi dotyczy to bardzo pracochłonnych robót, jakimi są pogrążanie ścianek szczelnych oraz pali. Prace nad tym zagadnieniem trwają w ZSRR już od dwudziestu lat.

Pierwsze publikacje na temat wibracyjnego pogrążania pali Sztajermana i Dobrowolskiego były ogłoszone w „Stroitielnoj promyszlennosti” nr 5/35. W tym samym roku, w nr 8 tego czasopisma ukazał się artykuł Barkana, podający wyniki pierwszych prób pogrążania pali tą metodą. Były to próby dokonywane na skalę laboratoryjną. W lecie 1938 r. były przeprowadzone pod kierownictwem Barkana próby pogrążania pali drewnianych i żelbetowych w zwarte, wilgotne grunty piaszczyste. Zastosowany wówczas wibrator miał ciężar 1,5 T i przy obrotach 900 obr/min wywierał siłę równą 18 T. Próby wykazały słusność przyjętej metody, ale pale można było pogrążyć jedynie do głębokości 2,5 m.

Pierwsze poważniejsze sukcesy odniesiono jednak dopiero po wojnie<sup>1)</sup>. W 1949 r. na budowach Ryskiego Przedsiębiorstwa Ministerstwa Budownictwa ZSRR i przy budowie gorowskiego węzła wodnego pogrążono 3600 stalowych brusów na głębokość 9 m w piaszki i lekkie glinki piaszczyste

<sup>1)</sup> Porówn. Baszyński S. — Zabijanie metalowych pali za pomocą wibrowania. „Gospodarka Wodna” nr 1/1952 (przyp. Red.).

nasycone wodą. Czas zużywany na pogrążenie jednego brusa wynosił 2 — 3 min.

Od tego momentu nastąpiło zrozumiałe współzawodnictwo instytutów, inżynierów i konstruktorów, starających się zaprojektować i wykonać jak najbardziej wydajny wibrator, co w efekcie doprowadziło w ciągu ostatnich lat do poważnego rozwoju tej metody pogrążania pali. Ważność jej dla wykonywania robót palowych podkreślił fakt przyznania w 1951 r. nagrody Stalinowskiej głównemu jej twórcy D. D. Barkanowi. Rezultaty osiągnięte w 1954 r. pozwalają na stwierdzenie, że wibratorami można pogrążyć pale 3 — 6 razy szybciej niż młotami parowymi, obniżając jednocześnie koszt wykonania pracy 2 — 2,5 raza.

Dla przykładu można podać że:

- W 1952 r. osiągnięto na budowie stalingradzkiego węzła wodnego wydajność 45 — 50 brusów stalowych na jedną zmianę. Głębokość pogrążania wynosiła 13 — 16 m. Łączna ilość pogrążonych brusów płaskiego profilu obejmowała 12 000 T. Używano wibratorów: WPR—2 konstrukcji Sawinowa i Łuski, BT—& prof. Barkana oraz 101 i WP—50.
- Na budowie kachowskiego węzła wodnego pogrążono wibratorami ok. 19 000 T brusów stalowych. Użyto wibratorów BT—5, T—104 oraz WPP—2.

Prace nad opracowaniem coraz lepszych urządzeń wibracyjnych trwają w ZSRR nadal, wnioski wyciągnięte z przeprowadzonych do tej pory prób, wykonywanych już na skalę przemysłową wskazują, że konstrukcje tam zastosowane mają jeszcze szereg braków, które muszą być usunięte.

Zasada pograżania pali metodą wibracyjną jest następująca: Do wywołania wibracji użyty jest wibrator, o sile działającej w jednej płaszczyźnie będącej jego płaszczyzną symetrii, pionowo usytuowaną w czasie pograżania.

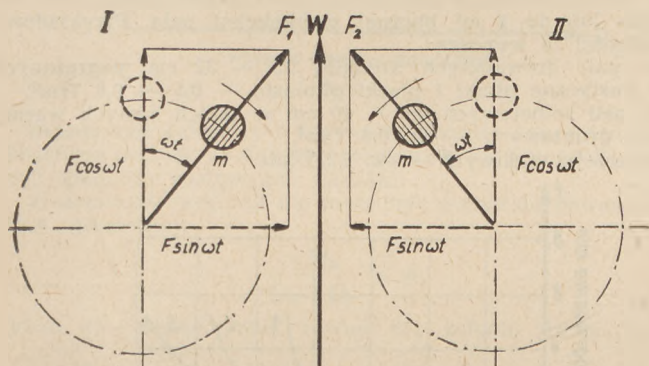
Rozpatrzmy schemat po dany na rys. 1. Masa  $m$  jest zamocowana na wale w ten sposób, że jej środek ciężkości jest odległy od osi obrotu o promień mimośrodowości  $e$ . Jeżeli wał obraca się z szybkością kątową  $\omega$ , to wywołujemy siłę odśrodkową:

$$\pm = m \cdot e \cdot \omega^2 \text{ [kG]}$$

Wektor tej siły wiruje z szybkością  $\omega$  i jest skierowany po promieniu na zewnątrz koła. Może on być przedstawiony jako suma dwu wektorów, skierowanych po dwu wzajemnie do siebie prostopadłych osiach.

Wektory te obrazują: siłę  $F \cos \omega t$ , skierowaną pionowo do góry i siłę  $F \sin \omega t$ , skierowaną w prawo.

Jeżeli teraz w jednej skrzyni umieścimy dwa układy z rysunku 1, to schemat takiego mechanizmu przedstawia rys. 2.



Rys. 2

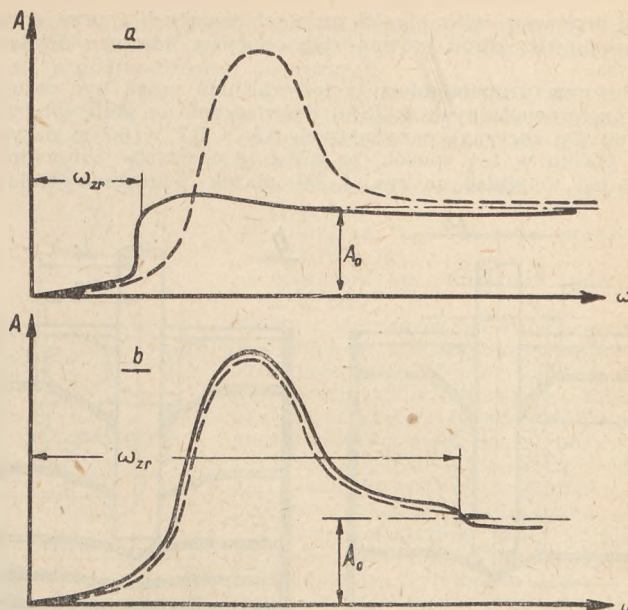
Oba układy połączone są ze sobą mechanicznie i obracają się w przeciwnym kierunku. Jest sprawą oczywistą, że składowe  $F \sin \omega t$  układów I i II, jako skierowane przeciwnie zostaną wewnętrznymi, działającymi jedynie na skrzynię wibratora. Natomiast składowe  $F \cos \omega t$  obu układów będą się sumować i dadzą w rezultacie wypadkową o charakterze harmonicznym, równą:

$$W = 2F \cos \omega t \text{ [kG]}$$

Wypadkowa działa w płaszczyźnie symetrii wibratora i jest skierowana raz w górę, a raz w dół, w zależności od fazy obrotu wału, a tym samym położenia środka ciężkości mas  $m$ .

Wyobraźmy sobie teraz, że na głowicy pograżonego pala umocujemy zamiast tradycyjnej baby lub młota wibrator działający na zasadzie powyżej opisanej. Po uruchomieniu wibratora, jeżeli będzie on dostatecznie mocny dla wywołania drgań pala zwiększając jego obroty od zera do pewnej wielkości granicznej zauważymy, że następuje stopniowe niszczenie więzi pala z gruntem. W pewnym przedziale obrotów niszczenie więzi przechodzi w pełny „zryw” pala w gruncie. Odpowiadającą temu momentowi częstotliwość nazywać będziemy częstotliwością zrywu  $\omega_{zr}$ . Jak wykazują doświadczenia, od tej chwili ruch pala w gruncie staje się podobny do ruchu w cylindrze. Pograżony pal napotyka na opory gruntu znacznie mniejsze i w rezultacie do jego zagłębienia można użyć znacznie mniejszych sił (0,1 a nawet 0,01) niż to miałyby miejsce przy uderowej metodzie wbijania pala i takich samych szybkościach pograżania.

Rys. 3 ilustruje podaną wyżej zasadę pograżania pali. Na wykresach linią ciągłą oznaczono krzywe zmiany rzeczywistej amplitudy pala, a linią kreskowaną krzywe teoretyczne odnoszące się do takiego stanu, jaki by wystąpił, gdyby między palem a gruntem działały tak duże siły, że nie mogłyby być



Rys. 3

działaniem wibracji zniszczone. Pierwszy wykres (3a) odnosi się do przypadku, gdy „zryw” pala następuje w strefie przedrezonansowej, tzn. przed osiągnięciem przez pal częstotliwości drgań własnych. Odpowiada to działaniu wibratorów niskoczęstotliwych o dużych masach niewyważonych, które rozwijają duże siły przy stosunkowo niskich obrotach. Drugi wykres (3b) podaje przebieg analogicznych krzywych dla wibratorów wysokoczęstotliwych. W tym przypadku „zryw” pala następuje poza strefą rezonansu, gdyż przy niższych obrotach wibrator rozwija siły za małe dla osiągnięcia takiego efektu.

Jeżeli chodzi o zjawiska zachodzące w gruncie podczas pograżania pala za pomocą wibracji, to są one bardzo złożone i, jak dotychczas, znane tylko w głównych zarysach. Rozpatrzmy dla przykładu, jak się zachowują cząstki gruntu w bezpośredniej bliskości powierzchni bocznej pala. Jak wykazują przeprowadzone prace badawcze, głównym procesem zachodzącym w strefie do pala przyległej jest zagęszczenie gruntu. Odbyna się ono na skutek szeregu przyczyn — nacisków pograżonego pala, wibracji, wody wyciskanej z por gruntu przy jego zagęszczeniu i innych. W rezultacie tego procesu z biegiem czasu następuje osłabienie więzi między cząstkami gruntu i więzi pala z gruntem. Bardzo możliwe, że w luźnych gruntach dokoła pala następuje częściowe, a nawet całkowite ich „upłynnienie”.

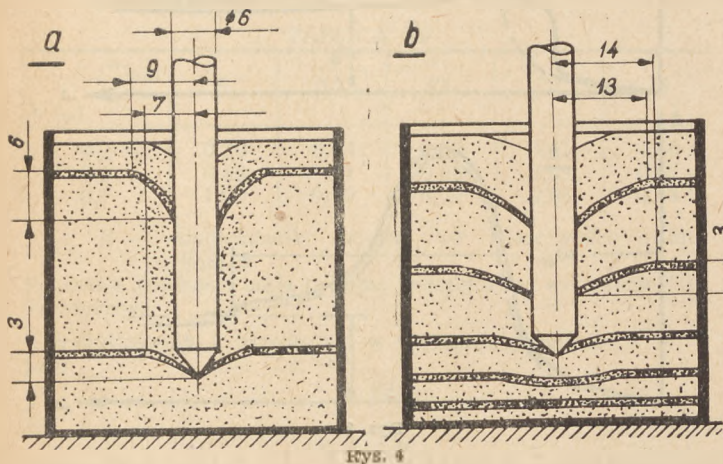
Jest sprawą oczywistą, że opisane wyżej fakty spowodują w mniejszym lub większym stopniu zmniejszenie oporów wywieranych na boczne powierzchnie pala podczas jego ruchu. Jednak główną przyczyną znacznego zmniejszenia tych oporów jest znaczne obniżenie wartości współczynnika tarcia, przez jego zmianę z „suchego” na „półpłynne” a nawet „płynne”, na skutek działania wibracji.

Wyobraźmy sobie jakieś ciało o płaskiej powierzchni, na której opiera się ono na poziomej płaszczyźnie. Aby to ciało poruszyć i nadać mu ruch po płaszczyźnie, musimy do niego przyłożyć taką siłę poziomą, która co do wielkości musi być większa od siły tarcia, równającej się iloczynowi ciężaru ciała i współczynnika tarcia. Jeżeli jednak ciało poddamy działaniu wibracji o dostatecznej amplitudzie i częstotliwości, to każda, nawet mała siła pozioma, którą przyłożymy do badanego ciała, wywoła jego ruch, mimo że nie zaszły żadne zmiany w jego fizycznych właściwościach. W tym przypadku siły wymuszające wibrację przejmują na siebie zadanie niweczenia siły tarcia. Jasne jest, że w gruncie analogiczny proces przebiega w sposób bardziej złożony, ale zasada pozostaje ta sama.

Niemniej złożone są procesy, jakie zachodzą w gruncie pod ostrym poruszającym się palem. Mamy tu do czynienia również z zagęszczaniem gruntu, ale zasadniczą rolę gra wypieranie jego na boki i do góry. W słabych gruntach nasyconych wodą proces ten objawia się „upłynnieniem” gruntu

pod wpływem vibracji. W gruntach zwartych i przy występowaniu przeszkód główną rolę odgrywa udarowe działanie ostrza.

Pewnym uzupełnieniem tych wyjaśnień mogą być rezultaty przeprowadzonych w ZSRR doświadczeń na skalę laboratoryjną. Do skrzynek o rozmiarach  $0,7 \times 0,7 \times 0,7$  m nasypało się piasek w ten sposób, że kilka jego warstw zabarwiono, tak jak to widać na rys. 4. W piasek pogrążono stalowe



Rys. 4

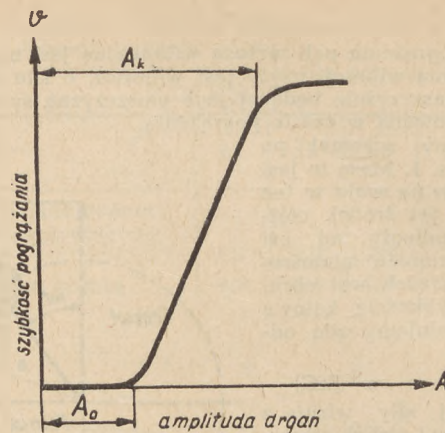
pręty średnicy 60 mm, stosując mały wibrator o momencie kinetycznym ok. 6 kGcm i ilości obrotów 1000 — 2000 obr/min. W wyniku przeprowadzonych prób stwierdzono, że promień strefy, w której zachodzi przesunięcie cząstek gruntu przy pogrążaniu pala jest stosunkowo niewielki i wynosi dla gruntów słabo nasyconych wodą 1,2 — 1,5 średnicy pala (rys. 4a), a dla dobrze nasyconych 2,0 — 2,5 tej średnicy (rys. 4b). Podczas następnych prób przed pogrążeniem pręta osadzono w piasek skalowane rurki. W czasie wibrowania pala stwierdzono, że poziom wody w rurkach podnosi się na znaczną wysokość (blisko do połowy głębokości pogrążania), prawie jednakowo na całej powierzchni skrzyni. W dużej ilości przypadków udało się wyraźnie stwierdzić zagęszczenie gruntu pod ostrzem. Jednocześnie stwierdzono, że przy pogrążaniu pala zachodzi frakcjonowanie gruntu, z opadaniem większych cząstek do dołu. Obserwacje te zostały potwierdzone podczas wykonywania prób w warunkach rzeczywistych doświadczeń.

Rozpatrując pogrążanie pali przy użyciu vibracji stwierdzamy, że głównymi parametrami, od których zależy przebieg tego procesu, są:

- intensywność vibracji, zmniejszającej opory gruntu stawiane ruchowi pala,
- wielkość ciśnienia statycznego, będącego bezpośrednią przyczyną ruchu pala.

Rozważając wpływ tych parametrów na ruch pala, na początku należy wyjaśnić zależność efektów pogrążania od amplitudy i częstotliwości drgań. Zasadniczym stwierdzeniem jest tutaj fakt, że amplituda vibracji pogrążanego pala musi być w każdym przypadku nie mniejsza od pewnej wartości granicznej. Zachowując ten warunek, możemy pogrążyć pale przy użyciu stosunkowo niedużych wibratorów, w przypadku przeciwnym nawet przy bardzo dużych mocach nie osiągniemy żadnych rezultatów. Zależność szybkości pogrążania od amplitudy przedstawia wykres na rys. 5. Z wykresu wynika, że pogrążanie pala może się rozpocząć dopiero, gdy będzie on miał amplitudę większą od  $A_0$ , a nie powinno odbywać się z amplitudą większą od  $A_k$ . Wielkość amplitudy  $A_0$  zależy od częstotliwości vibracji, rodzaju wibratora, gruntu i pala. Zależność ta nie jest jeszcze określona dostatecznie dokładnie, można tylko stwierdzić, że jest ona tym ściślejsza, im wibrator jest bardziej niskoczęstotliwy i im większy przekrój ma pal.

