

2623 SZKOŁY PEDAGOGICZNEJ
W GDŃSKU

GOSPO DARKA WODNA



Nr 5
1956

MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM
GOSPODARKI WODNEJ I BUDOWNICTWA WODNEGO

(WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ)

T R E Ś Ć

DZIAŁ I — PLANOWANIE, ORGANIZACJA

Inż. Andrzej Szczawiński — O konieczności powołania Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Gospodarki Wodnej	176
Prof. inż. Eugeniusz Zaczynski — Wytyczne organizacji gospodarki wodnej i ściekowej w zakładach przemysłowych	178
Prof. inż. Zygmunt Rudolf — Organizacja i kontrola ochrony wód powierzchniowych przed zanieczyszczeniem w Polsce	181
Mgr Tadeusz Jaguszewski — O aktualnej reorganizacji służby wodno-melioracyjnej	183
Inż. Zygmunt Ganowicz — Pompownie wodno-melioracyjne dla nawodnień i ich podstawy hydrologiczne	184

DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

Doc. inż. Leonard Skibniewski — Znaczenie normalnych zarośli brzegowych w zagospodarowaniu rzek i zbiorników	190
Inż. Edmund Wędziński — Parcie ziemi na mury oporowe przy naziomie załamany lub płaskim poziomym z obciążeniem na części odłamu	194

DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO

Inż. Zenon Zapalski — Umacnianie gruntów rodzimymi nasypów przy wznoszeniu budowli hydrotechnicznych	198
Inż. Krzysztof Fiedler — Analiza przyczyn i przebiegu niektórych katastrof budowli piętrzących	203
PRZEGLĄD WYDAWNICTWA	209
KRONIKA	212
Prof. inż. Tadeusz Tillinger — Podręczne słownictwo w zakresie dróg wodnych (materiały do słownika w 5 językach)	wkładka
BIULETYN INSTYTUTU MELIORACJI I UŻYTKÓW ZIELONYCH	215

СОДЕРЖАНИЕ

SOMMAIRE

CONTENTS

- О необходимости создать Общество Инженеров и Техников водного хозяйства.
- Ведущие линии организации водного и водосточного хозяйства на промышленных предприятиях.
- Организация и контроль охраны перед загрязнением поверхностных вод в Польше.
- По делу актуальной реорганизации водно-мелиорационной службы.
- Водно-мелиоративные насосные станции для цели обводнения и их гидрологические основы.
- Значение нормальных береговых зарослей в деле благоустройства рек и водохранилищ.
- Напор земли на опорные стены при переломленном или плоском горизонтальном наземном перекрытии, с распределением давления по частям перелома.
- Укрепление естественных пород и насыпей при постройке гидротехнических сооружений.
- Анализ причин и хода развития некоторых катастроф при постройке водоподпорных сооружений.
- Обзор издательств.
- Хроника.
- Настольная лексикология в области водных путей.
- Буллетень Института Мелиорации и Зеленых Угодий.

- Sur la nécessité de créer une Association des Ingénieurs et Techniciens d'Aménagement des Eaux.
- Lignes directrices de l'aménagement de l'alimentation et décharge d'eau dans les entreprises industrielles.
- Organisation et contrôle de la protection contre encroissement des eaux de surface en Pologne.
- En matière de la réorganisation actuelle du service d'amélioration.
- Stations de pompage pour les fins d'irrigation des terrains et leur calcul hydrologique.
- Rôle des broussailles normales de rivage pour l'aménagement des rivières et des réservoirs d'eau.
- Poussée du sol sur les murs de support à recouvrement fracturé ou plat en plan horizontal, avec distribution de la pression sur les parties de la superficie fracturée.
- Renforcement des formations naturelles et des remblais lors de l'exécution des constructions hydrotechniques.
- Analyse des causes et de la course de certaines catastrophes lors de l'exécution des constructions d'eau enflée.
- Revue des Publications.
- Chronique.
- Lexicologie courante dans le domaine des voies d'eau.
- Bulletin de l'Institut d'Amélioration de la Culture des Prés et des Pâturages Agricoles

- On the necessity to create an Association of Engineers and Technicians of Water Management.
- Directory lines of organization of the water supply and discharge economy in industrial enterprises.
- Organization and control of the protection against fauling of surface waters in Poland.
- In matter of the actual reorganization of the land improvement service.
- Land improvement pumping stations for watering purposes and their hydrological bases.
- Importance of normal coast brushwood for the due management of rivers and water basins.
- Stress of soil on the bearing walls with fractured or flat horizontal overlap and pressure distribution on the fractured parts.
- Reinforcement of natural formations and of artificial embankments in connection with hydrotechnical works.
- Analysis of the causes and the run of some catastrophes occurring in backwater constructions.
- Review of Publications.
- Chronicle.
- Current lexicology concerning water ways.
- Bulletin of the Agricultural Meliorations and Grasslands Institute.

GOSPODARKA WODNA

M I E S I Ę C Z N I K

POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI WODNEJ I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XVI

WARSZAWA, MAJ 1956 R.

Nr 5 (114)

Każde zbiorowe dzieło pracy ludzkiej zyskuje na wartości, jeżeli twórczy impuls i inicjatywa jednostek przeradza się w kolegalny, zorganizowany wysiłek całego społeczeństwa. Dotyczy to również zagadnień gospodarki wodnej, włączającej niemal w każdą dziedzinę życia. Nie do pomyślenia jest dzisiaj racjonalny dalszy rozwój gospodarki narodowej, a w pierwszym rzędzie przemysłu i rolnictwa bez rozwiązania problemów gospodarki wodnej kraju.

Do niedawna jeszcze świadomość ważności zagadnień wodnych posiadali tylko hydrotechnicy, przy czym nieliczne jednostki lub małe grupy dyskutowały przeważnie tylko poszczególne wycinkowe problemy. W 1955 r. pisaliśmy z okazji Święta Pracy 1 Maja, że niewątpliwie toczą się dyskusje wśród hydrotechników, lecz często nie są ujawniane na zewnątrz; wskazywaliśmy na konieczność spotęgowania tych dyskusji, wydobywania ich niejako z ukrycia, przepełnienia ich — w myśl wytycznych III Plenum KC PZPR — duchem śmiałej krytyki i samokrytyki.

Jakże inny obraz przedstawia się dzisiaj. Nie będziemy powtarzali tu treści wygłoszonych licznych referatów na zjazdach i konferencjach naukowo-technicznych oraz wypowiedzi dyskutujących. Ogólnie oceniając dorobek minionego roku w życiu naszych stowarzyszeń zrzeszonych w NOT, możemy stwierdzić coraz częstsze objawy zdrowej krytyki, objawy samodzielnego myślenia. Dyskusje na tematy związane z gospodarką wodną stały się bardziej otwarte i powszechne: rozszerzyły się one z kręgu stowarzyszeń grupujących inżynierów i techników wodnych na stowarzyszenia innych branż, jak chemików, przemysłu hutniczego, przemysłu papierniczego, przemysłu rolnego itd. zainteresowanych w racjonalnym rozwoju gospodarki wodnej. W ciągu minionego roku szerokie i coraz bardziej rzeczowe dyskusje wniosły wiele momentów twórczych w dzieło rozbudowy gospodarki wodnej w Polsce, oddziałując tym samym dodatnio na rozwój naszego życia gospodarczego.