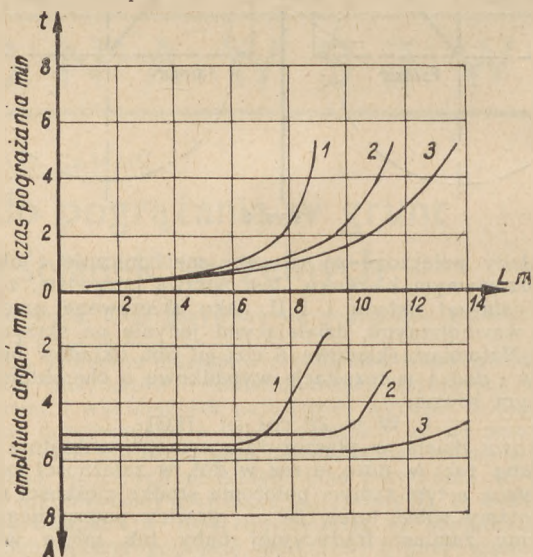
W zależności od częstotliwości vibracji oraz wielkości poprzecznego przekroju pala amplituda vibracji, konieczna dla optymalnego zapuszczania pali w grunt, powinna wynosić 1,5 — 20 mm. Należy zaznaczyć, że liczby te, zresztą jak wszystkie podane w tym artykule, są zaczerpnięte z literatury radzieckiej, gdzie autorzy wyraźnie podkreślają ich przybliżoną wartość, mimo że są one wynikiem ogromnej ilości przeprowadzonych prób.



Rys. 5

Rozpatrzmy teraz, jaką rolę przy pogrążaniu pala ma częstotliwość drgań. Jak już poprzednio podaliśmy, zagłębianie pala rozpoczyna się dopiero wtedy, gdy nastąpi jego „zryw”, tzn. gdy częstotliwość drgań będzie większa od częstotliwości zrywu. Wiemy, że zryw pala następuje wówczas, gdy siły wywierane przez wibrator są większe od oporów, jakie stawia grunt poruszającemu się palowi. Jako wielkość charakteryzującą te opory przyjmijmy krytyczny opór właściwy gruntu  $\tau_{kryt}$ . Wielkość ta została ustalona z pewnym przybliżeniem w czasie masowego pogrążania pali i odnosi się ją do 1 mb brusa lub do 1 m<sup>2</sup> bocznej powierzchni pala. Przykładowo wielkości te wynoszą:

- dla pali drewnianych średnicy 25 — 32 cm, pogrążanych w plastyczne gliny i piaski gliniaste — 0,5 — 0,8 T/m<sup>2</sup>,
- dla pali żelbetowych 40 × 40 cm w takich samych warunkach gruntowych — ok. 0,6 T/m<sup>2</sup>,
- dla brusów stalowych — ok. 1,2 T/m<sup>2</sup>.



Rys. 6

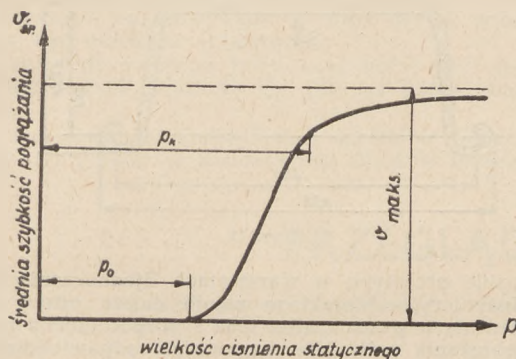
Na rys. 6 przedstawiono zależność czasu pogrążania pala i amplitudy jego drgań od głębokości pogrążania. Rozpatrując ten wykres widzimy, że we wszystkich trzech przypadkach amplitudy vibracji są początkowo mniej więcej równe, a ponieważ są one w każdym przypadku większe od ich wielkości krytycznej, to pogrążanie następuje mniej więcej z tą samą szybkością. Po osiągnięciu przez ostrze pala głębokości ok. 8 m, amplituda pala pogrążanego wibratorem nr 1 gwałtownie maleje i po dojściu do 9 m pala dalej nie daje się zagłębić. Dla wibratora nr 2 taką głębokością jest 11,5 m, a dla wibratora nr 3 ok. 16 m. Wibratory miały następujące charakterystyki:

|                          | Nr 1 | Nr 2 | Nr 3 |
|--------------------------|------|------|------|
| Moment kinetyczny M kGcm | 850  | 850  | 1000 |
| Ilość obrotów n obr/min  | 1100 | 1500 | 1500 |

Reasumując należy stwierdzić, że możemy pogrążyć pale wibratorami o dużej rozpiętości, jeżeli chodzi o ich często-

liwość, konieczne jest jednak, aby w każdym przypadku amplituda była dostatecznie duża.

Drugim z parametrów, od których głównie zależy pograżanie pali, jest ciśnienie statyczne. Jest to stosunek ciężarów wibratora i pala do powierzchni poprzecznego przekroju pala. Mimo że prace badawcze nad wibracyjną metodą pograżania pali trwają już ok. 20 lat, zależności wiążące wielkość tego ciśnienia z charakterystykami gruntu i wibratora są w dalszym ciągu nie ustalone. Rezultaty tych badań przedstawia wykres na rys. 7. I w tym przypadku widzimy, że dla pograżania pala konieczne jest pewne ciśnienie początkowe, oraz że istnieje pewna wartość tego ciśnienia, której przekroczenie nie daje praktycznych korzyści. Dane orientacyjne przytoczone w literaturze radzieckiej podają, że wielkość ciśnienia statycznego, przy jakim powinno się odbywać pograżanie, waha się w granicach 1 — 7 kG/cm<sup>2</sup>, w zależności od powierzchni poprzecznego przekroju pala.



Rys. 7

Reasumując całość tych rozważań, możemy z grubym przybliżeniem przyjąć, że aby pograżanie pala było możliwe, muszą być spełnione następujące warunki:

a) amplituda wibracji nie może być niższa od pewnej wartości granicznej:

$$\frac{\alpha M_k}{Q_w + Q_p} > A$$

gdzie:  $\alpha$  — współczynnik równy dla żelbetu 0,8, a dla innych 1,

$M_k$  — moment kinetyczny w kGcm,

$Q_w$  — ciężar wibratora (tylko tej jego części, która jest sztywno połączona z palem) w kG,

$Q_p$  — ciężar pala w kG,

$A$  — amplituda drgań pala w cm.

b) siła wymuszająca drgania musi być większa od siły zrywu więzi pala z gruntem, odpowiadającej przyjętej głębokości pograżania:

$$\frac{M_k \cdot \omega^2}{g} > T_{zr}$$

gdzie:  $M_k$  — moment kinetyczny mas niewyważonych w kGcm,

$\omega$  — szybkość kątowa mas niewyważonych w 1/sek,

$g$  — przyspieszenie ziemskie cm/sek<sup>2</sup>,

$T_{zr}$  — siła zrywająca równa:

$$T_{zr} = \tau_{kr} \cdot L \cdot F_0 \text{ [kG] dla pala}$$

$$T_{zr} = \tau_{kr} \cdot L \text{ [kG] dla brusa}$$

$L$  — długość pala w m,

$F_0$  — powierzchnia boczna 1 mb pala w m<sup>2</sup>,

$\tau_{kr}$  — kG/mb lub kG/m<sup>2</sup> krytyczny opór właściwy gruntu.

c) wielkość ciśnienia statycznego musi być większa od pewnej wartości, koniecznej dla pograżania pala z szybkością ekonomicznie uzasadnioną:

$$\frac{Q_w + Q_d + Q_p}{F} > p$$

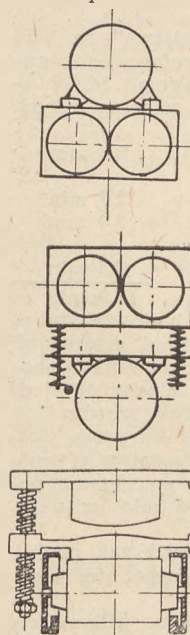
gdzie:  $Q_w$  i  $Q_p$  — jak poprzednio,

$Q_d$  — ciężar elementów wibratora nie podlegających wibracji w kG,

$F$  — przekrój poprzeczny pala w cm<sup>2</sup>,

$p$  — ciśnienie statyczne w kG/cm<sup>2</sup>.

Podane tutaj zależności są zaczerpnięte z ostatnio wydanej broszury Sawinowa i innych pt. „Swajnie wibropogrużatieli z podressorennoj prigruzkoj”.



Rys. 8

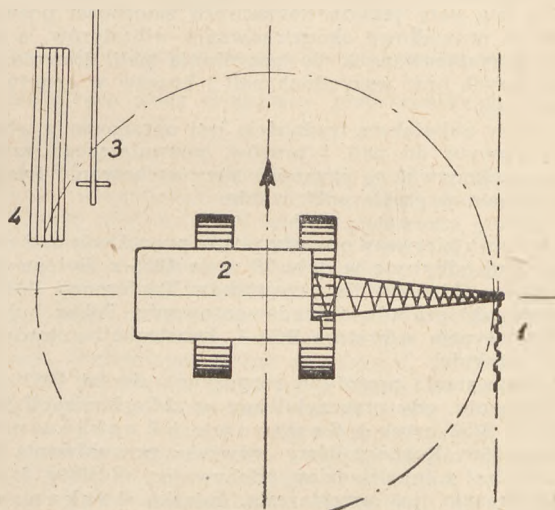
Rozwój wibratorów w ZSRR poszedł w trzech zasadniczych kierunkach, urzeczywistnieniem których są opracowane konstrukcje:

- wibratora o układzie sztywnym (rys. 8a),
- wibratora o układzie sprężystym (rys. 8b),
- wibratora o działaniu udarowym (rys. 8c).

Każdy z kierunków ma swoich gorących zwolenników i oponentów. Największą ilość prób mają za sobą wibratory dwu pierwszych typów. Wibratory o działaniu udarowym, których twórcą jest Caplin, są stosunkowo mało do tej pory znane i nie ma dla nich w literaturze radzieckiej jakichkolwiek sprawozdań z prób przeprowadzonych na skalę przemysłową.

Z uwagi na szczupłe ramy niniejszego artykułu szczegółów konstrukcyjnych nie podajemy, czytelników których interesuje to zagadnienie odsyłamy do spisu książek i broszur podanego na końcu artykułu.

Wykonywanie robót palowych przy użyciu wibratorów pozwala na lepszą organizację placu budowy. Do operowania wibratorem używamy koparek i dźwigów, ale możemy stosować również do tego celu obrotowe kafary. Schemat stanowiska roboczego przedstawia rys. 9. Brusy stalowe ułożone są wiązkami po kilkanaście sztuk wzdłuż wykonywanej ścianki. Koparka lub dźwig na podwoziu gąsienicowym porusza się wzdłuż ścianki. Przebieg pracy jest następujący: dźwig obrócony do wiązki bru-



Rys. 9. Schemat stanowiska roboczego. 1 — ścianka szczelna już wykonana, 2 — dźwig z wysięgnikiem na którym podwieszono wibrator, 3 — brus na koziołku, 4 — wiązka brusów

sów podnosi brus i układa go na specjalnym koziołku, tak, że jego koniec odpowiednio ukształtowany do uchwytu znajduje się ok. 1 m od poziomu gruntu. Następnie po przechyleniu wibratora, przegubowo zamocowanego w zaczepie, nasuwamy wibrator na głowicę brusa i łączymy brus z uchwytem wibratora. Podnosimy teraz wibrator wraz z brusem aż do momentu gdy może on swobodnie wisieć na haku. Obracamy teraz wysięgnik dźwigu nad zapuszczoną ścianką i po odpowiednim naprowadzeniu brusa nad zamek poprzednio białego brusa opuszczamy go w zamek. Brus opuszcza się, aż do momentu, gdy opory gruntu zrównoważą ciężar brusa i wibratora. Sprawdzamy prawidłowość pionowego ustawienia brusa i po jego ewentualnym poprawieniu przez odpowiednie operowanie wysięgnikiem mamy brus gotowy do pograżania. Uruchamiamy silnik wibratora i brus, z szybkością

zależną od poprzednio omówionych parametrów, pogrąża się w grunt. Po jego zapuszczeniu na żadaną głębokość, wibrator zatrzymujemy, rozłączamy go z brusem i możemy rozpocząć nowy cykl roboczy.

Według artykułu w „Miechanizacji Stroitelstwa” nr 6/54 pod tytułem „Próby masowego pogrążania metalowego brusa”, napisanego przez laureata Stalinowskiej Premii M. Niedwiediewa i Smoliara, średnie czasy poszczególnych operacji przedstawiały się następująco:

|                                                     |                 |
|-----------------------------------------------------|-----------------|
| zamocowanie wibratora na brusie                     | 2,8 min         |
| podniesienie, opuszczenie w zamek aż do oporu       | 2,7 min         |
| pogrążanie wibratorem                               | 2,9 min         |
| zjęcie wibratora z brusa i powrót do punktu wyjścia | 3,5 min         |
| <b>Razem</b>                                        | <b>11,9 min</b> |

Dane odnoszą się do pogrążania brusów na budowie stalingradzkiej elektrowni wodnej, gdzie wibratorami pogrążono ok. 12000 T brusów, o płaskim profilu, na przeciętną głębokość 16 — 20 m, w wilgotne drobnoziarniste piaski. Na jedną zmianę osiągnięto wydajność 20 — 25 sztuk brusów.

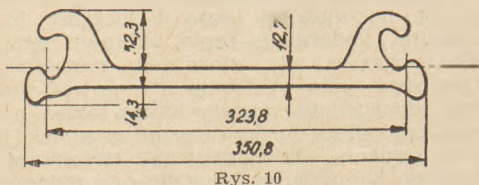
Technologia zapuszczania pali jest prawie taka sama. Jednak brak dotychczas sprawozdań z takich masowych prób. Bez żadnych zmian wibrator nadaje się do wyciągania pali, osiągając tutaj daleko lepsze rezultaty od młotów parowych odwrótnego działania.

Gdybyśmy chcieli podsumować wyniki dotychczas opublikowanych prac uczonych radzieckich na ten temat, to możemy stwierdzić, że:

- W ZSRR w ostatnich pięciu latach wykonano kilkanaście prototypów różnych wibratorów do zapuszczania pali i brusów. Próby wykazały, że wibracyjna metoda pogrążania obniża koszt robót ok. 2 — 2,5 raza, przy 3 — 6-krotnym zwiększeniu wydajności w stosunku do młota parowego.
- Próby pozwoliły ustalić, że w obecnej formie wibrator może być stosowany z pełnym powodzeniem w gruntach piaszczystych wilgotnych oraz w sposób ograniczony w glinach i iłach.
- Dane uzyskane z masowych zapuszczeń brusów i pali w grunt nie dały jeszcze dokładnych zależności pozwalających na prawidłowe skonstruowanie wibratorów, a specjalnie przystosowanych do pogrążania pali drewnianych i żelbetowych oraz wszystkich pali i brusów w grunty gliniaste i ły.
- Do tej pory największą trudnością jest opracowanie właściwego uchwytu do pali i brusów, pozwalającego szybko i łatwo wykonywać tę czynność, przy zachowaniu trwałości połączenia w czasie wibrowania.

U nas w kraju pierwszy otwarty pokaz pogrążania pali metodą wibracyjną odbył się w dniu 26 maja 1955 r. Był on przeprowadzony w Gdańsku dla uczestników Konferencji PAN na temat mechaniki gruntów i fundamentowania. Pokaz był wykonany prototypem wibratora BC—1, konstrukcji autorów niniejszego artykułu.

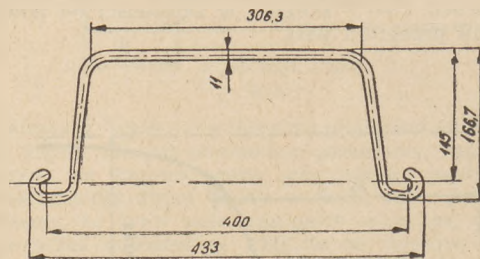
Historia powstania prototypu rozpoczyna się od 1952 r., to jest od momentu, gdy przeczytaliśmy w „Miechanizacji Stroitelstwa” nr 5/52 artykuł Sawinowa i Łuski na temat wibratorów. Rozpoczęliśmy wówczas poszukiwania literatury fachowej z tej dziedziny, zdobywając, niestety, jak się to potem okazało, już przestarzałą, książkę Barkana wydaną w 1949 r. pod tytułem „Ustroistwo osnowaniji sooruzeniji z primienieniem wiבריowania”. Dokonałmy tłumaczenia książki i znaleźliśmy się jako konstruktorzy ponownie na początku naszej drogi, gdyż w książce nie było danych dostatecznych dla projektowania. Dodatkową komplikacją był fakt, że brusy stalowe stosowane w ZSRR (rys. 10) mają profil płaski, a u nas stosujemy brusy typu Larsena (rys. 11).



Rys. 10

Również warunki geologiczne są u nas o tyle inne, że nasze roboty portowe wykonywane są z reguły w gruntach, gdzie występują bardzo często ły, podczas gdy, według posiadanych

wówczas materiałów, w ZSRR pale pogrążano jedynie w grunty piaszczyste lub piaszczysto-gliniaste. Zdawaliśmy sobie sprawę, że nasz wibrator musi być raczej uniwersalny, gdyż nie spotykamy u nas robót palowych na taką skalę jak w ZSRR. Wszystkie te fakty zaciążyły na opracowanym prototypie. Dokumentację projektową rozpoczęliśmy opracowywać od jesieni 1953 r., a ukończyliśmy ją w maju 1954 r. Prototyp wówczas opracowany miał następującą charakterystykę: moment kinetyczny ok. 7500 kGcm, ilość obrotów ok. 750 obr/min, ciężar całości 4000 kG, moc zainstalowana 46 kW. Silnik prądu zmiennego, pierścieniowy, uruchamiany poprzez rozrusznik wodny. Napęd paskami klinowymi, silnik zamocowany na płycie połączonej sprężystie ze skrzynią wibratora.



Rys. 11

Wykonanie prototypu w warsztatach Zjednoczenia Budownictwa Inżynieryjno-Morskiego zajęło dalsze cztery miesiące. Ostatecznie w październiku 1954 r. rozpoczęliśmy pierwsze próby pogrążania pali. Nie dysponując odpowiednimi środkami finansowymi, do prób wykorzystaliśmy czasowo nieeksploatowany kafar nieobrotowy, którym poprzednio przeprowadzano wbijanie próbnych pali klejonych. Bardzo korzystne było posiadanie danych geologicznych terenu prób. Początkowo próby nie dały takiego rezultatu, na jaki liczyliśmy. Okazało się, że przyjęta przez nas metoda regulacji promienia mimośrodowości w czasie pracy jest słuszną, ale nie może być naszym rozwiązaniem konstrukcyjnym zrealizowana. Okazało się również, że moc silnika jest niewystarczająca i silnik nie mógł pod obciążeniem rozwinąć pełnej ilości obrotów. Również zaprojektowany sposób podwieszenia wibratora, jak i uchwyt do brusów okazały się niesprawne. W rezultacie odczytów amperomierza stwierdziliśmy, że moc konieczna dla pogrążania brusów tym wibratorem w warunkach gruntowych terenu prób wynosi ok. 95 kW. Ponieważ silnika takiego nie posiadaliśmy, do napędu użyliśmy silnika 120 kW, odcytując zawsze pobierany prąd, a tym samym zużywaną moc.

W październiku 1954 r. odbywały się na tym samym terenie próby wbijania pierwszych brusów stalowych, walcowanych w kraju. Otrzymaliśmy wówczas polecenie przedstawienia na tych próbach pracy wibratora. Ponieważ wibrator miał jeszcze silnik 46 kW, chcąc uzyskać lepsze efekty, zmniejszyliśmy moment kinetyczny, zwiększając jednocześnie ilość obrotów. W rezultacie próba zakończyła się całkowicie niepowodzeniem, brus w ogóle się nie zagłębiał w grunt. Fakt ten podajemy jako dowód ówczesnego naszego braku doświadczenia w tej dziedzinie oraz miarę zawodów, jakie w naszej pracy nas spotykały.

Po wymianie silnika dokonaliśmy pogrążania 30 szt. brusów, zagłębianych parami i pojedynczo. Próby zakończyły się zamkniętym pokazem odbytym 27 listopada 1954 r. w obecności przedstawicieli resortu Budownictwa Przemysłowego, Politechniki Gdańskiej, Instytutu Organizacji i Mechanizacji Budownictwa i wojewódzkich władz partyjnych. Szybkości pogrążania uzyskane na pokazie (około 12 m/min) udowodniły naocznie, że ten sposób wykonywania robót palowych może znacznie obniżyć koszty budów oraz skrócić terminy ich wykonania.

Wykorzystując wyniki naszych doświadczeń oraz szereg nowych publikacji radzieckich, przystąpiliśmy do opracowywania dwu następnych prototypów: niskoczęstotliwościowego BC—2 i wysokoczęstotliwościowego BC—3. Jednocześnie poprawialiśmy wszystkie możliwe do usunięcia braki prototypu BC—1. Postanowiliśmy również wypróbować tym prototypem nowe przez nas zaprojektowane uchwyt do pali i brusów drewnianych i stalowych.

Próby zmodernizowanym wibratorem BC—1 rozpoczęliśmy w maju 1955 r. Były one wykonywane przy pomocy obrotowego pływającego żurawia, umożliwiającego pograżanie pali nawet 14-metrowych. Przekrój geologiczny gruntu w miejscu prób był prawie identyczny jak poprzednio. Próby wykazały, że zaprojektowane uchwyty zdały egzamin, w czasie pracy nie luzowały się, a połączenie pala czy brusa z wibratorem odbywało się szybko. Udało się nam osiągnąć pograżenie jednego brusa ze średnią szybkością dochodzącą do 16 m/min, przy czasie koniecznym na pełny cykl roboczy zagłębienia pala wynoszącym 14,5 min. Rezultaty uzyskane dla pali drewnianych średnicy 30 cm były bardzo podobne. Próby zakończył wspomniany pokaz dla uczestników Konferencji PAN.

Wnioski, jakie nasuwają się na podstawie przeprowadzonych przez nas prób, można ująć w sposób następujący:

- z uwagi na dużo mniejszy zakres robót palowych, wykonywanych u nas, w porównaniu do ZSRR, oraz odmienne warunki gruntowe opracowywane na nasz użytek wibratory powinny być możliwie uniwersalne,
- należy dążyć do obniżenia pobieranej mocy, gdyż zastosowanie tak dużych silników nie jest na każdej budowie możliwe,
- należy wykonać silniki elektryczne specjalnie odporne na drgania oraz przejść na zastosowanie silników krótkozwarthy,

- wykonywane prototypy powinny mieć możliwość zmiany w dużym zakresie: ilości obrotów, momentu kinetycznego, ciśnienia statycznego,
- dla uzyskania możliwie dużych amplitud drgań należy zredukować ciężar właściwego wibratora,
- ponieważ czas właściwego pograżania jest zasadniczo krótki, należy jeszcze zmniejszyć czasy przygotowawcze,
- należy przeprowadzić dalsze próby użycia wibratora do zapuszczania w grunt pali żelbetowych oraz pali i brusów z zastosowaniem wplukiwania.

#### LITERATURA

- Barkan D. D. — Ustrojstwo osnowanij sooruzenij z primienieniem wibrowanija — Moskwa, 1949.
- Barkan D. D. — Eksperimentalnye issledowanija pogruženija w grunszaj, szpunta i trub. „Mechanizacija stroitelstwa” Nr 10/1952.
- Miedwediew S. R. — Primienienie wibratorow dla zabiwki szpunta. „Mechanizacija trudojomkich i tjażelich rabot. Nr 6/1950.
- Miedwediew S. R. — Opyt massowogo pogruženija stalnogo szpunta. „Mechanizacija stroitelstwa”, nr 6/1954.
- Nejmark J. I. — Teoria wibracionnogo pogruženija szpunta. „Gidrotechničeskoe stroitelstwo”, Nr 4/1952.
- Sokołow N. M. — Primienienie metalliczeskogo szpunta priustrojtstwie gidrotechničeskich sooruzenij, Moskwa, 1949.
- Sawinow O. A. — Swajnie wibropogružateli z podressorenoj pri-gruzkoj, Moskwa 1954.
- Caplin S. A. — Wibroudarnie mechanizmy, Moskwa 1953.

## PRZEGLĄD WYDAWNICTW

W jednym z ostatnich numerów czasopisma „Wasserwirtschaft und Wassertechnik” ukazał się artykuł dra M. Olbertza pod powyższym tytułem, wykazujący, że niejednokrotnie nieodpowiednio stosowane nawodnienia przyniosły — zamiast spodziewanych korzyści, straty i to nawet bardzo znaczne. Inż. Zakrzewski w oparciu o ten artykuł omawia poniżej to zagadnienie.

Redakcja uważa za wskazane, aby tak ważne zagadnienie jakim jest nawodnienie uzyskało możliwie wszechstronne naświetlenie, zarówno ze strony gorących zwolenników, jak i osób mających większe lub mniejsze zastrzeżenia. Obecnie, gdy dzięki pracom Instytutu Melioracji i Użytków Zielonych może już otrzymywać wiele materiałów z obserwacji nad działaniem nawodnień w Polsce, sprawa określenia dodatnich i ewentualnie ujemnych stron nawodnień będzie mogła uzyskać wiarogodne naświetlenie. Pozwoli to na wyciąganie własnych wniosków, bez potrzeby opierania się na doświadczeniach obcych, otrzymywanych często w zupełnie innych warunkach przyrodniczych i gospodarczych.

#### NAWODNIENIA A DYNAMIKA GLEBY

Każde nawodnienie, bez względu na sposób zwilżania gruntu, wpływa na procesy zachodzące w glebie. Na podstawie licznych przykładów można wyciągnąć wniosek, że w klimacie suchym nawodnienia doprowadzają do zasolenia, a w wilgotnym do szybszego wylugowania zasad i do zużycia próchnicy. Należy przeto ograniczać dawki wody do najniezbędniejszego minimum. W klimacie wilgotnym należy nawadniać przy równoczesnym silnym nawożeniu organicznym i mineralnym, oraz przy bardzo dobrej agrotechnice. W wypadku nieostrożnego stosowania ścieków miejskich, zawarty w nich sól może zniszczyć strukturę gleby i wymyć cząsteczki sorbujące, co doprowadzi do jej wyjałowienia.

Twierdzenia powyższe nie mają na celu pomniejszenia znaczenia nawodnień dla podniesienia produkcji rolnej, przeciwnie chodzi o to, aby przy projektowaniu urządzeń nawadniających zdawać sobie dokładnie sprawę z niebezpieczeństw związanych z nawodnieniami. Jedynie dokładna znajomość procesów, zachodzących w glebie pod wpływem sztucznie doprowadzonej wody, może nas uchronić od poważnych szkód i strat.

Przypadki wyjałowienia gleb przez nawodnienia są liczne. Ostatnio np. Heskje Ministerstwo Rolnictwa ogłosiło, że w kilku majątkach państwowych deszczownie spowodowały zmniejszenie plonów. Zagadnienie zlecono instytutom naukowym do zbadania. Podobne wyniki można napotkać na polach nawodnianych ściekami Berlina.

Jeśli zbadamy naturalne warunki wilgotnościowe gleb, to okaże się, że zależą one od opadów, temperatur, wilgotności powietrza, wiatrów i wyparowania zależnego od ciśnienia powietrza. Meyer ustalił dla charakterystyki tych warunków

współczynnik  $\frac{N}{S}$ , przy czym  $N$  = suma opadów rocznych,

a  $S$  = przeciętny niedosyt pomiędzy najwyższą możliwą, a rzeczywistą zawartością wilgoci w powietrzu. W klimacie suchym wyparowanie przewyższa opady, co powoduje ruch

wody wstępujący. Daje to współczynnik  $\frac{N}{S}$  od 0 do 250.

W klimacie wilgotnym suma opadów przewyższa wyparowanie i powoduje ruch wody zstępujący, przy współczynniku  $\frac{N}{S}$  od 250 do 1200.

W tabl. I zestawiono główne typy gleb, w zależności od stosunków wilgotnościowych, scharakteryzowanych przez współczynnik Meyera. W tabl. II zestawiono główne cechy gleb wyliczonych w tabl. I (wg Stebutta).

Przewaga występującego prądu wody w klimacie suchym powoduje odkładanie soli (Ca, K, Na itd.) w górnych warstwach; przewaga zstępującego prądu wody w klimacie wilgotnym powoduje wymycie i odkładanie tych soli w głębszych warstwach. Uogólniając można powiedzieć, że gleby klimatu suchego są zasobne w pokarmy i zdolne do adsorpcji. Do wykorzystania tego bogactwa brakuje wody, w przeciwnym razie tego gleby klimatu wilgotnego podlegają zubożeniu górnej warstwy i zakwaszeniu. Jako pośrednie są czarnoziemmy, w których prądy wstępujące i zstępujące są w równowadze, a wypłukanie względnie akumulacja na powierzchni występują w nich wyjątkowo.

Powierzchniowo sądząc na podstawie stosunków scharakteryzowanych w tablicach I i II można by wyciągnąć wniosek,

TABLICA I. Główne typy gleb jako wynik uwilgotnienia zależnego od klimatu.

| wsp. N/S         | 0-110                                           | 100-180            | 150-250      | 250-350                   | 320-500                               | 400-1000                |
|------------------|-------------------------------------------------|--------------------|--------------|---------------------------|---------------------------------------|-------------------------|
| Główne typy gleb | Gleby pustynne i szarobrazowe gleby półpustynne | Gleby kasztanowate | Czarnoziemmy | Czarnoziemny zdegradowane | Gleby brunatne i brunatne gleby leśne | Bielice i torfy wysokie |
| klimat           | suchy                                           |                    |              | przejściowy               |                                       | wilgotny                |

TABLICA II. Główne cechy gleb zestawionych w tablicy I

| Kierunek       | Rodzaj gleby                                 | Narastanie na powierzchni | Odkładanie w górnych warstwach |               |                             |           | Odkładanie w dolnych warstwach |              |           |
|----------------|----------------------------------------------|---------------------------|--------------------------------|---------------|-----------------------------|-----------|--------------------------------|--------------|-----------|
|                |                                              |                           | sole                           | jony          | produkty rozpadu            | próchnica | sole                           | kolo-<br>idy | próchnica |
| północ         | torfy wysokie i kwaśne                       | torf i kwaśna próchnica   | brak                           |               |                             |           |                                |              |           |
|                | bielice                                      | brak                      | brak                           | tylko H-jony  |                             |           |                                |              |           |
|                | zdegradowany czarnoziem i szare ziemie leśne | brak                      | brak                           | H-jon Ca-jon  | kwas krzemowy gliej, żelazo |           |                                |              |           |
|                | czarnoziem i ziemie kasztanowate             | brak                      | sole wapnia                    | Ca-jon        |                             | wapno     | gips wapno                     | brak         | brak      |
|                | półpustynie, ziemie szare i brązowe          | brak                      | sole zasadowe                  | Ca-jon Na-jon | zeolity                     |           | brak                           | brak         | brak      |
| południowschód | pustynie                                     | skorupa                   | sole zasadowe                  | Ca-jon Na-jon |                             | zasadowa  | brak                           | brak         | brak      |

że dodatkowe i stałe nawodnienie przesunie każdy rodzaj gleb do bieguna wilgotnego, ponieważ nawodnienie podnosi

współczynnik  $\frac{N}{S}$ . Jest to słuszne tylko w pewnym stopniu.

Doświadczenia uzyskane z nawodnianiem gleb, zestawionych w tabl. I, dają się podzielić na dwie grupy: na doświadczenia z nawodnianiem gleb w klimacie suchym i półsuchym, oraz na doświadczenia z nawodnianiem gleb w klimacie wilgotnym.

Cechą charakterystyczną gleb pustynnych i półpustynnych jest ich skłonność do zasalania pod wpływem nawodnień. Jeśli poziom wody gruntowej leży, to wskutek silnego parowania wytwarza się stały występujący ruch wody w glebie, wynoszący sole, które, po odparowaniu wilgoci, osadzają się na powierzchni. Prowadzi to do powstawania pustyni alkalicznych, spośród których pustynie sodowe są najgorsze.

Zupełnie inny proces zachodzi w glebach pustynnych, szaro-brązowych i kasztanowatych, pozbawionych wody gruntowej. Są to gleby bardzo żyzne, a do ich uaktywnienia brakuje wody. Nawodnienie daje bardzo wysokie plony. Doskonałe rezultaty osiągane w wyżej wymienionym przypadku spowodowało rozszerzenie stosowania nawodnień i na inne gleby, na których woda doprowadziła do zasolenia i zmiany terenu w pustynie.

Mackie podaje, że w miejscowości Fresno w Kalifornii przez nadmierne nawodnienie podniesiono poziom wody gruntowej z 19,5 m na 0,6 m. W wyniku tego sole znajdujące się w głębi zostały przeniesione z wodą na powierzchnię, zamieniając pole w pustynię. Vageler podaje, że plony na terenach Sudańskiego Syndykatu Plantatorów koło Khartumu, nawadniane wodą z Nilu, spiętrzoną zaporą Markwarda, stale zmniejszają się. W Bułgarii stwierdzono zasolenie czarnoziemów koło Plovdiv na skutek nawodniania pól ryżowych, nadmiernie zalewanych za czasów gospodarki tureckiej. Opierając się na tych doświadczeniach, Bułgarzy zastosowali w Tracji środki zapobiegawcze przeciwko zasoleniu. Woda gruntowa znajduje się tam na poziomie 6 m. Aby uniknąć podniesienia poziomu wody gruntowej zrezygnowano z nawodniania żyznymi wodami przepływającej rzeki Maricy i zastosowano sposób znacznie kosztowniejszy. Wykopano studnie i przy pomocy motorów Diesla czerpie się wodę gruntową.