Toczy się w dalszym ciągu dyskusja nad planem perspektywicznym gospodarki wodnej, nad planem 5-letnim, wreszcie nad planami zagadnień wodnych w poszczególnych resortach i nad wieloma wycinkowymi problemami związanymi z realizacją inwestycji wodnych. Pewna część tych dyskusji wewnątrzresortowych i stowarzyszeniowych znajduje odbicie na łamach czasopisma. Coraz częściej również zabierają głos poszczególni autorzy, traktując swoje wypowiedzi jako dyskusyjne. Zjawiska te napawają nas nadzieją, że tym zbiorowym, zataczającym coraz szersze kręgi, wysiłkiem twórczym przyczynimy się do radykalnej poprawy gospodarki wodnej w Polsce.

Wiemy, że o wynikach pracy decydują ludzie, ich kwalifikacje społeczne i zawodowe. Odpowiedni dobór kadr, ich zastosowanie i wychowanie, powinno znajdować się w centrum naszej uwagi, jako zasadniczy warunek powodzenia wszelkich zamierzeń.

Na brak ludzi dobrych i ofiarnych narzekać nie możemy; w ciągu ostatnich lat wychowały się i zahartowały szeregi zdolnych inżynierów, techników, robotników, mamy również sporo inżynierów i techników wychowanych w naszych uczelniach w okresie powojennym. Potrzebne nam są stare doświadczone kadry, które idą z postępem, które zerwały i przełamały stare nawyki i rutyniarstwo. Należy jednak śmiało i szerzej otworzyć drogę i dla nowych, młodych, potężnych kadr technicznych.

W rozwoju postępu technicznego w zakresie gospodarki wodnej i budownictwa wodnego niemałe znaczenie posiada dalsze poznawanie dorobku technicznego naszych bliskich i dalszych sąsiadów. Ich najlepsze doświadczenia w sprawach racjonalnego wyzyskania zasobów wodnych, w budownictwie wodnym oraz doświadczenia organizacyjne pozwolą nam wykorzystać je przy rozwiązywaniu zagadnień gospodarki wodnej w Polsce, a nawet mogą stanowić bodziec do twórczego współzawodnictwa w ogólnosiwiatowym postępie hydrotechnicznym.

Dzisiaj, po XX Zjeździe KPZR, kiedy szeroko i swobodnie będzie mogła rozwijać się myśl naukowa i techniczna, nie może zabraknąć i myśli polskiego hydrotechnika. Dalszą wytyczną pracą w instytutach naukowo-badawczych, w pracowniach projektowych, przedsiębiorstwach wykonawczych i eksploatacyjnych, jak również w stowarzyszeniach naukowo-technicznych — polscy hydrotechnicy powinni doprowadzić do całkowitego zrozumienia i uznania celowości, a nawet konieczności uporządkowania gospodarki wodnej w Polsce.

DZIAŁ I – PLANOWANIE, ORGANIZACJA

INŻ. ANDRZEJ SZCZAWIŃSKI

O konieczności zorganizowania Stowarzyszenia Hydrotechników Polskich (S.H.P.)

Jak wiadomo, do głównych celów działania NOT oraz branżowych stowarzyszeń naukowo-technicznych należy podnoszenie poziomu zawodowego kadr technicznych i organizowanie walki inżynierów i techników o postęp techniczny w służbie budownictwa Polski Socjalistycznej, a między innymi:

- współdziałanie w przygotowaniu i realizacji narodowych planów gospodarczych,
- szerzenie w społeczeństwie znajomości zagadnień naukowo-technicznych i techniczno-gospodarczych,
- opracowywanie zagadnień naukowo-technicznych wynikających z polityki Partii i Rządu i współdziałanie we wprowadzaniu w życie metod racjonalizatorskich w określonej dziedzinie techniki.

Tych kilka zadań, wymienionych spośród zasadniczych celów działania NOT, w sposób oczywisty wskazuje każdemu bliżej znającemu i interesującemu się zagadnieniami gospodarki wodnej w Polsce, że NOT na tak ważnym odcinku dla gospodarki narodowej, jakim stała się gospodarka wodna, nie może spełnić należycie swych statutowych zadań, przy obecnym układzie wewnętrznoorganizacyjnym, bez powołania Stowarzyszenia Hydrotechników Polskich (Inżynierów i Techników Gospodarki Wodnej).

Jesteśmy obecnie świadkami wielkich przeobrażeń, jakie dokonują się w naszym życiu politycznym i gospodarczym. Można się jednak obawiać, że my, hydrotechnicy jesteśmy przeważnie tylko świadkami tych przeobrażeń. A przecież należałoby oczekiwać od kadry inżynierskiej, uważającej się i uważanej za kadrę twórczą, abyśmy w tych przeobrażeniach wzięli czynny udział, przynajmniej na swoim branżowym odcinku.

Wiemy, że ostatnio skrytykowano niektórych za formalizm, funkcjonalizm, biurokracizm, brak inicjatywy, za brak spełniania swych istotnych obowiązków, brak właściwego włączania się w nurt życia społeczno-gospodarczego i wnikania w jego potrzeby itd. Należy się poważnie obawiać, że wytyczne Biura Politycznego KC PZPR, odnoszące się do naszego odcinka pracy w NOT, nie zostały dostatecznie zrealizowane i powinniśmy nasze dotychczasowe niedociągnięcia jak najspieszniej naprawić.

Dla łatwiejszego zmysłowania sobie zagadnienia właściwego włączenia się hydrotechników w nurt życia społeczno-gospodarczego, wystarczy przypomnieć o dwóch zasadniczych charakterystycznych cechach gospodarki wodnej, żeby bezspornie uznać, iż spełnienie statutowych zadań NOT na tym odcinku może być zrealizowane jedynie przy powołaniu wspólnego stowarzyszenia inżynierów i techników gospodarki wodnej.

Przypominamy pokrótce te dwie zasadnicze cechy.