Stwierdzono, że jeśli nawodnienia są połączone z równoczesnym odwodnieniem terenu, zasolenie nie następuje. Dobre rezultaty osiąga się również przez „mulczowanie” (przykrywanie) gleby słomą i obornikiem, celem zmniejszenia wyparowania, a także ilości soli wynoszonych na powierzchnię.

Przy niezbyt wielkim zasoleniu stosują również gipsowanie, które przeprowadza sodę w sól Glauberską ( $\text{Na}_2\text{CO}_3 + \text{CaSO}_4 = \text{Na}_2\text{SO}_4 + \text{CaCO}_3$ ) i umożliwia dalszą uprawę. Najbardziej wskazane jest jednak nawadnianie małymi dawkami wody, które zwilżą glebę najwyżej na 40 do 60 cm. Deszczowanie powinno dawać deszcz drobny i wolno opadający.

Gleby klimatu wilgotnego podlegają wylugowaniu i wymyciu. Wynikiem tego procesu są gleby brunatne, bielice i kwaśne gleby próchniczne. Przez nawodnienia przyspiesza się te procesy.

W naturalnych warunkach wilgotnego klimatu ruch wody zstępujący zabiera z sobą przede wszystkim poszczególne wolne jony łatwo rozpuszczalnych soli. Dopiero gdy wymyte są jony wolne, następuje zubożenie w związki zasadowe. Zasady są zastępowane jonami H, co powoduje zakwaszenie. Na zewnątrz objawia się to brakiem żyzności, złą strukturą gleby i w naturalnych warunkach słabą vegetacją. Większość gleb Polski zmierza, dzięki temu procesowi, do zakwaszenia. Tym ważniejsze jest wyjaśnienie, jak wpłynie na ten proces doprowadzanie dodatkowej wody.

Oczywiste jest, że znaczne zwiększenie nawilgocenia może przyspieszyć wylugowanie gleby. Zubożenie w zasady wzmocni dodatkowo zwiększone zużycie składników pokarmowych, związane z wyższymi plonami spowodowanymi nawodnieniem.

TABLICA III

| głębokość warstwy w cm | bez nawodnień   |          | nawodniane      |         |
|------------------------|-----------------|----------|-----------------|---------|
|                        | kr. fosforowego | potasu   | kr. fosforowego | potasu  |
| 0—15                   | 7,19 mg         | 11,43 mg | 4,97 mg         | 6,41 mg |
| 15—30                  | 8,17 „          | 9,81 „   | 4,77 „          | 6,06 „  |
| 30—45                  | 7,28 „          | 5,85 „   | 3,26 „          | 7,23 „  |
| średnio                | 7,55 „          | 9,03 „   | 4,33 „          | 6,57 „  |

TABLICA IV

|                        |          | warstwa wie-<br>rzchnia |               | eluwium       |               | iluwium       |               |
|------------------------|----------|-------------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
|                        |          | kwie-<br>cień           | wrze-<br>sień | kwie-<br>cień | wrze-<br>sień | kwie-<br>cień | wrze-<br>sień |
| $\text{P}_2\text{O}_5$ | mg/100 g | 25,8                    | 22,9          | 6,3           | 5,8           | 3,6           | 0,3           |
| CaO                    | mg/100 g | 289,1                   | 205,9         | 82,2          | 77,4          | 177,94        | 205,9         |
| pH                     |          | 5,9                     | 5,4           | 4,7           | 4,5           | 4,8           | 4,7           |

TABLICA V. Ilościowe zmiany składników odżywczych w glebie w latach 1936—1938.

Wartość w g/h po przeliczeniu na nawozy mineralne.

1. azot przeliczony na 20% nawóz azotowy
2. potas „ „ 40% „ potasowy
3. wapno „ „ 80% wapno palone
4. sól w g/h

|                           | piasek |          | gleba<br>gliniasto<br>piaszczysta |        | gлина  |        |
|---------------------------|--------|----------|-----------------------------------|--------|--------|--------|
|                           | 1936   | 1938     | 1936                              | 1938   | 1936   | 1938   |
| 1 azot                    | 532,75 | 664,00   | 658,40                            | 713,75 | 676,55 | 713,40 |
| 2 potas                   |        |          |                                   |        |        |        |
| a) rozpuszczalny w wodzie | 14,15  | 7,93     | 4,65                              | 3,70   | 9,08   | 2,80   |
| b) przeliczony            | 100,18 | 78,48    | 95,65                             | 63,48  | 103,00 | 56,65  |
| 3 wapno                   |        |          |                                   |        |        |        |
| a) rozpuszczalne w wodzie | —      | 9,61     | —                                 | 3,64   | —      | 17,84  |
| b) przeliczone            | 127,65 | 114,29   | 420,80                            | 329,65 | 342,25 | 421,26 |
| 4 sól                     |        |          |                                   |        |        |        |
| a) rozpuszczalny w wodzie | 6,48   | nie bad. | 14,12                             | 17,12  | 22,20  | 19,95  |
| b) przeliczony            | 22,45  |          | 31,82                             | 36,35  | 40,97  | 47,52  |

Freckmann stwierdził zmiany w zawartości składników pokarmowych podane w tabl. III. Należy zwrócić uwagę na wzbogacenie warstwy dolnej w potas, kosztem warstw powierzchniowych. W związku z tym Freckmann twierdzi: „Stale obserwuje się, że pola w pewnym roku nawodnione w następnym dają znacznie niższe plony od pól nie nawodnionych”.

Kertscher stwierdza, że bogate zasoby fosforu i potasu górnej warstwy trwałego użytku zielonego zmalały na skutek nawodnień o 50%.

Olbertz, autor omawianego artykułu, przeprowadził doświadczania z zalewem, doprowadzając 1750 mm ścieków miejskich od kwietnia do września w roku 1951 na łące trwałej. Wyniki zestawiono w tabl. IV. Mimo dopływu znacznych ilości składników pokarmowych z zewnątrz, nastąpiło wyraźne zubożenie i zakwaszenie górnych warstw.

Newrzella zestawiał wyniki trzyletnich badań nawodnień ściekami, przeprowadzonych w lizymetrach. Newrzella stwierdza, że z uwagi na wielki koszt inwestycji ściekowych jest rzeczą niedopuszczalną hamowanie optymalnego wykorzystania ścieków przez niedostarczenie glebie pokarmów.

Freckmann zwraca uwagę na zwiększone zużycie próchnicy, które tłumaczy aktywizacją życia bakterii, spowodowaną nawodnieniem. Intensyfikacja biologicznej odbudowy (rozkładu) wynika według Verbensky'ego z lepszego uwilgotnienia gleby, a także z mniejszych wahań temperatury spowodowanych większą wilgotnością. Freckmann stwierdził na przestrzeni roku następujące zmiany w zawartości próchnicy w piasku gliniastym:

|                           |               |          |
|---------------------------|---------------|----------|
| przy nawożeniu mineralnym | bez nawodnień | — 0,063% |
|                           | nawodnione    | — 0,123% |

|                         |               |          |
|-------------------------|---------------|----------|
| przy nawożeniu zielonym | bez nawodnień | + 0,144% |
|                         | nawodnione    | — 0,113% |

W późniejszych publikacjach Freckmann podał roczne zużycie próchnicy dzięki deszczowniom w piasku gliniastym równe przeciętnie 0,16%.

Dalsze badania nad zawartością próchnicy na tym samym obiekcie prowadził Schendel. Dzięki zwiększonemu nawożeniu mineralnemu i organicznemu, stosując odpowiedni płodozmian, można było nawet podnieść żyzność gleby. Schendel stosował na gliniastym piasku, przy długoletnim

TABLICA VI

|                        | pH<br>w KCL | %<br>próchnicy | mg P <sub>2</sub> O <sub>5</sub><br>na 100g<br>gleby | mg K <sub>2</sub> O<br>na 100g<br>gleby |
|------------------------|-------------|----------------|------------------------------------------------------|-----------------------------------------|
| zraszane               | 6,39        | 1,279          | 23,6                                                 | 11,3                                    |
| zraszane słabo (290mm) | 6,42        | 1,403          | 23,7                                                 | 10,0                                    |
| zraszane mocno (580mm) | 6,60        | 1,424          | 25,4                                                 | 9,4                                     |

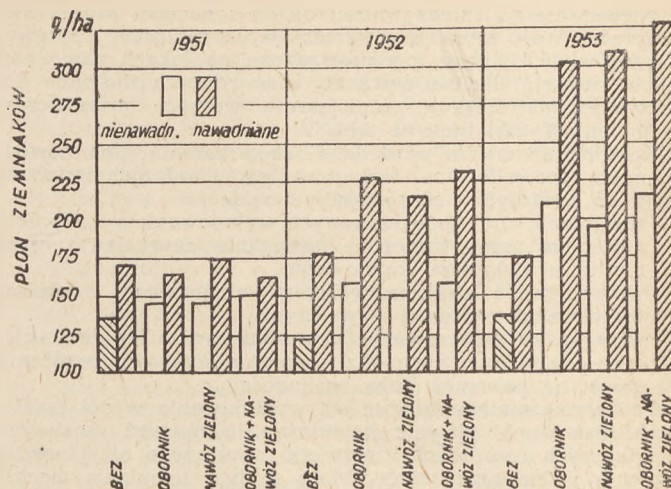
deszczowaniu, następujące nawożenie w dwuletnim płodozmianie na 1 ha: 200 kg wapna jako CaCO<sub>3</sub> 140 kg P<sub>2</sub>O<sub>5</sub>, 160 kg K<sub>2</sub>O i 120 kg N. Płodozmian zastosowano następujący: 1) zboże jare, po nim poplon na przyoranie, 2) ziemniaki. W szóstym roku doświadczenia badania gleby wykazały wartości zestawione w tabl. VI, z której wynika, że przy intensywnym nawożeniu nawodnianie może podnieść zasobność gleby w próchnicę, wapno i fosfor, natomiast dodawany potas nie wystarczył na pokrycie strat zwiększonych nawodnieniem.

Do podobnych wyników doszedł Schwarz przy nawodnianiu ściekami. Zestawione na rys. 1 badania pól ściekowych w Neustrelitz wskazują, że ścieki same, mimo bogactwa składników odżywczych, nie mogą podnieść żyzności gleby.

Trwałych sukcesów gospodarczych można oczekiwać tylko przy zwiększeniu nawożenia mineralnego i organicznego, kompensującego wzmożone wylugowanie i zużycie próchnicy, wynikające z nawodniania.

Podstawowym warunkiem żyzności jest struktura gruzełkowata. Dla jej zachowania decydującą rolę odgrywają agregaty sorbujące próchniczo-łowe i ich bilans kationów. Pod tym kątem widzenia wylugowanie i zubożenie w próchnicę gleb nawodnianych posiada specjalnie ujemne znaczenie.

Sekera twierdzi na podstawie fizycznych właściwości koagulacji koloidów glebowych i na podstawie swoich biologicznych spostrzeżeń, że dla struktury gleby są potrzebne następujące warunki:



Rys. 1. Nawadnianie ściekami, a żyzności gleby wg. Schwarza. Wpływ nawożenia organicznego na plony ziemniaków przy nawadnianiu ściekami. (Podsumowanie wyników doświadczeń nad żyznością gleby w Neustrelitz).

— muszą znajdować się koloidy zdolne do koagulacji, a więc kompleksy ilowo-próchnicowe i do tego elektrolity zdolne do koagulacji, przede wszystkim wapno. Jeśli te substancje znajdują się w optymalnym stosunku z cząsteczkami grubszymi, to wówczas mogą się tworzyć „agregaty pierwszego rzędu”;

— muszą znajdować się odpowiednie mikroorganizmy, które cementują mikroskopijnie i podmikroskopijnie małe agregaty pierwszego rzędu i w ten sposób tworzą agregaty drugiego rzędu, właściwe gruzełki;

— powierzchnia gleby musi być dostatecznie pokryta dla ochrony zużycia organicznego wierzchniej warstwy roli przed gwałtownym deszczem i wysuszeniem (ocienienie).

Udowodniono, że nawodnianie, zarówno wodą czystą, jak i ściekami, powoduje wylugowanie i rozkład próchnicy, a więc wpływa ujemnie na strukturę. Trzeba dodać, że bardzo niekorzystne warunki dla zachowania struktury. Baumann, po stwierdzeniu tego stanu, żąda, aby nawodnianie było stosowane jako ostatni czynnik zwiększenia plonów, gdy już dokonano wszystkiego co było możliwe dla stworzenia najlepszej struktury. Dopiero wówczas należy sięgać w naszym klimacie po sztuczne nawodnienia.

Sekera żąda ponadto dostatecznej pokrywy dla ochrony wierzchniej warstwy gleby przed silnym deszczem i przesuszeniem, gdyż nawet strukturalna gleba niedostatecznie okryta może być zamulona przez ulewny deszcz. To stwierdzenie jest specjalnie ważne przy deszczowniach. Gwałtowny opad sztucznego deszczu 20 do 50 mm/godz. przy równoczesnym nacisku kropli 24 g/cm<sup>2</sup>, jak to w danych deszczowniach się zdarzało, niszczy najlepszą strukturę gleby (nacisk kropli deszczu naturalnego wynosi około 0,0004 g/cm<sup>2</sup>).

Specjalną dużą skłonność do zaszlamowania zdradzają gleby ciężkie, zlewne. Wystarcza im deszcz naturalny, zarówno do wypłukania, jak i do zatkania nielicznych wolnych przestrzeni. Właśnie takie gleby, z natury nieodpowiednie do sztucznego nawodniania, uległy w Hesji zamuleniu i straciły dotychczasową urodzajność. Ale również gleby lżejsze mogą, mimo swej strukturalności, ulec zaszlamowaniu, zwłaszcza przy dużej intensywności opadu i braku dostatecznej pokrywy. Doświadczenia przeprowadzone przez Freckmanna, przy pomocy przyrządu do mierzenia przewietrzalności Janerta, na polu jęczmienia, wykazały stosunek czynnych kanalików powietrznych w stosunku do powierzchni gleby:

|                                          |     |
|------------------------------------------|-----|
| nienawodnione                            | 100 |
| 50 mm sztucznego deszczu od 26.V do 4.VI | 65  |
| 60 " " " " " 8.VI do 28.VI               | 100 |

Obawa zaszlamowania maleje wraz z rozwojem roślinności okrywającej glebę. Specjalnej uwagi wymagają międzyrzędzia przy polewaniu okopowych. Niebezpieczeństwo zamulenia wzrasta ze stopniem wysuszenia gleby. Dodatkowo natomiast wpływa na strukturę umiarkowane deszczowanie, zastosowane na glebę dość wilgotną, względnie natychmiast po małym deszczu naturalnym.

Niezależnie od intensywności opadu i nacisku kropli, niebezpieczeństwo zamulenia wzrasta wraz z ilością doprowadzonej wody. Badania przeprowadzone na łąkach nawodnianych ściekami Berlina wykazały przy różnych ilościach doprowadzonych ścieków zmniejszenie wolnych przestworów w glebie. Wyniki ujęto w tabl. VII.

Reasumując można powiedzieć, że zubożenie gleb nawodnianych, spowodowane wylugowaniem i odpróchnieniem, daje się zwalczyć w następujący sposób;

- zastąpienie strat spowodowanych wylugowaniem i odpróchnieniem przez wzmożone nawożenie mineralne i organiczne, a zwłaszcza wapnowanie;
- wprowadzenie strukturotwórczego płodozmianu i obsiew wieloletnimi roślinami pastewnymi;
- w wypadku deszczowania stosowanie aparatów deszczujących o łagodnym rozprysku, przy równoczesnym zwróceniu uwagi na pokrycie gleby roślinnością.

Pod wymywaniem rozumie się wypłukiwanie w dół cząstek glebowych, głównie koloidów, ale również cząsteczek o większych rozmiarach. Cząsteczki opuszczone niżej zasłamują wolne przestrzenie. Może to być zamulenie mechaniczne i chemiczno-fizyczne. Mechaniczne zamulenie w naturalnych warunkach nie osiąga większego znaczenia w procesie glebowym. Przy nawodnianiu wielkimi dawkami wody zamulenie mechaniczne występuje bardzo często.

Hensel zaobserwował na polach pod Berlinem, zalewanych wielkimi ilościami ścieków, wypłukiwanie w głąb zarówno cząstek ilowych (mniejszych od 0,01 mm), jak i drobno-piaszczystych (0,01 do 0,1 mm).

TABLICA VII

| Ilość doprowadzonych ścieków od 1.IV do 30.IX | Zmiana objętości wolnych przestworów w czasie jednego sezonu nawodnień od 1.IV do 30.IX 1951 roku na łące pod Berlinem. |                     |
|-----------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------|
|                                               | na głębokości 15 cm                                                                                                     | na głębokości 60 cm |
| 575 mm                                        | -4%                                                                                                                     | +0,9%               |
| 1 750 mm                                      | -13%                                                                                                                    | -5%                 |

Badania wykazały, że gleba w górnej warstwie wzbogaciła się przez nawodnienia w cząsteczki od 0,1 do 0,01 mm średnicy. Jest to wzbogacenie górnej części przez substancje zawarte w fekaliami i kurzu, przy równoczesnym przepłukiwaniu tych cząstek na głębokość od 30 do 40 cm. Równocześnie zubożała gleba w całym przekroju od 0 do 40 cm w cząstki koloidalne. Mamy tu wymywanie mechaniczne i chemiczno-fizyczne.

Badania Olbertza na ten sam temat i na tym samym terenie potwierdzają spostrzeżenia Hensla. Wskazują one, że wzbogacenie warstw górnych od 40 cm głębokości w cząstki mniejsze od 0,02 mm ma miejsce tylko przy małym obciążeniu. Ze wzrastającym obciążeniem ubożeje gleba na rzecz podglebia. Wystąpiło to jaskrawo przy obciążeniu 1750 mm ścieków tj. 17.500 m<sup>3</sup>/ha.

W przeciwieństwie do czysto mechanicznego, wymywanie chemiczno-fizyczne może mieć miejsce w klimacie wilgotnym, gdy koloidy glebowe na skutek procesów wylugowania przejdą w stan soli.

Koloidy ilowo-próchniczne są czynnikiem sorbującym gleby i jako takie odgrywają najważniejszą rolę z punktu widzenia urodzajności. Gdy wylugowanie osiągnie pewne rozmiary, koloidy te rozpadają się na swe części składowe, żele kwasu krzemowego, ilu i wodorotlenku żelaza. W warunkach naturalnych tylko w trzech wypadkach mogą te żele przechodzić w formę soli:

- przy obecności kwaśnej próchnicy,
- przy obecności obojętnych roztworów soli, zwłaszcza jonów Na<sup>+</sup>,
- przy obecności dużych ilości jonów OH<sup>-</sup> i jonów CO<sup>3-</sup>.

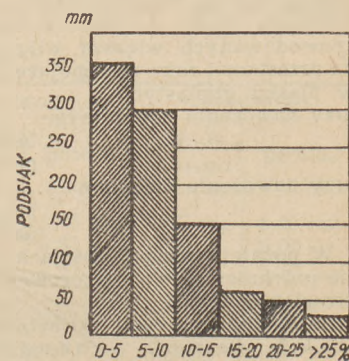
Zmiany, wywołane chemiczno-fizycznym wypłukiwaniem, mogą być znacznie poważniejsze od zmian wywołanych wylugowaniem. Wylugowanie pozbawia glebę określonych składników, wypłukiwanie może głęboko zniszczyć całkowicie, przez zniszczenie kompleksów sorpcyjnych. Może ono zamienić żyzne pole w zbiorowisko piasku krzemionkowego.

Należy przypuszczać, że stosując niewielkie ilości czystej wody przy pomocy deszczownicy o dużym rozpyleniu nie powinno wystąpić widoczne zniszczenie kompleksów sorpcyjnych, poza przyśpieszeniem wylugowania i odbudowy (zużycia) próchnicy.

Przy stosowaniu nadmiernych ilości ścieków, jak to ma np. miejsce pod Berlinem, gdzie od pół wieku zalewa się pola rocznie 2000 a niektóre nawet do 10 000 mm, stwierdzono daleko posunięte zniszczenie i wypłukiwanie koloidalnych kompleksów sorpcyjnych. Jest to związane z dużą zawartością sodu w ściekach. Dla rolników klimatu wilgotnego jest rzeczą niezwykłą stwierdzenie, że sól powoduje głębokie, ujemne zmiany w glebie, ale w klimacie suchym urodzajność gleby często zależy wyłącznie od braku sodu.

Litr ścieków zawiera od 115 do 270 mg NaO, tj. 85 do 200 mg czystego Na. Nawodniając rocznie tylko 1000 mm ścieków, co dla pól pod Berlinem jest ilością niską, dostarcza się na 1 ha 1,3 tony czystego sodu rocznie.

Vageler stwierdził, że przy 15% nasyceniu kompleksów ilu w Na<sup>+</sup> nie tylko przepuszczalność wody spada do zera, ale również ruch wody i podsiąkliwość w takiej glebie prawie nie istnieje. Zależność podsiąkania od procentowej zawartości Na w kompleksie ilowym przedstawiono na rys. 2, który jest tak oczywisty, że nie wymaga żadnych objaśnień. Znaczenie jego dla zrozumienia działania ścieków na glebach ciężkich nie wymaga uzasadnienia. Na takich glebach, przy intensywnym nawodnianiu ściekami bogatymi w Na, musi nastąpić scementowanie, które uniemożliwi wszelki ruch wody nawet na polach drenowanych. Wiąże się z tym zmniejszenie wolnych przestworów sprzyjających wymianie powietrza, co powoduje nagromadzenie się dwutlenku węgla. W konsekwencji należy uznać Na za największego wroga ciężkich gleb nawodnianych ściekami.



Rys. 2. Podsiak w łąch jako funkcja procentowej zawartości Na

Jednakże przy nawodnianiu małymi ilościami ścieków (do około 400 mm) nie powinien Na<sup>+</sup> wchodzić do kompleksów sorpcyjnych, zwłaszcza przy równoczesnym wapnowaniu gleby. Z tego wynika, że ujemne działanie ścieków na urodzajność gleb zależy głównie od ilości doprowadzonej wody. Wielkie ilości ścieków, stosowane zalewowo, prowadzą do zniszczenia i wymycia kompleksów sorpcyjnych i do wytworzenia gleb typu słończaków zalewowych.

Niewielkie ilości ścieków w połączeniu z zabiegami podnoszącymi żyzność gleb prowadzą, dzięki zawartości składników organicznych i mineralnych, do stałego zwiększania urodzajności gleby.

(„Wasserwirtschaft-Wassertechnik“ nr 1/55).

Inż. Jan Zakrzewski

#### ZAGADNIENIE WODNE W SYRII<sup>1)</sup>

Syria to zacofany kraj arabski, położony w południowo-zachodniej Azji nad wschodnimi brzegami Morza Śródziemnego. Gęstość zaludnienia Syrii pozostaje w ścisłym związku z ilością opadów, które dzielą ten kraj na dwie odrębne części. Pierwsza — to bezludny i niemal pustynny step, gdzie opady roczne wynoszą od 250 do 100 mm i mniej. Obejmuje ona południowo-wschodnią część Syrii i stanowi 60% ogólnej powierzchni kraju. Druga — obejmuje północno-zachodnią część Syrii, w której gęstość zaludnienia waha się zależnie od zasobów wodnych w granicach od 25 do 150 mieszkańców na km<sup>2</sup>. Opady atmosferyczne są nie tylko czynnikiem wpływającym na rozmieszczenie ludności Syrii, lecz dyktują jej również sposób życia. Izohieta odpowiadająca 250 mm opadu oddziela osiadłych fellachów od pastuchów — koczujących Beduinów. W ten sposób na 2/3 ogólnej powierzchni kraju

<sup>1)</sup> Opracowano na podstawie książki profesora uniwersytetu syryjskiego Nuzima Mossly pt.: „Le probleme de l'eau en Syrie“ Lion 1951, w przekładzie rosyjskim M. M. Pawłowa pt. „Wodnaja problema w Syrii“, Moskwa 1954.

żyją przeważnie koczownicy stanowiący zaledwie 10% ogółu ludności Syrii.

W dawnych czasach, kiedy poprzez dzisiejszą Syrię przebiegały liczne drogi handlowe, łączące europejskie kraje śródziemnomorskie z Azją — Syria była u szczytu rozkwitu. Świadczą o tym liczne wykopaliska. W syryjskiej pustyni znajduje się mnóstwo starodawnych kopców, w których archeolodzy odkrywają resztki całych miast, niejednokrotnie odbudowywanych, a obecnie do reszty zburzonych i pogrzebanych pod własnymi gruzami. W tych miastach znajdowały się sady, a często sztucznie nawodnione pola. Prawie wszędzie znajdowano zasypane piaskiem kanały, zburzone groble, zawalone podziemne wodociągi, wyschnięte zbiorniki wodne. Zaniedbanie przez rolników ogromnych obszarów ziemi na przestrzeni 15 wieków wzięło swój początek w upadku cywilizacji, do którego przyczyniły się wojny, zaburzenia, okresy anarchii i zastoju ekonomicznego oraz związane z tym zmniejszanie się z biegiem lat możliwości oddziaływania człowieka na przyrodzone warunki, które na pierwszy rzut oka wydają się niepomysłne.

Wojna 1914—1918 r. położyła w Syrii kres reżimowi obskurantyzmu i zacofanej tradycji. Tak więc już w okresie mandatu francuskiego, a zwłaszcza po ogłoszeniu niepodległości w 1945 r., kraj wstąpił w stadium przeobrażeń i przebudowy, które wstrząsnęły podstawami starej ekonomiczno-społecznej struktury. Przeobrażenia te — to zmiany w demografii, które nastąpiły w rezultacie nieprzerwanego i szybkiego wzrostu zaludnienia, ciągłego rozwoju środków transportu i rozwoju współczesnego przemysłu, ogólnego wzrostu stopy życiowej i poprawy warunków higienicznych. Przeobrażenia te wskazują na konieczność rozwiązania szeregu problemów wodnych występujących w rozlicznych aspektach tej rewolucji.

Gospodarka wodna obejmuje trzy zasadnicze kierunki, a mianowicie:

- kierunek prawny, którego rola streszcza się w uporządkowaniu prawa własności, przeprowadzeniu rozdziału wód i rozpatrywaniu przez sądy rozjemcze niezliczonych konfliktów powstałych na podłożu „wodnym”;
- kierunek naukowy, który obejmuje prowadzenie badań hydrologicznych, geologicznych i meteorologicznych, organizowanie ekspedycji i zwoływanie kongresów naukowych w celu zbadania istniejących bogactw kraju i umożliwienia opracowania ogólnego planu gospodarki narodowej;
- kierunek finansowy, ekonomiczny i techniczny, niezbędny dla zaplanowania preliminarzy budżetowych wydatków w związku z realizacją robót hydrotechnicznych.

Jedną z podstawowych prac w zakresie ustalenia prawa własności było sporządzenie katastru całego kraju, który zarządzono już w 1926 r. Jednocześnie z dokonywaniem spisu majątków ziemskich, który był równoznaczny z nadaniem prawa własności, przeprowadzano niwelacje, zestawiano plany wraz z oznaczeniem wysokości, które to dane są niezbędne przy projektowaniu wszelkich robót w zakresie melioracji wodnych. Prace te systematycznie realizowane obecnie dobiegają końca.

Wiadomości o geomorfologii i geologicznej budowie Syrii stale się poszerzają. Mapy topograficzne kraju w skali 1:50000 i 1:500000 były zestawione i wydane przez francuski instytut geograficzny. Znany geolog Dubertret wydał w 1933 r. ogólną mapę geologiczną w skali 1:1000000, która została następnie w 1943 r. wydana w języku francuskim i angielskim. W tymże roku wydano mapę gleb wschodnich rejonów kraju w skali 1:500000. W zakresie ogólnogeograficznego zbadania kraju Syryjczycy zawdzięczają wiele francuskiemu instytutowi w Damaszku, który wydał szereg znakomitych prac, jak np. prace Thoumina, Weulersse'a i wiele innych drobnych opisów poszczególnych części kraju. Wymienić także należy bardzo staranne badania hydrologii Syrii, które przeprowadził i opublikował Carle. Dubertret, Vautrin, Frolow, Mazloum przeprowadzili badania w poszczególnych rejonach Syrii, nie wyłączając syryjskiej pustyni. Należało jednak te prace konkretyzować, centralizować, kierować i finansować zgodnie z ogólnym planem. Toteż w 1929 r. Najwyższy Komisariat, za zgodą miejscowych władz, postanowił utworzyć zarząd hydrotechnicznych badań, którego pierwszym zadaniem miało być opracowanie projektów budowli wodnych na

rzekach: Nachr-Al-Asy, Jarmuk i Eufrat. W rzeczywistości zarząd ten objął swoją działalnością całą Syrię i Liban. W 1934 r. zarząd hydrotechnicznych badań został rozwiązany i część jego prac przeszła pod zarządek państw Syrii i Libanu, a pozostała część do zarządu publicznych robót Najwyższego Komisariatu. W końcu 1943 r. cała ta służba przeszła pod zarządek syryjskiego rządu. Obecna struktura organizacyjna tej służby jest następująca:

- 1) centralna władza — hydroenergetyczny zarząd w Damaszku,
- 2) trzy terytorialne jednostki w południowej, środkowej i północnej Syrii.

Służba ta kieruje obecnie wszystkimi robotami nawadniającymi, odwadniającymi oraz wykonawstwem budowli wodnych na rzekach i pracuje przy pomocy młodych inżynierów — głównie obcokrajowców.

Syria uczestniczyła w pracach II Kongresu Arabskich Inżynierów, który odbył się w 1946 r. w Kairze. Na porządku dziennym tego kongresu rozpatrywane były problemy wodne. W rezolucjach kongresu zostały one sformułowane następująco:

— „Kongres nawołuje kraje arabskie do przydzielania w swoich budżetach możliwie największych sum na rozwój gospodarki rolnej, na wykorzystanie swoich wodnych zasobów i na ich eksploatację dla zwiększenia produkcji we wszystkich dziedzinach” (Rezolucja Nr 3).

— „Kongres poleca utworzenie syryjsko-irackiej komisji dla wypracowania planu wykorzystania wód Eufratu w interesie obu krajów” (Rezolucja Nr 4).

Uczestnicy III Kongresu, odbytego w 1947 r. w Damaszku, jak i uczestnicy kongresu w Kairze w 1950 r. w swoich wystąpieniach stawiali problemy wodne na pierwszym planie. W ten sposób zagadnienia wodne zdobyły charakter międzynarodowy. Istotnie bowiem przez terytorium Syrii przepływa szereg „międzynarodowych” rzek, jak na przykład: Eufrat (przez terytorium Turcji, Syrii, Iraku), Nachr-Al-Asy (przez Liban, Syrię i Turcję), Kuweik (przez Turcję i Syrię) i niewątpliwie wszystkie kraje Środkowego Wschodu są w równym stopniu zainteresowane w racjonalnym urządzeniu hydrotechnicznych budowli na rzekach, będących podstawą ich bogactwa i dalszego rozwoju ekonomicznego.

Finansowanie badań i robót wymaga znacznych środków finansowych, a niestety państwo syryjskie ma w tym zakresie ograniczone możliwości. Rozróżnia się tu dwie kategorie robót, które były dotąd i muszą być nadal jednocześnie realizowane, a mianowicie: niewielkie prace, mające lokalne znaczenie oraz poważne roboty, obejmujące swym zasięgiem znaczne połacie kraju.

Niewielkie prace hydrotechniczne finansowane są przez osoby prywatne bądź też realizowane są na koszt budżetów miejskich. Rola państwa ogranicza się tu do wzbudzenia inicjatywy, udzielania pomocy przez specjalistów technicznych, sprawowania kontroli, a w przypadkach koniecznych — do udzielania subsydiów. Prace tego rodzaju obejmują nawadnianie, kopanie studni, budowę podziemnych kanałów zbierających wodę, instalowanie pomp motorowych, budowę zbiorników — cystern, budowę niewielkich derywacyjnych jazów, osuszanie i drenowanie niewielkich bagien wokół miast i wsi, a także prace komunalne, jak zakładanie wodociągów i kanalizacji.

Wielkie roboty hydrotechniczne, to prace obejmujące przede wszystkim budowę na dużych rzekach, jak na przykład budowę jazów i zapór oraz nawodnienia olbrzymich obszarów kraju. Prace badawcze z tym związane oraz koszty wykonawstwa budowli o znaczeniu ogólnonarodowym były do roku 1944 finansowane z funduszy służby publicznych interesów Najwyższego Komisariatu, na które składały się wpływy ze ściąganych podatków oraz potrącenia z budżetów miejscowych władz rządowych Syrii. W ten sposób w okresie 1920 — 1943 (23-letni okres mandatowy)łożono na wielkie budownictwo wodne 32 miln. syr. funtów. Po odzyskaniu niepodległości kwoty wydatkowane na ten cel były znacznie większe — i tak na przestrzeni lat 1944—1948 ogólna kwota oddana do dyspozycji władz wykonujących budowę wodne wynosiła ponad 14 miln. syr. funtów. Jeśli wziąć pod uwagę szczupły budżet państwa syryjskiego jest ona stosunkowo znaczna i świadczy o wzrastającym zainteresowaniu zagadnieniami gospodarki wodnej kraju.