Kompleksowość zagadnień gospodarki wodnej polega na tym, że wszystkie wielkie i większe inwestycje wodne, oraz przeważająca ilość średnich i mniejszych obsługują potrzeby jednocześnie szeregu celów gospodarczych i ogólnonarodowych. Dlatego też zagadnienia prawidłowego gospodarowania wodą powinny być na każdym odcinku życia gospodarczego, a więc i w pracy NOT rozpatrywane pod kątem planowego i skoordynowanego kompleksowego gospodarowania powierzchniowymi i podziemnymi zasobami wody w kraju jako surowcem i niezastąpionym czynnikiem biologicznym. To kompleksowe gospodarowanie ma na celu dostarczenie wody wszystkim jej konsumentom i użytkownikom, w odpowiednim czasie i miejscu oraz w odpowiedniej ilości i jakości, zgodnie z hierarchią potrzeb proporcjonalnego rozwoju gospodarki narodowej, a więc przede wszystkim dla przemysłu i energetyki, dla gospodarki komunalnej, dla rolnictwa, leśnictwa i rybactwa, będących jednocześnie bazą dla pokrycia potrzeb przemysłu, dla komunikacji wodnej, jak również dla celów zdrowotnych, wypoczynkowych, sportowych i urbanistycznych. Cel ten w szczególności powinien być realizowany drogą kompleksowo

ujętych poczynań naukowych i technicznych, zmierzających do maksymalnego wykorzystania istniejących zasobów wodnych w służbie gospodarki narodowej i ludności, przy równoczesnym specjalnym uwzględnieniu znaczenia tych poczynań dla przebudowy ustroju społecznego i ustroju rolnego oraz dla obronności kraju.

Technologia i metody wykonawcze w różnych dziedzinach gospodarki wodnej, praktycznie biorąc, nie odbiegają od siebie; te same są potrzebne środki produkcji, kadrowe, sprzętowe i materiałowe przy wykonywaniu budowl i urządzeń wodnych, tak większych, jak i mniejszych (np. zbiorniki, spiętrzenia, kanały itd.), niezależnie od tego czy realizujemy je dla celów przemysłowych i energetycznych, czy też rolniczych, komunalnych, komunikacyjnych, czy też jeszcze dla innych celów.

Poza tym inne jeszcze naturalne i ekonomiczne cechy gospodarowania wodą decydują o konieczności centralnego, kompleksowo ujętego rozwiązywania zagadnień gospodarki wodnej we wszystkich przejawach życia gospodarczego i to zarówno w odniesieniu do długo- i krótkofalowego planowania, do organizacji ogólnokrajowych władz gospodarki wodnej, jak też i do celów i zadań, do których została powołana Naczelna Organizacja Techniczna. Celami tymi są:

- woda jako podstawowy surowiec jest niezbędna dla wszystkich, praktycznie biorąc, gałęzi gospodarki narodowej; tylko centralne i skoordynowane gospodarowanie może zaspokoić wszystkich konsumentów wody wg hierarchii potrzeb, wynikających z dynamicznego rozwoju gospodarki socjalistycznej¹⁾;
- deficytowość wody, występująca w okręgach o dużym zagęszczeniu przemysłu i ludności oraz o znacznej intensyfikacji rolnictwa, w miarę dalszego rozwoju przemysłu i gospodarki rolnej oraz wzrostu ludności będzie się pogłębiać coraz bardziej i na coraz większych terenach; powoduje to konieczność jak najbardziej oszczędnego, centralnego gospodarowania wodą, przy wielokrotnym jej wykorzystaniu w czasie jej przepływu;
- istniejąca sprzeczność interesów poszczególnych gałęzi gospodarki narodowej w wykorzystaniu wody polegająca na różnym zapotrzebowaniu ilości wody w określonym czasie i miejscu, jak i przede wszystkim na różnym stopniu zanieczyszczenia zrzutów; tendencja oszczędnościowa zakładów przemysłowych jest bowiem odprowadzanie wykorzystanej wody do wód powierzchniowych w formie zanieczyszczonych ścieków, co wobec konieczności wielokrotnego wykorzystywania wody w czasie jej przepływu utrudnia, a nawet wręcz uniemożliwia korzystanie z niej przez inne gałęzie gospodarki; pogodzenia tych pozornie sprzecznych interesów mogą dokonać tylko centralne władze wodne w oparciu o hierarchię potrzeb gospodarki narodowej;
- zabezpieczenia gospodarki narodowej oraz ludności przed ujemnymi skutkami działania żywiołu wodnego (okresowe powodzie i stała erozja) musi być rozwiązywane i kierowane przez centralne władze wodne, prowadzące całokształt polityki gospodarki wodnej;
- przestrzenność oddziaływania gospodarki wodą powoduje, że nieprawidłowe gospodarowanie wodą w naszych warunkach pociąga za sobą poważne straty w gospodarce narodowej; ponieważ woda jest materiałem płynnym i znajduje się w stanie przepływu, złe gospodarowanie nią w jednym miejscu powoduje straty dla wielu gałęzi gospodarki nie tylko w miejscu złego nią gospodarowania, ale w bardzo dalekim zasięgu, dochodzącym nieraz do setek kilometrów na

¹⁾ Pojęcie wody jako surowca, które było propagowane już w czasie I Kongresu Techników Polskich w Katowicach w 1946 r. i przyjmowane wtedy przez ogół z dużą rezerwą, dziś już zdobyło sobie pełne prawa obywatelstwa.

drodze swego przepływu, co specjalnie uwypukla się w dziedzinie zaopatrzenia w wodę pitną i przemysłową oraz w gospodarce rybnej;

- najważniejsze inwestycje wodne, jako długofalowe, wymagają poważnych nakładów inwestycyjnych; muszą one być opracowywane na zasadach najoszczędniejszego wykonania zabezpieczającego ich należytą rentowność, przy zachowaniu ich kompleksowej celowości gospodarczej; możliwe to jest jedynie w oparciu o długotrwale poważne studia i badania, oraz projekty opracowane przez najlepszych fachowców wodnych, wyspecjalizowanych w poszczególnych dziedzinach gospodarki wodnej, wspólnie z ekonomistami gospodarki wodnej, zgrupowanymi w centralnych instytucjach badawczo-naukowych i projektowych;
- gospodarka wodna, posiadająca bardzo szeroki wachlarz pod względem jej aspektów gospodarczych, jak i jej wieloasortymentowości budowlanej, wymaga w realizacji licznej i wysokokwalifikowanej kadry technicznej, o różnorodnej specjalizacji wodnej; wobec silnego niedoboru istniejącego na odcinku tej kadry, rozsiadanie jej po różnych organizacjach jeszcze bardziej pogłębia ten niedobór; wobec rosnących zadań gospodarki wodnej jak największe skumulowanie istniejącego potencjału szczególnie kadrowego w jednej centralnej organizacji w bardzo poważnym stopniu wpłynie na wzrost jego możliwości produkcyjnych.