Realizacja projektów w dziedzinie zaopatrzenia w wodę ośrodków natrafia w Syrii na poważne trudności, nie tylko naturalne, ale i ekonomiczne. Powstaje niejednokrotnie konieczność przezwyciężania lub zmiany przyzwyczajęń istniejących od niepamiętnych czasów, trzeba wreszcie znaleźć kapitały, o które szczególnie trudno w osiedlach wiejskich. Toteż nie dziw, że po dziś dzień znaczna część Syryjczyków zaopatruje się w wodę, wykorzystując dawne sposoby i budowle, mimo że te ostatnie w coraz mniejszym stopniu zdolne są zaspokoić potrzeby wzrastającej ludności. Duże miasta i osiedla podjęły pierwsze prace, związane z zaopatrzeniem w wodę, jednak i ich działalność na tym odcinku pozostawia wiele do życzenia. Stolica Syrii — Damaszek, znajduje się bodaj w najlepszym pod tym względem położeniu, każdy jej mieszkaniec rozporządza dziennie 170 litrami wody pitnej, a istniejący system wodociągowy miasta może zaspokoić przyszłe zapotrzebowanie co najmniej na przestrzeni najbliższych 10 — 15 lat. Najgorzej pod względem zaopatrzenia w wodę przedstawia się sytuacja na wsi. Spośród 6 tysięcy syryjskich wsi zaledwie 20% zaopatrzone w dostatecznej ilości w dobrą wodę pitną.

Oficjalne dane statystyczne podają, że w latach 1946—1947 objęta nawadnianiem powierzchnia wynosiła około 300 tys. ha, co w przybliżeniu odpowiada 12% powierzchni obecnie uprawianych ziem, a tylko 5% ogólnej powierzchni zdadnej do użytkowania. Nawodnienia w Syrii są konieczne nie tylko z uwagi na małą w ogóle ilość opadów na znacznej powierzchni kraju, ale także ze względu na duże wahania w opadach rocznych i wysoce niekorzystny dla rolnictwa ich rozkład w ciągu roku. Dlatego też rząd syryjski zwraca szczególną uwagę na przebieg prac nawadniających i rokrocznie, w miarę swych możliwości, zwiększa powierzchnie objęte nawadnianiem. Równolegle z realizowaniem systemów nawadniających wykonuje się prace odwadniające, zdobywając w ten sposób bogate i urodzajne ziemie pod pastwiska. Poza swą wartością ekonomiczną roboty osuszające posiadają tu również duże znaczenie socjalne. Likwidacja stojących wód, w których rozmnażają się larwy malarycznych komarów, pozwoli uzdrowić rejony, będące dotychczas roznosnikami malarii. Zabagnione tereny rozrzucone są po całym kraju, głównie zaś wokół wybrzeży i w dolinach rzek. Ogółem zajmują one powierzchnię liczącą kilkadziesiąt tysięcy ha. Budowa siłowni wodnych w Syrii jest ściśle związana z nawadnianiem.

Produkcja energii elektrycznej na bazie siłowni wodnych jest w Syrii dotąd znikoma. Elektrownie ciepłe produkują obecnie dwa razy więcej energii niż elektrownie wodne, podczas gdy w Libanie 9/10 globalnej produkcji energii przypada na siłownie wodne.

Syria posiada dostateczne zasoby wodne, które zdolne byłyby zarówno do pokrycia istniejących potrzeb energetycznych kraju, jak i tych, które wyłonią się w najbliższej przyszłości. Najkorzystniejsza dla energetycznego wykorzystania jest rzeka Jarmuk, która pozwala na budowę siłowni o spadach od 200 do 300 m. Istniejące siłownie na rzekach Nachr-Al-Asy lub Barada pracują przy spadach od 20 do 45 m. Projektowane są także siłownie przepływowe o małych spadach na takich rzekach, jak Eufrat. Jednakże w tym ostatnim wypadku głównym adiacentem wody są melioracje, a w szczególności nawodnienia i zgodnie z ustaloną hierarchią potrzeb energetyczne wykorzystanie wód Eufratu nie powinno przekraczać 10% ogólnej ich ilości.

Ogólnie rzecz biorąc stwierdzić należy, że gospodarka wodą w Syrii jest jednym z ważniejszych zagadnień w życiu tego kraju. Ziemia syryjska, to kraj łaknący wody. Obserwator czy podróżnik, przejeżdżający przez Syrię, może bez trudu, na podstawie różnych oznak wywnioskować o niedostatku wody, który niejednokrotnie przybiera tragiczny obraz. Ludność, której liczba zwiększa się stale, prawie wszędzie odczuwa niedostatek wody pitnej i to zarówno w dużych mia-

stach, jak i w 98% wiejskich osiedli. Stada, należące do koczowników lub półosiadłych mieszkańców stepowych obszarów kraju, znajdują się pod stałą groźbą zagłady z powodu suszy. Na obszarach przedpustynnych, a nawet w samym sercu pustyni znajdują się rozległe okresowe lub stałe bagna, dotąd nie wykorzystane, nie osuszone i nie odkazone.

Podczas gdy olbrzymie połacie ziemi leżą odłogiem, mimo że posiadają glebę dostatecznie bogatą, która po nawodnieniu może być bardzo urodzajna, Syria zmuszona jest importować szereg towarów spożywczych, w szczególności zaś pszenicę i ryż. Tym gorzej, że nie może ona liczyć na zbilansowanie importu produktów spożywczych drogą eksportu surowców lub artykułów przemysłowych. Dlatego głównym dążeniem Syrii jest osiągnięcie trwałej równowagi w zakresie gospodarki rolnej. Zasadniczymi środkami prowadzącymi do realizacji tych zamierzeń są niewątpliwie nawodnienia, regulacja rzek i racjonalny rozrząd wód powierzchniowych i gruntowych.

Nawadniana obecnie powierzchnia jest stosunkowo mała i stanowi jedynie nieznaczną część dawniej nawadnianych obszarów. Ponadto 93% nawadnianych ziem otrzymuje wodę za pomocą dawnych urządzeń, a kilkuletnia działalność państwa syryjskiego zapewniła uprawę jedynie na 200 tys. ha nowych ziem. W zakresie nawodnień wyprzedza Syrię Palestyna, gdzie powierzchnie nawadniane obejmują powyżej 20% ziem zdalnych do uprawy, mimo że Syria znajduje się pod tym względem w warunkach bardziej korzystnych niż Palestyna.

Syryjski klimat jest niekorzystny dlatego, że jest posuszny w lecie oraz dlatego, że opady atmosferyczne spadają nieregularnie. Jednak przepuszczalność gleby oraz istnienie podziemnych warstw wodonośnych na różnych głębokościach wraz z istnieniem dużych i stałych rzek w znacznym stopniu rekompensują braki klimatu.

Zdaniem hydrologów Syria otrzymuje corocznie 43 mild. m<sup>3</sup> wody w postaci opadów atmosferycznych. Po stracie na parowanie pozostają 32 mild. m<sup>3</sup> wody, z których 24 mild. m<sup>3</sup> zasila wody gruntowe, 8 mild. m<sup>3</sup> spływa korytami rzek i potoków. Eufrat dodaje do ogólnej sumy 27 mild. m<sup>3</sup> wody, z których Syria — zgodnie z międzynarodową umową — może wykorzystać połowę. Tak więc ogólna ilość wód, którymi Syria może teoretycznie rozporządzać, wynosi corocznie około 45 mild. m<sup>3</sup>, co stanowi 50% rocznego odpływu Nilu, względnie 10 razy więcej aniżeli zasoby wodne Palestyny. Żywnice wody dla pokrycia potrzeb życiowych 3 miln. Syryjczyków, przy założeniu zużycia równego 100 litrów na mieszkańca i dobę nie przekracza 100 — 120 miln. m<sup>3</sup> wody rocznie, a więc nie odgrywa zasadniczej roli w ogólnej, teoretycznej objętości wody, stojącej do dyspozycji Syryjczyków. Przy założeniu, że na 1 ha nawodnionej powierzchni ziemi potrzeba około 20 tys. m<sup>3</sup> wody rocznie (1 l/sek w okresie 180 — 200 dni) oraz przy uwzględnieniu zasobów wodnych w ilości 40 mild. m<sup>3</sup> — wystarczy jej dla nawodnienia powierzchni liczącej 2 miln. ha. Z obliczenia wynika, że Syria jest w stanie niemal podwoić powierzchnię ziem uprawnych, która w 1946 r. wynosiła 2290 tys. ha. Nie przywiązując większej wagi do tych w znacznej mierze hipotetycznych obliczeń, stwierdzić jednak należy, na podstawie przeprowadzonych dotychczas badań, że Syria posiada znaczne zasoby wód gruntowych, które po dziś dzień albo w ogóle nie są wykorzystywane, albo są wykorzystywane niewłaściwie. Syria jest krajem szczególnie predestynowanym dla rozwoju rolnictwa, opartego na nawodnieniu.

Szereg problemów, wyłaniających się w związku z realizacją podjętych robót hydrotechnicznych, których zadaniem jest ogólny rozwój kraju, jest wyrazem reakcji starego kraju z jego tradycjami socjalnymi i ekonomicznymi, które — zdaniem profesora syryjskiego uniwersytetu Nazima Moussly — rozwiązać powinni technicy i młode państwo w oparciu i przy pomocy nowej techniki i nowych zasad ekonomicznych.

Inż. Zbigniew Paślawski

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 — DR JADWIGA WŁODEK-SANOJCOWA

### Zależność plonowania roślin uprawnych od układu opadów atmosferycznych

Gleby lekkie, o dużej przepuszczalności i słabym podsiąku, zajmują w Polsce około 70% powierzchni. Są to gleby przeważnie piaszczyste, jak np. piaski luźne jałowe i wydmore, piaski słabo gliniaste oraz gleby naglinowe bielcowe, pobielcowe i brunatne. W większości tych gleb poziom wody gruntowej leży głęboko i przy słabym podsiąku urodzajna warstwa gleby jest zasilana przede wszystkim wodą opadową.

Produkcyjność gleb lekkich w warunkach naturalnych zależy więc w pierwszym rzędzie od wielkości i rozkładu opadów atmosferycznych, względnie od uzupełniających dawek wodnych przy nawodnieniach sztucznych. Stąd też wynika potrzeba badań mających na celu ustalenie zależności pomiędzy rozkładem i wielkością opadów a plonowaniem roślin uprawnych.

W literaturze nie spotykamy poglądów ścisłych dotyczących wpływu opadów na plonowanie roślin uprawnych. Rozbieżności wynikają z różnicy warunków, w jakich prowadzono badania. Niezgodność otrzymywanych wyników pochodzi prawdopodobnie stąd, że większość dotychczasowych badań była wykonywana w warunkach stworzonych sztucznie, jak np. doświadczenia wazonowe, lub też przyjęto za podstawę obliczenia statystyczne, oparte o niezbyt dokładne dane statystyk urzędowych. Wielkości plonów notowanych przez statystyki urzędowe odnoszą się do okręgów terytorialnych, nie są więc związane z typem i rodzajem gleby. Wahanie plonów w poszczególnych latach mogły w dużym stopniu zależeć zarówno od zmienności stosowania zabiegów agrotechnicznych, jak i od zmienności przebiegu opadów atmosferycznych.

Teoria tak zwanych „miesięcy posusznych” opracowana przez Krügera i Zunkera (1), przy dzisiejszych potrzebach wodnych rolnictwa i konieczności oszczędnego gospodarowania wodą nie może być brana pod uwagę dla oceny stosunków opadowych podczas planowania gospodarki wodnej. Krüger uważa, że miesiącami posuszными są takie, które mają w kwietniu opad poniżej 40 mm, w maju poniżej 60 mm, w czerwcu poniżej 70 mm, w lipcu poniżej 60 mm i w sierpniu poniżej 50 mm. Wg Zunkera miesiącami posuszными są takie, które mają opady niższe od 50 mm w kwietniu, niższe od 60 mm w maju, czerwcu, lipcu i sierpniu, a we wrześniu — niższe od 50 mm. (2) Charakterystyczne dla terenów Związku Radzieckiego wyniki badań nad wpływem opadów na plonowanie roślin uprawnych, zebrane w obszernej publikacji przez Ałpatiewa, odnoszą się przede wszystkim do rejonów czarnoziemów i nie mogą być przenoszone na nasze tereny.

Prof. Bac (3) na podstawie 6-letnich badań w Kościelcu sformułował wniosek stwierdzający, że wysokość plonu zależy od rozkładu opadów atmosferycznych, a nie jest zależna od sumy opadów w roku kalendarzowym, ani w okresie wegetacyjnym. Nasze obserwacje wykonane w Czechnicy na polach ustalonych, położonych na madzie piaszczystej, potwierdzają ten wniosek (4). Stwierdziliśmy ponadto, że nie ma zależności pomiędzy sumą opadu triady maj, czerwiec, lipiec, a plonowaniem roślin uprawnych.

Tablica 1. Miesięczny rozkład opadów w okresie wegetacyjnym w Czechnicy

| Rok  | IV   | V     | VI    | VII   | VIII | IX   |
|------|------|-------|-------|-------|------|------|
| 1948 | 11,0 | 108,1 | 61,1  | 52,5  | 71,4 | 6,0  |
| 1949 | 38,3 | 98,3  | 104,4 | 54,8  | 71,6 | 2,2  |
| 1950 | 33,6 | 38,7  | 41,2  | 62,4  | 43,4 | 87,6 |
| 1951 | 11,6 | 75,8  | 25,2  | 101,4 | 67,5 | 17,3 |
| 1952 | 39,8 | 46,1  | 59,7  | 33,6  | 39,2 | 88,0 |
| 1953 | 17,3 | 31,8  | 28,9  | 104,5 | 28,7 | 24,0 |

Porównując plonowanie z miesięcznym rozkładem opadów w poszczególnych latach można wnioskować, że o urodzaju kłosowych ozimych decyduje niewątpliwie opad maja, kłosowych jarych — opad maja i czerwca, a zwłaszcza czerwca, natomiast o urodzaju okopowych — opad lipca.

Tablica 2. Plon roślin uprawnych w q/ha na polach ustalonych w Czechnicy

| Roślina        | R o k |       |       |       |       |       |
|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|                | 1948  | 1949  | 1950  | 1951  | 1952  | 1953  |
| Żyto ozime     | 28,4  | 26,4  | 24,4  | 23,0  | 22,4  | 24,0  |
| Jęczmień ozimy | 25,4  | 23,0  | —     | 21,7  | 20,0  | 21,0  |
| Rzepak ozimy   | 28,0  | 25,0  | 23,0  | 21,0  | 16,0  | 20,0  |
| Pszenica ozima | 24,3  | 28,5  | 20,0  | 20,8  | 19,6  | 16,8  |
| Pszenica jara  | 21,9  | 22,5  | 21,0  | 15,0  | 14,8  | 21,0  |
| Jęczmień jary  | 20,5  | 25,0  | 22,0  | 19,0  | 15,0  | 17,0  |
| Owies          | 23,0  | 23,4  | 10,3  | 17,0  | 18,5  | 10,7  |
| Buraki cukrowe | 280,0 | 285,0 | 287,0 | 390,0 | 236,0 | 410,0 |
| Ziemniaki      | 226,0 | 170,0 | 262,0 | 281,0 | 136,0 | 280,0 |

Stałe obserwacje plonowania i rozkładu opadów, prowadzone przez szereg lat, pozwolą niewątpliwie ustalić optymalne opady dla poszczególnych roślin uprawnych. Na podstawie największych plonów roślin uprawnych z lat 1948 do 1953 ustaliliśmy optymalne zapotrzebowanie opadów dla poszczególnych grup roślin.

Tablica 3. Optymalny miesięczny rozkład opadów dla poszczególnych grup roślin, ustalony na podstawie najwyższych plonów z lat 1948 — 1953 w Czechnicy

| Grupa roślin  | Suma opadów w mm |      |       |       |       |      |      | Suma roczna |
|---------------|------------------|------|-------|-------|-------|------|------|-------------|
|               | XI—III           | IV   | V     | VI    | VII   | VIII | IX   |             |
| Kłosowe ozime | 216,8            | 11,0 | 61,1  | 108,1 | 52,3  | 71,4 | 6,0  | 526,9       |
| Kłosowe jare  | 151,9            | 38,3 | 104,3 | 98,1  | 54,8  | 71,6 | 2,2  | 521,5       |
| Okopowe       | 138,1            | 14,5 | 27,8  | 44,1  | 103,0 | 48,1 | 20,7 | 405,1       |

Z tabl. 3 wynika, że dla uniknięcia większych wahań plonowania w poszczególnych latach na glebach lekkich, o niskim zwierciadle wody gruntowej, należy mieć w rezerwie pewną dawkę wody do nawodnień sztucznych — w maju dla kłosowych ozimych, w czerwcu dla kłosowych jarych, a w lipcu dla okopowych.