Myśl o konieczności powołania wspólnego stowarzyszenia, w którym wszyscy hydrotechnicy mogliby wspólnie pracować w celu obsłużenia potrzeb gospodarki narodowej drogą prawidłowego gospodarowania wodą nie jest nowa, tak jak nie jest nowa myśl o konieczności utworzenia centralnych władz gospodarki wodnej w Polsce. Nasze życie gospodarcze od dawna się tego domaga abysmy naprawili na tym odcinku nasze zacofanie. Myśli te, jako jedne z najistotniejszych i nierozdzielnych elementów planowego i kompleksowego rozwiązywania całokształtu zagadnień gospodarki wodnej, biegły zawsze równolegle i — z chwilą choćby częściowego realizowania jednej z nich — inicjatorzy i realizatorzy zaraz wysuwali konieczność realizacji drugiej, gdyż tego wymagało życie.

Myśl powołania jednego stowarzyszenia była uparcie wysuwana od kilkunastu lat i sięgała już okresu przedwojennego. Była ona już w rozmaitych formach i w różnych okresach realizowana, mając nawet poważne wyniki i chlubne tradycje społeczne, pomimo braku odpowiedniego klimatu i zrozumienia dla niej wśród różnych warstw, zasklepionych w swoich wąskich interesach i pomimo konieczności prowadzenia wprost walki z różnymi osobistymi i grupowymi ambicjami, nie uznającymi czy też nie rozumiejącymi wartości pracy kolektywnej. O historii tych działań wydaje się wskazać choć w skrócie przypomnieć.

Nielatwe były pierwsze kroki Komitetu Redakcyjnego naszego czasopisma „Gospodarka Wodna”. Nie łatwą mieliśmy rolę w Komitecie Redakcyjnym wydawnictwa obchodu XX-lecia Koła Inżynierii Wodnej Studentów Politechniki Warszawskiej oraz Zjazdu Inżynierów Wodnych RP w styczniu 1937 r., którego pierwszym punktem programu był odczyt inż. E. Romańskiego pt. „Gospodarka wodna w Polsce”. Powołanie na tym zjeździe Stowarzyszenia Inżynierów Wodnych, które choć częściowo połączyło wszystkich hydrotechników (gdyż techników w ówczesnych stosunkach nie udało się połączyć w jednej organizacji z inżynierami), wymagało wielu trudnych przygotowań i przełamywania trudności, a nawet przeprowadzenia małego referendum wśród inżynierów wodnych w Polsce drogą specjalnej ankiety, gdy nie można było uzyskać zgody czynników oficjalnych. Decyzja w 1939 r. zorganizowania Ogólnokrajowego Kongresu Gospodarki Wodnej, który na skutek działań wojennych nie doszedł do skutku, oraz praca powołanego Sekretariatu Generalnego tego Kongresu, również przebiegały z wielkimi oporami. Niemniej ciężką, a nawet niebezpieczną mieliśmy pracę nieoficjalnego Zarządu Głównego Stowarzyszenia Inżynierów Wodnych w czasie okupacji. Opracowaliśmy wtedy projekt organizacji centralnych władz gospodarki wodnej w Polsce oraz pierwszy plan perspektywiczny gospodarki wodnej, nieudolny wprawdzie, jako nie mający należytych podstaw społeczno-gospodarczych i naukowo-badawczych, ale propagujący myśl o konieczności stworzenia takiego planu i podtrzymujący na duchu, że przed nami jest jeszcze twórcza przyszłość. Równocześnie, pomimo oficjalnego rozwiązania przez okupanta tego Stowarzyszenia, przeprowadziliśmy akcję socjalną na rzecz poszkodowanych przez okupanta kolegów i ich rodzin.

Z chwilą odzyskania niepodległości, gdy nasze warunki społeczno-polityczno-gospodarcze pozwoliły na połączenie razem in-

żynierów i techników w ramach NOT (w organizacji której też braliśmy udział), stworzyliśmy Stowarzyszenie Inżynierów i Techników Wodno-Melioracyjnych. Stowarzyszenie to wprawdzie na ówczesnym etapie gospodarczym nie mogło zgrupować wszystkich hydrotechników, pracujących we wszystkich dziedzinach gospodarki wodnej, zgrupowało jednak największą ich część, jako zatrudnionych w służbie wodno-melioracyjnej i stało się jedyną organizacją gospodarki wodnej, mającą swoją bezpośrednią oficjalną reprezentację w NOT. Stało się ono przez to jedyną bazą do wykazywania bezpośredniej oficjalnej inicjatywy odnośnie całokształtu zagadnień gospodarki wodnej w Polsce, do której mieli możliwość przyłączać się hydrotechnicy rozproszeni w innych stowarzyszeniach (SITKom., SNTITGOG, SEP).

Toteż inicjatywę w sprawie powołania centralnych władz wodnych podjęło Stowarzyszenie Inżynierów i Techników Wodno-Melioracyjnych, uchwalając w tym kierunku wnioski na swym I zjeździe organizacyjnym w maju 1946 r., a następnie opracowując memoriał do Prezesa Rady Ministrów w sprawie utworzenia Ministerstwa Gospodarki Wodnej. Delegaci Zarządu Głównego Stowarzyszenia na Kongresie Stronnictwa Demokratycznego w Warszawie w dniu 16.7.46 r. przeprowadzili uchwałę Kongresu, wzywającą Rząd Jedności Narodowej do skoncentrowania w Polsce wszystkich zagadnień gospodarki wodnej w jednej komórce planującej, administracyjnej i dyspozycyjnej. Na Kongresie Techników Polskich w Katowicach w grudniu 1946 r. Stowarzyszenie składa wniosek co do powołania centralnej komórki organizacyjnej, dla skoordynowania zagadnień gospodarki wodnej, uzyskując w uchwałach ogólnych kongresu uznanie potrzeby uporządkowania spraw gospodarki wodnej, jako jednego z 6 najważniejszych zagadnień gospodarczych w Polsce. Następnie z inicjatywy Zarządu Głównego SITWM, który w tym okresie wykazywał stałą inicjatywę zewnętrzną w sprawach ogólnooorganizacyjnych gospodarki wodnej, została powołana Komisja dla spraw gospodarki wodnej przez CKSD. Komisja ta opracowała m. in. w 1948 r. projekt uchwały o powołaniu przy KERM podkomitetu dla spraw gospodarki wodnej. W oparciu o opracowania tejże Komisji, referowano i przeprowadzono uchwałę Sejmu, wzywającą Rząd do uporządkowania spraw organizacyjnych gospodarki wodnej.

Inicjatywę w sprawach kompleksowych rozwiązań gospodarki wodnej przejęła następnie Główna Komisja Gospodarki Wodnej przy Prezydium NOT, jako organ powołany oficjalnie do analizowania, wnioskowania i koordynowania tych zagadnień na odcinku pracy NOT. Komisja dała impuls do szeregu konferencji naukowo-technicznych i wystąpień różnych branż. W komisji tej zostały również opracowane w odpowiednich zespołach zasady powołania centralnych władz gospodarki wodnej w Polsce, a następnie szczegółowy projekt celu, zakresu działania i struktury organizacyjnej Centralnego Urzędu Gospodarki Wodnej. Ostatnio zostały opracowane zasady powołania w ramach NOT, obejmującego wszystkich hydrotechników pracujących w gospodarce wodnej w Polsce, wspólnego Stowarzyszenia Naukowo-Technicznego Hydrotechników Polskich (SHP).