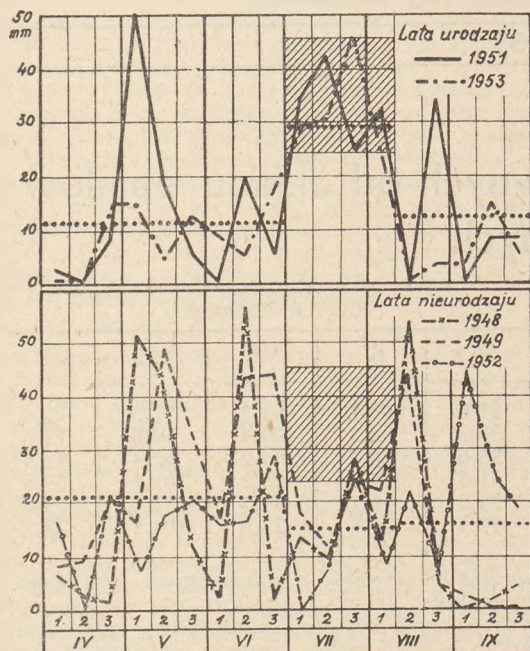
1) Schildknecht A.: Die Bestimmung der Bewässerungsbedürftigkeit in der Landwirtschaft. Der Kulturtechniker 1932 r.

2) Ałpatiew A. M.: Włagoboroł kulturnych rastienij. Leningrad 1954.

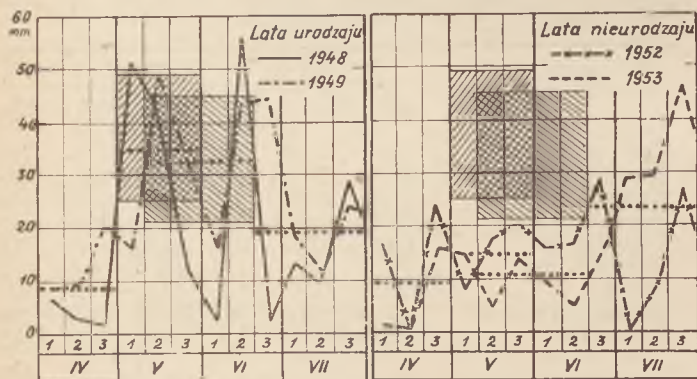
3) Bac St. Baraniecki M.: Gospodarka wodna na podstawie badań meteorologiczno-rolniczych Rolniczej Stacji Doświadczalnej w Kościelcu. Prace PIM. Zeszyt 4. Warszawa 1934.

4) Kutera J.: Wpływ niektórych czynników klimatycznych na plonowanie roślin uprawnych. Maszynopis Wrocław 1954.

Trzeba dodać, że przedstawiony optymalny rozkład opadów dla poszczególnych roślin uprawnych będzie istotnie najlepszy wtedy, gdy opady w miesiącach decydujących o zbiorach będą rozłożone w dekadach; może się bowiem zdarzyć, że większy deszcz spadnie na początku miesiąca, a pozostałe dni mogą być bez opadu.



Rys. 1. Przebieg opadów atmosferycznych w latach urodzaju i nieurodaju okopowych na Polach Ustalonych w Czechnicy



Rys. 2. Przebieg opadów atmosferycznych w latach urodzaju i nieurodaju kłosowych na Polach Ustalonych w Czechnicy

Zakreskowane prostokąty nałożone na wykresy opadów dekadowych w latach urodzaju i nieurodaju (rys. 1 i 2) wskazują, że o ile sumy opadów ułożą się w granicach 25 do 50 mm we wszystkich dekadach maja, to przy sprzyjającym układzie innych czynników wzrostu można spodziewać się dobrych zbiorów ozimin. Dobry zbiór kłosowych jarych zapewnia opad w granicach 25 do 45 mm w ostatnich dwóch dekadach maja i w pierwszych dwóch czerwca. Okopowe natomiast najlepiej plonują przy opadzie w granicach 25 do 45 mm we wszystkich dekadach lipca i w pierwszej dekadzie sierpnia.

Jak wynika z poziomych linii kropkowanych na rysunkach, układ średnich opadowych poszczególnych dekad, w obrębie prostokątów optymalnych opadów i poza prostokątami jest w latach urodzaju wprost przeciwny niż w latach nieurodaju. Lata urodzaju charakteryzują się wysoką średnią opadową z dekad prostokąta optymalnych opadów i niskimi opadami poza prostokątami. Natomiast w latach nieurodaju występują stosunkowo duże opady poza zarysem prostokątów optymalnych opadów, a niskie w ich obrębie. Na glebach lekkich opady poprzedzające okresy krytyczne zapotrzebowania wodnego roślin prawdopodobnie nie będą miały większego znaczenia. Podobnie opady spóźnione nie wpływają istotnie na plony roślin uprawnych.

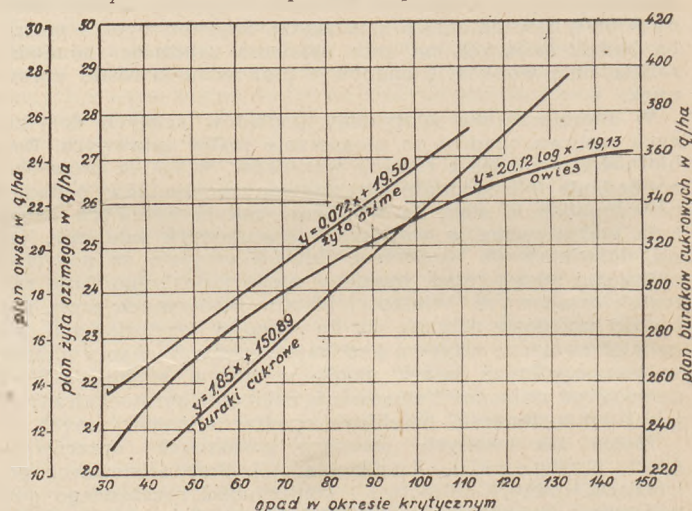
W roku 1953 uzyskano wysoki plon buraków cukrowych (410 q/ha), przy połowie normalnego wieloletniego średniego opadu rocznego (369 mm — 1953 r., 649 mm — średni wieloletni), ponieważ w lipcu opad wyniósł 104 mm.

Tablica 4. Zużycie wody opadowej w mm na wytworzenie 1 q buraków cukrowych w Czechnicy

| Rok  | Opad okresu wegetacji | Opad okresu krytycznego | Plon w q/ha | Zużycie wody w mm/q |
|------|-----------------------|-------------------------|-------------|---------------------|
| 1948 | 310,1                 | 64,8                    | 280,0       | 1,11                |
| 1949 | 369,6                 | 76,8                    | 285,0       | 1,30                |
| 1950 | 307,1                 | 83,5                    | 287,0       | 1,07                |
| 1951 | 298,8                 | 134,1                   | 390,0       | 0,77                |
| 1952 | 306,4                 | 42,2                    | 236,0       | 1,30                |
| 1953 | 235,2                 | 129,8                   | 410,0       | 0,57                |

Zużycie wody opadowej na wytworzenie 1 q plonu, dostarczonej w okresie krytycznym, jest najoszczędniejsze. W 1953 r. przy stosunkowo wysokim opadzie w okresie krytycznym, produktywnie zużycie wody opadowej było o przeszło 50% niższe w porównaniu z latami o niewielkiej sumie opadów w tym okresie.

Dostarczenie roślinom optimum wody podczas okresu krytycznego, przy niewielkich opadach poza tymi okresami, umożliwia w znacznym stopniu ograniczenie nieproduktywnych strat wody i składników pokarmowych.

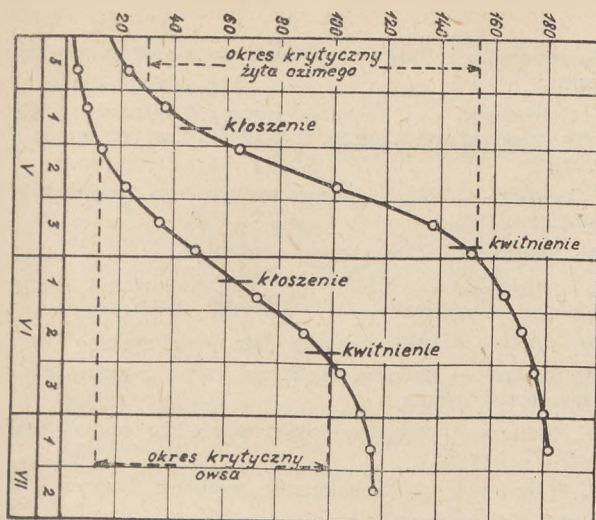


Rys. 3. Zależność plonu roślin uprawnych od sumy opadów atmosferycznych w okresie krytycznym

Jak wynika z rysunku 3, znaczenie opadów w okresie krytycznym potwierdza dość ścisła zależność liniowa pomiędzy sumą opadu okresu krytycznego, a plonowaniem roślin uprawnych. Dla żyta ozimego zależność tę wyraża prosta o równaniu  $y = 0,072x + 19,50$  w przedziale od 30 do 110 mm opadu, a dla buraków cukrowych prosta o równaniu  $y = 1,85x + 150,89$  w przedziale 40 do 130 mm opadu. Dla owsa stosunek opadu okresu krytycznego do plonu ziarna wyraża się krzywą logarytmiczną o równaniu  $y = 20,12 \log x - 19,13$ , w przedziale od 30 do 150 mm opadu.

W okresie krytycznym owsa przypadającym na ostatnie dwie dekady maja i dwie pierwsze czerwca, każdy dalszy przyrost małych wartości opadowych tego okresu powoduje większą zwyzkę plonu niż dalszy przyrost wyższych wartości opadowych. Największe zatem plony wywołują opady w okresie krytycznym, gdy czynnik opadowy, w stosunku do potrzeb wodnych rośliny, występuje w minimum.

Okresy krytyczne zapotrzebowania wodnego roślin uprawnych występują w ścisłym związku z rozwojem i wiekiem rośliny, gdyż zmiany w rozwoju i wiek organizmu wywierają wpływ na jego ilościowy stosunek do warunków życia. Okresy krytyczne zapotrzebowania wodnego roślin uprawnych występują w okresie ich najbujniejszego rozwoju wegetatywnego. Zapotrzebowanie wodne roślin rośnie z przyrostem masy, a więc z ich wzrostem. Ponieważ wzrost roślin w okresie wegetacyjnym jest nierównomierny, potrzeby wodne w okresie poszczególnych faz fenologicznych będą różne.



Rys. 4. Okresy krytyczne na tle krzywych wzrostu roślin uprawnych

Najszybszy wzrost owsa rozpoczyna się około dwadzieścia dni przed kłosem i kończy się na kilka dni przed kwitnieniem. Początek dużego przyspieszenia wzrostu żyta rozpoczyna się na kilka dni przed kłosem i trwa do początków kwitnienia. Międzyfazy najszybszego wzrostu pokrywają się więc z największym zapotrzebowaniem wodnym i obejmują duże okresy krytyczne. Najbardziej ujemnie na wzroście roślin odbija się zatem susza w okresie bujnego wzrostu, tj. w czasie od kłosa do kwitnienia.

W naszych warunkach rośliny uprawne korzystają od wschodów do początków kłosa z zapasów wody zmagazynowanej w glebie w okresie zimy i zwykle nie odczuwają braku

wody. Natomiast w okresie kwitnienia i dojrzewania aż do zbiorów, o ile w okresie krytycznym spadła wystarczająca ilość opadów, wysokie i częste deszcze są niepożądane, a to w celu uniknięcia infekcji roślin i zmagazynowania energii życiowej dla wytworzenia ziarna. W tym okresie ogniwem przyczynowym plonowania będzie prawdopodobnie ciepło.

Zestawienia wieloletnie i mapy opadowe wskazują, że największe opady przypadają na większości obszaru Polski w okresie lata, zwłaszcza w lipcu, wobec czego naturalny układ opadów w Polsce najlepiej odpowiada okopowym.

Niedobory opadowe dla ozimin wyrównywane są częściowo wodami zmagazynowanymi w glebie w okresie zimy. Najwcześniejszy rozwój i wzrost ozimin, spośród trzech zasadniczych grup roślin uprawnych, pozwala kłosom ozimym pokryć potrzeby wodne przed okresem krytycznym z zapasów wody wiosennej, w związku z czym okres krytyczny tych roślin jest najbardziej skrócony.

Układ naturalny opadów atmosferycznych przedstawia się najmniej korzystnie dla zbóż jarych, gdyż ich wzrastające z rozwojem zapotrzebowanie wodne jest spóźnione w stosunku do możliwości większego korzystania z wody wiosennej. Ponadto okres krytyczny jarych przypada zwykle na okres załamania się krzywej opadowej okresu wegetacyjnego. Charakterystyczne zwłaszcza dla Dolnego Śląska jest to, że z miesięcy późnowiosennych i letnich czerwiec ma zwykle najniższe opady.

Biorąc pod uwagę konieczność oszczędnego gospodarowania wodą, przy zaspokajaniu potrzeb wodnych roślin uprawnych oraz w celu uniknięcia większych wahań plonów w poszczególnych latach, na glebach lekkich należy w okresach krytycznych roślin mieć w rezerwie pewną dawkę wody do nawodnień sztucznych. Dawka ta w ilości od 25 do 45 mm na każdą z dekad okresu krytycznego jest potrzebna dla ozimin w maju, dla jarych w dwóch ostatnich dekadach maja i dwóch pierwszych czerwca i dla okopowych w lipcu i pierwszej dekadzie sierpnia.

MGR W. SZKLARZ

Terenowy Ośrodek Badawczy  
we Wrocławiu

## Badania wielkości kropli i parowania podczas deszczowania<sup>1)</sup>

W 1953 roku przeprowadziliśmy w Zakładzie Doświadczalnym Czechnica deszczowanie z zastosowaniem zraszaczy Perrot BF 36 o średnicy dyszy 16 mm. Badania polegały na określeniu wielkości kropli w poszczególnych punktach powierzchni deszczowanej. Określenie wielkości kropli przeprowadziliśmy przy różnych ciśnieniach w dyszy, stosując strumień zwarty i rozbity. Okazało się, że przy deszczowaniu strumieniem zwartym w miarę oddalania się od zraszacza wielkość kropli rośnie od 1,3 do ponad 5,0 mm. Ze wzrostem ciśnienia od 2 do 3,8 atmosfery wielkość kropli maleje bardzo wyraźnie, natomiast dalszy wzrost ciśnienia wywołuje tylko nieznaczne zmniejszenie się kropli.

Stosując strumień rozbity, w miarę oddalania się od zraszacza obserwujemy mniejszy wzrost wielkości kropli niż przy strumieniu zwartym. Zwiększenie średnicy kropli od 1,6 do 3,2 mm następuje tylko przy równoczesnym wzroście ciśnienia powyżej 3,0 atmosfer. Ciśnienie w dyszy mniejsze od 3,0 atm. powoduje zmniejszenie się wielkości kropli w miarę oddalania się od zraszacza. Najlepszy układ wielkości kropli w obu wypadkach otrzymaliśmy wtedy, gdy ciśnienie w dyszy wynosiło około 4,0 atm.

Deszczowanie strumieniem rozbitym jest korzystniejsze, ze względu na otrzymywanie mniejszej wielkości kropli.

Przebadaliśmy również wpływ wiatru na rozmieszczenie wielkości kropli podczas deszczowania. Stwierdziliśmy istnienie zależności wielkości kropli od kierunku strumienia w sto-

sunku do wiatru. Gdy strumień ustawiony jest zgodnie z wiatrem, zasięg i średnie wielkości kropli są większe aniżeli w sytuacji odwrotnej (pod wiatr). Z tego wynika, że na wielkość kropli i zasięg strumienia, oprócz ciśnienia w dyszy, decydujący wpływ ma opór powietrza.

Znając wielkość kropli i ilość wody, jaka spada w każdym punkcie powierzchni deszczowanej, obliczyliśmy za pomocą wzorów teoretycznych współczynnik parowania  $\gamma$  podczas deszczowania, przy różnym ciśnieniu w dyszy oraz przy różnym niedosycie wilgoci powietrza. Współczynnik parowania  $\gamma$  obliczyliśmy w ten sposób, że podzieliliśmy obliczoną teoretycznie objętość wody w chwili wyjścia z dyszy przez obję-

tość wody zmierzoną na powierzchni gruntu ( $\gamma = \frac{Q}{q}$ )

Podczas deszczowania mogą powstać warunki, w których straty wody na parowanie będą sięgać nawet do 50%. Celem zmniejszenia współczynnika parowania należy deszczować o takiej porze dnia, kiedy niedosyt wilgoci powietrza nie przekracza 10 mb. W pracy swej na rysunku 5 podaliśmy wielkość współczynnika parowania w zależności od średnicy kropli i niedosytu wilgoci powietrza. Z pomiaru wilgoci powietrza okazało się, że stopień zachmurzenia następującego szczególnie w ciągu dnia ma wybitny wpływ na niedosyt wilgoci powietrza. Najodpowiedniejszą porą deszczowania przy niebie jasnym jest więc czas od godzin wieczornych (17—19) przez całą noc do godzin rannych (8—10) z przerwą między godziną 8 a 19, zaś przy niebie zachmurzonym od godzin popołudniowych (14—16) przez noc do przedpołudnia (10—11), z przerwą między godziną 10 a 16.

<sup>1)</sup> Streszczenie pracy przygotowanej do druku w serii Melioracji i Użytków Zielonych RNR.

## KOMUNIKAT

W najbliższym czasie ukaże się w druku pierwszy zeszyt nowoutworzonej Serii Melioracji i Użytków Zielonych Roczników Nauk Rolniczych.

Zeszyt ten, poświęcony zagadnieniom erozyjnym, zawierać będzie następujące prace:

1. A. Reniger — Spływ gleb na uprawianych zboczach.
2. S. Zubrzycki — Próba matematycznego ujęcia rzeźby terenu jako czynnika erozji.
3. Z. Martini — Rozważania dotyczące teorii pracy narzędzi rolniczych pracujących na zboczach.
4. W. Czyżyk — Przemieszczanie gleby na zboczu pod działaniem orki.
5. R. Hlibowicki — Przemieszczanie gleb i kształt pól uprawnych.
6. K. Figuła — Wstępna charakterystyka zjawisk erozji na terenie kilku powiatów województwa krakowskiego.
7. A. Reniger — Erozja gleb na terenie podgórskim w obrębie zlewni potoku Łukowica.
8. B. Dobrzański, B. Zbysław — Wpływ erozji na ewolucję czarnoziemiu.
9. S. Ziemnicki — Wprowadzenie przeciwoerozyjnego układu pól na czarnoziemiu w Werbkowicach.
10. J. Bury-Zalewska, E. Sławkowski, A. Ładomirska — Problematyka badań i wstępne prace badawcze, rolniczo-melioracyjne na polu przeciwoerozyjnym Zakładu Doświadczalnego w Werbkowicach.
11. S. Ziemnicki — Kierowanie zmianami ukształtowania terenu przy pomocy zabiegów przeciwoerozyjnych w Stawinie.
12. S. Rogiński, W. Roguski — Zabiegi przeciwoerozyjne w krajobrazie moreny dennej w wyniku badań przeprowadzonych w Zakładzie Doświadczalnym w Minikowie.
13. Bibliografia literatury erozyjnej w okresie Dziesięciolecia Polski Ludowej.

W roku bieżącym ukażą się ponadto następujące zeszyty problemowe:

#### II. Zeszyt klimatologiczny z następującymi pracami:

1. E. Hohendorf — Przedmowa
2. E. Hohendorf — Instrukcja i kwestionariusz do badań wpływu zadrzewień śródpolnych na mikroklimat przyległych pól
3. J. Kuter — Wpływ niektórych czynników klimatycznych na plonowanie roślin uprawnych
4. J. Sowiński — Zagadnienie zadrzewień śródpolnych w świetle początkowych badań w Turwi i Gołębinie
5. A. Czartoryski, J. Michalik — Wpływ izolowanego zadrzewienia na kształtowanie się mikroklimatu przyległych pól w Rogaczewie
6. J. Kuter — Wpływ zadrzewień śródpolnych na gospodarkę wodną pól uprawnych sąsiadujących z zadrzewieniami
7. E. Hohendorf — Wstępne badania mikroklimatyczne w Rożniatym
8. E. Hohendorf, E. Bohr — Wstępne badania nad wpływem zadrzewień nad rowami melioracyjnymi w terenie falistym na niektóre elementy mikroklimatu w Wałyczu
9. E. Hohendorf — Wpływ kompleksu równoległych szeregów pojedynczych drzew na mikroklimat przyległych łąk w Żuławce
10. J. Tomanek — Wpływ ściany lasu na kształtowanie się niektórych czynników mikroklimatycznych przyległych pól w Wąwale
11. W. Roguski — Wstępne badania nad klimatem lokalnym doliny Kanału Bydgoskiego w Minikowie
12. H. Mitosek — Badania mikroklimatyczne w przełomowym odcinku Wisły w latach 1952 i 1953
13. H. Mitosek — Badania klimatu lokalnego na terenie leśnictwa Ruda k. Puław

#### III. Zeszyt melioracyjny przypuszczalnie z następującymi pracami:

1. J. Ostromecki — Obliczanie surowych bilansów wodnych przy łącznym uwzględnieniu wskaźników parowania i retencji
2. J. Lambor — Obliczenie surowych bilansów wodnych metodą korelat
3. W. Stephan — Wyznaczenie retencji
4. J. Ostromecki — Obliczanie zapotrzebowania wody dla łąk zmeliorowanych
5. W. Szklarz — Deszczowanie łąk wodą rzeczną
6. W. Szklarz — Badania wielkości kropli i parowania podczas deszczowania
7. W. Szklarz — Wpływ deszczowania na rozwój korzeni darni łąkowej
8. S. Marcilonek — Nawadnianie wgłębne warzyw
9. J. Ostromecki — Projektowanie profilu podłużnego rowów i drenów w torfowiskach

#### IV. Zeszyt łąkowo-torfowy przypuszczalnie z następującymi pracami:

1. Z. Golonka — Upowszechnienie studiów geobotanicznych w Polsce
2. W. Sławiński — Zarys teorii szaty roślinnej łąk
3. L. Doboszyński — „Kwaśne trawy” i „Pełna uprawa”
4. S. Włodarczyk — Zakładanie łąk i pastwisk w rejonach górskich i podgórskich metodą samozadarniania i wsiewek konicznych z trawami
5. W. Lidtke — Studia nad rozwojem mieszanek trawiatych na łąkach nawadnianych wodami ściekowymi przy różnej intensywności nawodnień
6. S. Tołpa — Zagadnienie racjonalnej eksploatacji torfowisk dla celów opałowców.

Aby ułatwić zainteresowanym nabywanie Serii Melioracyjnej Użytków Zielonych, IMUZ prosił o nadsyłanie za pośrednictwem SITWM zgłoszeń na prenumeratę, które zostały nadesłane z wielu instytucji i od osób indywidualnych.

Ponieważ sposób prenumeraty uległ pewnej zmianie, wyjaśniamy obecnie jej zasady.

Wysyłką Roczników Nauk Rolniczych zajmuje się wyłącznie Księgarnia Rolnicza Domu Książki w Warszawie. Prenumeratorom indywidualnym wysyła się Roczniki wyłącznie za zaliczeniem pocztowym. Instytucje mogą je otrzymywać po dokonaniu przelewu na podstawie wystawionego przez Księgarnię Rolniczą rachunku prowizorycznego. Na zlecenie instytucji Księgarnia wysyła Roczniki pod adresy wskazane w rozdzielniku.

Koszt 1 zeszytu RNR wynosi 12.— zł. do czego dochodzą koszty przesyłki i zaliczenia w wysokości do 4.— zł.

Ponieważ nadesłane dotychczas do IMUZ zamówienia nie zawierają dokładnych adresów prenumeratorów, uprzejmie prosimy o dokonanie powtórnych zgłoszeń zawierających imię, nazwisko i dokładny adres prenumeratora zaznaczając, że zamówienia dotyczą RNR Serii Melioracji i Użytków Zielonych.

Zgłoszenia można nadsyłać:

1. bezpośrednio do Księgarni Rolniczej Domu Książki w Warszawie, Aleje Jerozolimskie 105,
2. do Instytutu Melioracji i Użytków Zielonych, Działowy Ośrodek Dokumentacji i Wydawnictw, Warszawa, ul. Nowogrodzka 50,

Instytucje centralne składające zamówienie powinny podać adres na jaki mają być wysyłane rachunki prowizoryczne, na podstawie których będą dokonywane przelewy oraz ew. adresy placówek terenowych, gdzie Roczniki mają być wysyłane.

Komitet Redakcyjny Terminarza Technika, zawiadamia członków NOT, że zamówienia na:

## TERMINARZ TECHNIKA 1956 ROKU

będą przyjmowane przez oddziały Naczelnej Organizacji Technicznej od dnia 1.XI do dnia 30.XI.1955 r. włącznie.

Terminarz Technika 1956 r. zawierać będzie 17 odrębnych mutacji: 1) Agrotechnikę, 2) Budownictwo, 3) Chemię, 4) Energoelektrykę, 5) Geodezję i Wodno-meliorację, 6) Górnictwo, 7) Hutnictwo, 8) Komunikację, 9) Leśnictwo i Drzewnictwo, 10) Mechanikę, 11) Odlewnictwo, 12) Poligrafikę, i Papiernictwo, 13) Przemysł Spożywczy, 14) Włókiennictwo, 15) Wodociągi i Kanalizację, Ogrzewnictwo, Gazownictwo, 16) Teleelektrykę, 17) Zootechnikę.

Cena egzemplarza zł. 10.—

Sekcja Główna Transportu i Budownictwa Wodnego  
Stow. Nauk.-Techn. Inżynierów i Techników Komunikacji  
organizuje w dniach 11 — 13 listopada 1955 r. we Wrocławiu

### KONFERENCJĘ NAUKOWO-TECHNICZNĄ

*na temat*

#### „Zadania dróg wodnych w świetle kompleksowej gospodarki wodnej“

Omówione będą m.in. zasady gospodarki wodnej w Polsce w świetle doświadczeń własnych i krajów sąsiednich, bieżące zadania dróg wodnych w zakresie gospodarki wodnej w kraju i powiązanie ich z zadaniami innych resortów. 5-letni plan rozbudowy dróg wodnych w świetle ogólnych potrzeb gospodarki wodą w kraju.

**PRZEGLĄD TECHNICZNY** — organ główny Naczelnej Organizacji Technicznej — Nr 8/55 zawiera następujące artykuły:

- Polska technika w służbie handlu zagranicznego — S. Halicki
- Aktywizacja gospodarcza regionu bużańskiego na tle wykorzystania wód rzeki Bugu — inż. C. Stepnowski
- Przygotowanie kadr dla przemysłu maszynowego — prof. inż. J. Tymowski
- Zadania techników w walce o oszczędne zużycie materiałów — D. Nomańczuk
- Rodzaje mechanizacji i przenośne narzędzia mechaniczne do wykonywania pracochłonnych czynności ręcznych — prof. L. Uzarowicz
- Postęp techniczny w zakresie aparatury i metod radiologii przemysłowej w świetle międzynarodowej konferencji w Brukseli — inż. J. Metera
- Rola Przeglądu Technicznego w rozwoju polskiej techniki — dr J. Pazdur

Oprócz tego zeszyt zawiera: Nowiny techniczne z prasy zagranicznej. — Wolną Trybunę. — Sprawy organizacyjne NOT i stowarzyszeń. — Krytykę i bibliografię. — Kronikę. — Biuletyn CIDNT. — Biuletyn GUM.

## NAGRODY PWT

Dyrekcja Państwowych Wydawnictw Technicznych przyznała następujące nagrody i dyplomy uznania autorom i tłumaczom najlepszych książek wydanych w roku 1954.

## NAGRODY ZA PRACE AUTORSKIE:

I nagroda w wysokości zł 5.000.—

Z. Skoczynski i P. Nowacki — za pracę pt. „Zwarcia w wysokonapięciowych układach energoelektrycznych”,

II nagroda w wysokości zł 4.000.—

P. Kosieradzki — za pracę pt. „Obróbka cieplna metali”,

III nagroda w wysokości zł 3.000.—

M. Skarbiński — za pracę pt. „Projektowanie procesów technologicznych w odlewni”.

Nagroda za pracę przeznaczoną dla robotników w wysokości zł 2.000.—

P. Piotrowski — „Najprostsze roboty tokarskie w kłach”.

## TŁUMACZENIA:

I nagroda w wysokości zł 3.000.—

Za tłumaczenie książki Kasatkina pt. „Podstawowe procesy i aparaty w technologii chemicznej” — otrzymują:

J. Borysowski, J. Ciborowski, T. Czarnota, Cz. Krępski, B. Młodziński, A. Selecki,

II nagroda w wysokości zł 1.500.—

za tłumaczenie pracy zbiorowej pod red. prof. Sirotńskiego pt. „Technologia wysokich napięć” — otrzymują:

Z. Hasterman i L. Maksiejewski

II nagroda w wysokości zł 1.500.—

za tłumaczenie książki Gierasimowa i innych pt. „Automatyczna regulacja urządzeń kotłów parowych” —

otrzymują:

E. Augustyniak i W. Nałęcz-Gembicki.

## DYPLOMY UZNANIA ZA PRACE AUTORSKIE:

W. Pac — za pracę pt. „Próby mechaniczne w spawalnictwie”,

W. Pełczewski — za pracę pt. „Wzmacniacze elektromaszynowe”,

W. Starczakow — za pracę pt. „Przekładniki”

## DYPLOMY UZNANIA ZA PRACE PRZEZNACZONE DLA ROBOTNIKÓW:

W. Mermon — za pracę pt. „Jak obchodzić się z obrażarką”

L. Noiszewski — za pracę pt. „Pomocnik formierza”.

## DYPLOMY UZNANIA ZA TŁUMACZENIA:

E. Górecki — za tłumaczenie książki Ramma pt. „Procesy absorpcyjne w przemyśle”

M. Morawiecka i W. Polowa — za tłumaczenie książki Worocowa pt. „Podstawy syntezy półproduktów i barwników”

T. Koter — za tłumaczenie książki Żerwie pt. „Przemysłowe badania maszyn elektrycznych”.

## WYDAWNICTWO „BUDOWNICTWO I ARCHITEKTURA”

## poleca

Bartoszewicz S.: **Przemysł materiałów budowlanych 1944—1954.**

Osiągnięcia i perspektywy. 1955. s. 101, zł 8,50

Baturin W. W.: **Podstawy wentylacji przemysłowej.** Wyd. 2. poprawnione. Tłum. z ros. A. Wysocki. 1955, s. 347, zł 36,50

Czyż E.: **Wzory i przykłady liczbowe obliczeń statystycznych.**

Tom 4. Instytut Techniki Budowlanej. 1955, s. 92, zł 16,50

Hildebrand J.: **Zurawie elektryczne i spalınowe.** 1955, s. 144, zł 5,25

Jasiński W., Czajkowski K.: **Formowanie wyrobów ceglarskich.** 1955 s. 90, zł 3.—

Kita S.: **Roboty kamieniarskie w budownictwie.** 1955, s. 153, zł 6,20

Kluz T.: **Strunobetonowe wkładki deskowe.** 1955, s. 234, zł 15,80

Kluz T.: **Technika i wytyczne wykonywania sprężonych belek kablowych.** 1955, s. 192, zł 11,50

Kotyński S.: **Metody statystyczne w budownictwie.** 1955, s. 123, zł 6,30

Obliczanie konstrukcji budowlanych metodą stanów granicznych. Praca zbiorowa. Tłum. z ros. D. Klajnerman i M. Szymański. 1955, s. 252, z. 23,40

Pogorzelski J.: **Konstrukcje przemysłowe.** Część 3. Konstrukcje żelbetowe 1955, s. 323, zł 10,50

Przestępski Wł.: **Zimowe roboty budowlane.** Koszty dodatkowe. 1955. s. 128, zł 13,60

Przyłęcki H.: **Badania wody, ścieków, osadów i gazów w zakresie techniki sanitarnej.** Tom. 2. Badania bakteriologiczne i hydrobiologiczne. 1955, s. 268, zł 32.—

Roboty budowlane w warunkach zimowych. Tłum. z ros. S. Janiszewicz. 1955, s. 300, zł 21,50

Szałwiński B.: **Technologia ceramiki szlachetnej i półszlachetnej.** 1955, s. 548, zł 23,70

Urban L.: **Krycie dachów blachą.** 1955, s. 104, zł 4,80.

Do nabycia w księgarniach technicznych Domu Książki i u kolporterów zakładowych.

## UWAGA PRENUMERATORZY CZASOPISM TECHNICZNYCH NOT

Od dnia 11 listopada br. likwiduje się przyjmowanie prenumeraty przez listonoszy miejskich. Poczawszy od tego terminu zamówienia na prenumeratę normalną na rok 56 przyjmować będą w miastach wyłącznie placówki pocztowe, a na wsi placówki pocztowe i listonosze.