Widać więc z powyższego, że nie ulega żadnej wątpliwości, iż na obecnym etapie naszego życia gospodarczego dla wypełnienia istotnych zadań NOT zorganizowanie takiego stowarzyszenia jest konieczne. Stowarzyszenie to, zgodnie z dobrymi istniejącymi na tym odcinku tradycjami, ma przed sobą bardzo poważne zadania wobec potrzeb życia gospodarczego kraju i że zadania te potrafi spełnić.

Nieliczna już grupa została z tych, którzy niegdyś, już wiele lat temu, tę pracę rozpoczynali i do dzisiaj w dalszym ciągu uparcie w tej walce trwają. Sądzę, że wypada na tym miejscu wymienić najbardziej oddanych tej pracy organizacyjnej kolegów: M. Chudzińskiego, J. Grochulskiego, St. Hausmana, W. Kollisa, J. Lambora, K. Matulę, W. Morawskiego, K. Puczyńskiego, St. Turczynowicza, Z. Tyszkę, J. Waksmana oraz autora niniejszego.

Obecnie spełnienie tych zadań będzie dużo łatwiejsze niż kiedyś, gdyż znajdujemy wszędzie zrozumienie i uświadomienie co do wagi naszych celów i zadań. Zamiast nielicznej grupy bojowników istnieje już wielotysięczna armia uświadomionych przez ten długi okres dalszych bojowników, którzy idąc już utworzoną drogą będą walczyć łatwiej i lepiej o słuszną sprawę. Chodzi tu przecież o podniesienie poziomu naszej gospodarki narodowej i dochodu społecznego, przez ofiarą i planową pracę na odcinku gospodarki wodnej. Do skromnych wyników pracy, które nam się udało już osiągnąć, z pewnością dorzucą wspólnie z nami jeszcze bardziej pozytywne i jeszcze większe wyniki wspólnej naszej pracy.

PROF. INŻ. EUGENIUSZ ZACZYŃSKI

Politechnika Śląska im. W. Pstrowskiego
Katedra Wodociągów i Kanalizacji

Wytyczne organizacji gospodarki wodnej i ściekowej w zakładach przemysłowych

Zagadnienie gospodarki wodnej i ściekowej w zakładach przemysłowych, stanowiąc jeden z ważniejszych problemów gospodarki narodowej, stało się przedmiotem zainteresowania nie tylko najwyższych czynników w Państwie, ale również Naczelnej Organizacji Technicznej. Szczególnie żywą działalność w tym względzie wykazywał w 1955 r. Oddział NOT w Stalinogrodzie. W kwietniu 1955 r. z inicjatywy Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Sanitarnych, Ogrzewnictwa i Gazownictwa oraz Stow. Inżynierów i Techników Wodno-Melioracyjnych odbyła się 2-dniowa narada robocza w Stalinogrodzie, na której nakreślono stan tego zagadnienia w przemyśle węglowym, hutniczym i energetycznym. W wyniku dyskusji powołano w Stalinogrodzie stałą, międzystowarzyszeniową Komisję Gospodarki Wodnej w zakładach przemysłowych, która przeprowadziła w czerwcu 1955 r. naradę roboczą „gospodarzy wodnych” z zakładów przemysłowych całego Śląskiego Okręgu Przemysłowego. Narada ta wskazała na szereg braków, niedociągnięć, a nawet i niezrozumienie wagi zagadnienia, które utrudniają, a nieraz wprost uniemożliwiają prowadzenie odpowiedniej gospodarki wodnej w zakładach przemysłowych. Narada wskazała, że wprawdzie niektóre resorty wydały specjalne zarządzenia w tej sprawie, ale ich realizacja w zakładach nie jest wprowadzana z braku środków finansowych, potrzebnych etatów i odpowiednio przygotowanych kadr. Również wymienione narady robocze podkreśliły szczególnie mocno zagadnienie gospodarki ściekowej w zakładach przemysłowych, które jest wprawdzie tylko częścią całej gospodarki wodnej zakładu przemysłowego, lecz mimo tego jest w zasadzie zupełnie zaniedbane.

Zagadnienie gospodarki ściekowej było szczegółowo omówione na specjalnej konferencji w sprawie ścieków przemysłu chemicznego, hutniczego i celulozowo-papierniczego zorganizowanej przez Stow. Inżynierów i Techników Przemysłu Chemicznego, przy współudziale zainteresowanych resortów PAN i Stow. Inżynierów i Techników Sanitarnych Ogrzewnictwa i Gazownictwa¹⁾.

Niniejszy artykuł jest wynikiem dyskusji przeprowadzonych w czasie wymienionych narad i konferencji. Bierze on również pod uwagę doświadczenia specjalnego „Wydziału dla zagadnień ścieków fenolowych”, istniejącego od 1954 r. w Niemieckiej Republice Demokratycznej, oraz dyskusję przeprowadzoną na czechosłowacko-niemieckiej naradzie roboczej w sprawie ścieków fenolowych w dniach 24 — 30 października 1955 r. w Lipsku, przy udziale delegatów z Polski, Związku Radzieckiego, Węgier i Bułgarii. Artykuł uwzględnił też doświadczenia naszych Kolegów, którzy już pracują w przemyśle i w aparacie państwowym w zagadnieniach gospodarki wodnej i ściekowej.

*

Podstawą prawną dla powstania i organizacji specjalnej służby „gospodarki wodnej” w zakładach przemysłowych, stanowi uchwała Nr 668/55 Prezydium Rządu z dnia 20 sierpnia 1955 r., w sprawie ochrony wód przed zanieczyszczeniem oraz zapobiegania szkodliwemu działaniu ścieków i ich gospodarczego wykorzystania.

W uchwale tej zobowiązano „ministrow, którym podlegają zakłady pracy odprowadzające ścieki (resorty: Górnictwa Węglowego, Hutnictwa, Energetyki, Zdrowia, Budownictwa Miast i Osiedli, Budownictwa Przemysłowego, Gospodarki Komunalnej, Przemysłu Chemicznego, Mięsnego i Mleczarskiego, Rolnego i Spożywczego, Maszynowego, Motoryzacyjnego, Lekkiego, Drzewnego i Papierniczego, Drobno- i Rzemiosła, Materiałów Budowlanych), jak też kierowników ośrodków urzędów centralnych do unormowania całokształtu zagadnień dotyczących gospodarowania wodą i ściekami w podległych zakładach pracy oraz stałej kontroli nad tą gospodarką, przy czym w każdym z takich zakładów powinien być wyznaczony fachowy pracownik, obowiązany do czuwania nad właściwą gospodarką i ściekami. Równocześnie uchwała zobowiązuje Przewodniczącego

PKPG do zwiększenia na wnioszek właściwych ministrów planów zatrudnienia, a Prezesa Państwowej Komisji Etatów do przyznania dodatkowych etatów osobowych, niezbędnych do wykonania zadań wynikających z tej uchwały. Następnie zobowiązano Ministra Finansów do zapewnienia środków finansowych, potrzebnych do wykonania zadań objętych omawianą uchwałą.

Tak więc należy stwierdzić, że obecnie posiadamy już podstawy prawne, które nie tylko zobowiązują do zorganizowania gospodarki wodnej w zakładach przemysłowych, ale dają możliwość uzyskania specjalnych etatów osobowych i środków finansowych, nieodzownych dla rzeczywistego zorganizowania tej gospodarki.

Wprawdzie pesymiści mogą powiedzieć, że wymieniona uchwała daje podstawę do uregulowania gospodarki ściekowej, a nie gospodarki wodnej w zakładach przemysłowych, gdyż od tytułu poczynając jest w niej stale mowa o ściekach i o zanieczyszczeniu wód ściekami. Jednakże ścieki są konsekwencją i ostatecznym rezultatem gospodarki wodnej. Dlatego by móc prowadzić należytą gospodarkę ściekową, musimy prowadzić odpowiednią gospodarkę wodną. Jest to wyraźnie stwierdzone w paragrafie 2, który zobowiązuje wyraźnie do unormowania całokształtu zagadnień, dotyczących gospodarowania wodą i ściekami. Natomiast w uchwale dlatego jest szczególnie dobitnie stale mowa o ściekach, gdyż właśnie one, jako wynik nieodpowiedniej lub złej gospodarki wodnej, niszczą jakość wód publicznych, a przez to wprowadzają poważne zaburzenia w całej gospodarce narodowej.

Dalszą podstawą dla organizacji i pracy służby gospodarki wodnej w zakładach przemysłowych stanowią zarządzenia poszczególnych ministrów. Podają one zasadnicze wytyczne organizacyjne, ale nie mogą w sposób sztywny, jednolity uregulować organizacji gospodarki wodnej dla wszystkich zakładów. Tu jest nieodzowna inicjatywa oddolna. Należy bowiem unikać jakichkolwiek, schematycznych przerostów, zbędnych w danych warunkach komórki, tworzonych tylko po to, by wypełnić przykładowy schemat podany ogólnie.

*

Podkreślając jeszcze raz z całym naciskiem, że organizacja gospodarki wodnej w zakładzie musi być dostosowana do lokalnych warunków danego zakładu, dla ułatwienia rozwiązania tego problemu podajemy pewne wskazówki i naświetlenia tych czynników, które muszą być uwzględnione w każdej organizacji gospodarki wodnej. Do tych czynników należy podział zadań pomiędzy zakład przemysłowy, centralny zarząd i resort, oraz ustawienie tych zadań według ich wagi, w odniesieniu do całego problemu przemysłowej gospodarki wodnej.

Ujęcie, które podajemy było przedstawione na wspomnianej konferencji ściekowej w dniach 29 — 30 września 1955 r., a uwagi i uzupełnienia wypowiedziane w dyskusji są odpowiednio uwzględniane. Mogą więc być one uważane jako „wytyczne”, które zostały już wstępnie uznane za słuszne w pierwszej dyskusji. Mimo to należy je uważać tylko i wyłącznie jako „pierwszą pomoc” przy analizowaniu i organizowaniu gospodarki wodnej i ściekowej w naszym przemyśle.

Zakład przemysłowy. Pierwszą czynnością, która jako zasadnicza i wyjściowa musi być wykonana we wszystkich zakładach przemysłowych, zgodnie z uchwałą Nr 668, jest utworzenie specjalnej, wydzielonej komórki gospodarki wodnej i ściekowej, podporządkowanej organizacyjnie bezpośrednio naczelnemu inżynierowi w zakładzie. Skład osobowy tej komórki będzie różny w zależności od wielkości zakładu i od ilości zagadnień wodnych i ściekowych oraz od ich charakteru. Jednakże wartość i operatywność tej komórki będzie zależała w dużym stopniu od osobistych kwalifikacji jej kierownika. Trzeba pamiętać, że komórki gospodarki wodnej i ściekowej w 5-leciu będą miały charakter pionierski. Praca ich w dużym stopniu nie będzie się opierała na istniejących instrukcjach i zarządzeniach, lecz będzie bazowała na inteli-

¹⁾ Porówn. „Gospodarka Wodna” nr 1/56 (przyp. Red.).

gencji i wnikliwości jej kierownika. Dziś nie mamy jeszcze wyspecjalizowanych i przygotowanych „gospodarzy wodnych”. Dlatego, powołując zakładowe komórki gospodarki wodnej i ściekowej, jako kierownika musimy wybrać człowieka, który będzie miał w sobie „pioniersko-rewolucyjne zacięcie”.

Powołany w zakładzie „gospodarz wodny” jako pierwszą swą czynność musi opracować plan pracy na całe 5-lecie oraz plan szczegółowy roczny, a nawet miesięczny. Chodzi tu o ustalenie zadań, które muszą być wykonane, ustalenie wzajemnej ich kolejności i określenie metod działania. Bez takiego „planu kierunkowego”, działanie gospodarza wodnego nie da efektów stałych.

Kolejność czynności i środki ich wykonania muszą być dostosowane do lokalnych warunków. Dotychczasowe doświadczenia wskazują następującą drogę:

a) Zorganizowanie w zakładzie propagandy uświadamiającej, która jasno postawi zadania, jakie mają być wykonane, uzasadni ich cel i potrzebę oraz wskaże środki działania. Gospodarz wodny, który rozpocznie swą pracę bez tej akcji przygotowawczo-propagandowej, nie znajdzie zrozumienia, nie zazna poparcia i współpracy załogi, będzie „samotnikiem” błądzącym po zakładzie.

Tej akcji propagandowej gospodarz wodny nieraz nie będzie mógł przeprowadzić sam, własnymi siłami. Tu muszą przyjść z pomocą stowarzyszenia naukowo-techniczne NOT, które powinny przygotować u siebie referentów i opiekunów tych zagadnień. Opiekunowie ci muszą być nie tylko doradcami zakładowych gospodarzy wodnych, ale i sami muszą być entuzjastami tych zagadnień po to, by swymi wystąpieniami mogli nie tylko przekonać wszystkich o celowości tych poczyną, ale nie zrażali się oporami, a może nawet niezrozumieniem czy też niechęcią, które w początkach mogą wystąpić.

b) Następną czynnością gospodarza wodno-ściekowego będzie rozpoznanie stanu gospodarki wodno-ściekowej i jej urządzeń w zakładzie. Najpierw należy sporządzić rozpoznanie, opisy i szkice ogólne, dające pogląd na całość zagadnienia, a potem przeprowadzać rozpoznanie szczegółowe wszystkich urządzeń. W tych rozpoznaniach należy dążyć do ustalenia obiegów wodnych oraz ścieków ilościowo, jakościowo i w czasie. Ścieki, będące wynikiem procesów technologicznych, które muszą powstawać stale w produkcji, należy wykazać osobno, a wydzielić ścieki przypadkowe, tzw. „dzikie wody”, które powstają na skutek nieszczelności urządzeń, rurociągów lub aparatury, względnie na skutek rozlewania po terenie zakładu produktów, które w czasie deszczu zanieczyszczają spławy deszczowe, a tym samym odbiorniki. Mówiąc inaczej, należy wyodrębnić i dokładnie ustalić ścieki powstające na skutek „niechlujnej eksploatacji”. Analogicznie należy ustalić wszystkie miejsca marnotrawstwa wody, która z nieszczelnej aparatury spływa do tych „dzikich ścieków”. Z tymi „dzikimi ściekami” należy podjąć natychmiastową walkę, gdyż dla ich usunięcia zwykle nie będzie potrzeba wielkich inwestycji, ani poważnych nakładów finansowych, a tylko odpowiednie uświadomienie załogi o szkodliwości takiego niechlujstwa i pewne, zwykle niewielkie, naprawy istniejącej aparatury.

c) Następną czynnością będzie zajęcie się wodą potrzebną do produkcji i ściekami wynikającymi z procesów technologicznych. W tym miejscu gospodarz wodno-ściekowy sam już nie wystarczy. Musi on przywołać do pomocy odpowiednią placówkę badawczą albo projektową, która sporządzi dokładną inventaryzację tej gospodarki, wszystkich urządzeń i opracuje plan jej reorganizacji czy też modernizacji. Panujący dziś dość powszechnie zwyczaj podejmowania decyzji wprowadzania nie zbadanych uprzednio nowych obiegów wodnych, a nawet budowy różnych „oczyszczalni ścieków”, bez uprzedniego opracowania planu gospodarki wodnej i ściekowej, jest częstokroć marnotrawstwem inwestycyjnym. Oczyszczalnia ścieków jest końcowym urządzeniem i będzie działała tylko wtedy dobrze i ekonomicznie, jeżeli całość gospodarki wodnej i ściekowej będzie należycie zorganizowana oraz sumiennie wykonywana. Wymieniony plan „reorganizacji gospodarki wodnej” musi przewidywać kolejne drogi poprawy i dlatego obok urządzeń ostatecznych, które będą wykonane w dalszej przyszłości, musi przewidywać urządzenia przejściowe, doraźne, które dadzą tylko częściową poprawę stanu istniejącego, ale mogą być wykonane szybko i są realne w danych warunkach lokalnych. Na konieczność takich do-

rażnych rozwiązań, lecz opartych od razu o ostateczny plan, wskazują bardzo silnie Niemcy w swej literaturze technicznej, podkreślając, że ostateczne uporządkowanie gospodarki wodnej w zakładach przemysłowych oraz należyte oczyszczanie ścieków przemysłowych i ochrona rzek przed zanieczyszczeniami nie mogą być osiągnięte jednym „skokiem”, ale tylko na drodze „kolejnych przybliżeń”.

d) Na zasadzie rozeznania gospodarki wodnej i ściekowej gospodarz wodny musi doprowadzić do ustalenia wodno-ściekowego planu eksploatacyjnego (sam lub przy pomocy odpowiedniego zakładu badawczego, względnie biura projektowego), ustalić potrzebny personel eksploatacyjny, a następnie zorganizować stałą kontrolę wykonania. Dla tej kontroli, która musi być tak jakościowa, jak i ilościowa, będzie potrzebne odpowiednie laboratorium ruchowe. Może to być w formie zapewnionej współpracy pozazakładowego laboratorium, należycie przygotowanego pod względem kadrowym i aparaturowym. Nieodpowiednie, niedokładne kontrole i analizy są najbardziej szkodliwe. Również dla celów kontrolnych jest potrzebna w zakładzie odpowiednia aparatura. Dziś zwykle nie mamy tej aparatury i trudno ją uzyskać. Niemniej należy o niej pamiętać i dążyć do jej uzyskania.

e) Dalszą czynnością będą dokładne analizy ilościowe i jakościowe każdego urządzenia, dla ustalenia wskaźników zużycia wody i powstawania ścieków. Jest to czynność również długotrwała, której nie można wykonać ostatecznie na zasadzie jednorazowego pomiaru, tylko można ustalić na zasadzie stałych obserwacji, również drogą „kolejnych przybliżeń”.

f) Do walki o racjonalną gospodarkę wodną i ściekową w zakładzie przemysłowym musi być wciągnięta cała załoga. Należy to przeprowadzić przede wszystkim przez wspomnianą już propagandę, która stworzy przychylną atmosferę dla dalszego działania, ale go nie zastąpi. Natomiast czynnikiem nieodzownym, pewnie i stale skutecznie działającym jest odpowiedni system premiowania. Premiowanie za wyniki gospodarki wodno-ściekowej powinno obejmować, nie tylko samych pracowników tego działu, lecz całą załogę, a przede wszystkim tych, którzy mają lub mogą mieć wpływ na wyniki tej gospodarki.

g) Również należy zwrócić specjalną uwagę na racjonalizatorstwo. Zagadnienia gospodarki wodno-ściekowej powinny stanowić stałe zainteresowanie zakładowych klubów racjonalizatorskich i być przedmiotem narad roboczych w tych klubach. Do tej pracy należy w miarę możliwości wciągać zainteresowane placówki naukowo-badawcze, tak techniczne, jak i ekonomiczne.

h) Należy zbadać udział gospodarki wodno-ściekowej w całej gospodarce zakładu przemysłowego i wykazać wpływ złej gospodarki wodno-ściekowej na całokształt stosunków produkcyjnych i gospodarczych zakładu. W tej pracy dużą pomoc może okazać odpowiednia ruchowa analiza finansowa. Wykonanie dokładnej analizy finansowej gospodarki wodno-ściekowej w pierwszych miesiącach, a może nawet latach będzie bardzo trudne. Dlatego i w tym przypadku należy postępować drogą „kolejnych przybliżeń” i najpierw wskazać te elementy, w których gospodarka wodna posiada poważny udział, a dopiero potem ustalić wielkość tego udziału i drogi możliwych zmniejszeń.

Centralny Zarząd. Również w centralnych zarządach muszą istnieć komórki gospodarki wodą i ściekami.

a) Centralne zarządy muszą przede wszystkim dbać o stałe szkolenie i doszkalanie personelu eksploatacyjnego dla gospodarki wodno-ściekowej, oraz o przygotowanie odpowiednich ramowych instrukcji, które nie tylko stawiałyby zadania, ale również podawały sposoby realnych rozwiązań. W tym względzie centralne zarządy muszą badać i usuwać trudności powstające w gospodarce wodno-ściekowej na skutek braku metod pracy i jej organizacji.

b) Centralne zarządy muszą dbać o uzyskiwanie i dostawę dla zakładów potrzebnej aparatury ruchowej (kontrolnej i pomiarowej) oraz dbać o to, by przy wykonywaniu remontów w zakładach uwzględniano uzupełnianie istniejących urządzeń aparaturą kontrolną i pomiarową.

c) Centralne zarządy muszą zorganizować wymianę doświadczeń eksploatacyjnych, oraz współzawodnictwo międzyzakładowe.

d) Jest rzeczą zrozumiałą, że dla utrzymania kontaktów z zakładem i posiadania bieżącej znajomości gospodarki wodno-ściekowej w zakładach — centralne zarządy muszą otrzymywać sprawoz-

dania. Należy jednak pamiętać, że centralne zarządy swego współdziałania z gospodarzami wodnymi zakładów przemysłowych nie mogą opierać na pisemnej sprawozdawczości żądanej od gospodarzy wodnych, ale na bezpośrednim kontakcie pracowników komórki gospodarki wodnej centrali i pisemnych notatkach tych pracowników z ich wyjazdów do zakładów. Notatki takie powinny być sporządzane zasadniczo w zakładach w czasie inspekcji, wspólnie z gospodarzem zakładu i jeden egzemplarz notatki powinien być pozostawiony w zakładzie.

Resorty przemysłowe. Resorty muszą również zorganizować u siebie komórki gospodarki wodnej i ściekowej. Zadaniem jej będzie kierowanie całokształtem gospodarki wodno-ściekowej wszystkich zakładów resortu, z uwzględnieniem postulatów dyktowanych ogólnonarodową gospodarką wodną i ściekową. Również zadaniem tych komórek będzie zestawianie i reprezentowanie potrzeb resortu w odniesieniu do wodno-ściekowej gospodarki ogólnokrajowej.

- a) Komórka resortowa musi opracować wytyczne perspektywicznego planu gospodarki wodno-ściekowej całego resortu i ustalić na zasadzie tych wytycznych potrzeby resortu w odniesieniu do:
- kadr eksploatacyjnych, wykonawczych projektowych, badawczych,
 - potrzebnych urządzeń eksploatacyjnych, kontrolnych, badawczych,
 - potrzebnych materiałów budowlanych i sprzętu specjalnego,
 - potrzebnych prac badawczych, eksperymentalnych oraz placówek naukowych i badawczo-usługowych dla ich przeprowadzenia.

Należy podkreślić, że nakreślone zagadnienia muszą być ustalone nie pod kątem potrzeb dnia codziennego (gdyż jest to zadaniem przede wszystkim centralnych zarządów), ale pod kątem potrzeb perspektywicznych, opartych o zamierzony postęp techniczny, który ma być dokonany w następnych dopiero 5-latkach, ale który musi być zawsze przygotowany.

- b) W pracach bieżących komórki resortowe muszą brać również czynny udział. Szczególnie będzie to ważne w bieżącej 5-lacie, gdy nie są zorganizowane jeszcze wszystkie komórki gospodarki wodnej w centralnych zarządach i w zakładach. W tym okresie zadaniem komórki resortowej będzie przeprowadzenie organizacji komórek centralnych, względnie w niektórych resortach zastąpienie ich i zajęcie się organizacją komórek zakładowych.
- c) Specjalnym zadaniem komórki resortowej będzie sprawa odpowiedniej polityki inwestycyjnej resortu. To zagadnienie ma swe specjalne oblicze. Powstało takie przekonanie, że każde „zło” w zakładzie produkcyjnym może być usunięte tylko drogą nowych inwestycji. W gospodarce wodno-ściekowej w Polsce jest bardzo wiele zagadnień, dla których usunięcia nie potrzeba wcale inwestycji a tylko należy ustalić, wprowadzić i przestrzegać zasady należytej gospodarki wodno-ściekowej i walczyć ze wspomnianym już „niechlujstwem” eksploatacyjnym. Natomiast trzeba stwierdzić jasno, że w chwili obecnej, a nawet w 5-lacie nie jesteśmy przygotowani do wielkich inwestycji z zakresu przemysłowej gospodarki wodnej, a szczególnie ściekowej. Podejmowane obecnie inwestycje tego działu zarządzane z dnia na dzień, bez uprzedniego dokładnego rozpoznania potrzeby i celowości danej inwestycji, bez uprzednio ustalonego i zbadanego na urządzeniach doświadczalnych (modelowych i półtechnicznych) procesu technologicznego, zamiast przynieść poprawę, niejednokrotnie przynoszą szkodę. Nieodpowiednio wykonana dokumentacja, źle wykonana, a następnie źle funkcjonująca inwestycja, nie tylko przynosi straty gospodarcze, ale podrywa zaufanie społeczeństwa do polskich techników i inżynierów. Dlatego w polityce inwestycyjnej musimy w przemysłowej gospodarce wodnej i ściekowej zachować spokój i rozagę.

Przemysłowe inwestycje wodno-ściekowe należy realizować tylko i wyłącznie poprzez:

- należyte ustalenie potrzeby i celowości danej inwestycji;
- ustalenie odpowiednich procesów technologicznych i kolejną realizację, w zależności od stopnia sprawdzania w dotychczasowej praktyce pewności działania danego urządzenia;
- urządzenia należy wykonywać kolejno, etapowo, najpierw te, których działanie nie nasuwa wątpliwości, a dopiero potem urządzenia nowe o niezbadanym jeszcze efekcie działania;

- dla umożliwienia postępu technicznego należy szeroko stosować w inwestycjach wodno-ściekowych inwestycje doświadczalne wykonywane w zakładach produkcyjnych, w sposób umożliwiający łatwe wprowadzenie zmian konstrukcyjnych, a nawet technologicznych w czasie eksploatacji doświadczalnej;
- dokładną konsultację specjalistyczną w czasie projektowania i szczegółowe badanie projektu przed zatwierdzeniem;
- dokładne wykonawstwo, nie tylko w odniesieniu do robocizny, ale również w odniesieniu do używanych materiałów budowlanych i instalowanej aparatury.

Plan inwestycyjny w dziale przemysłowych urządzeń wodnych i ściekowych powinien zabezpieczyć środki, nie na ostateczne wykonanie poszczególnych inwestycji, ale na spełnienie warunków wstępnych, nieodzownie potrzebnych dla zapewnienia efektu ich działania. Plan ten powinien zabezpieczyć potrzebne środki dla stworzenia placówek dydaktycznych, badawczych, projektowych i wykonawczych, umożliwić wykształcenie specjalistów w poszczególnych działach, opracowanie prototypów potrzebnej aparatury, a następnie jej produkcję, ustalenie celowych materiałów budowlanych i zabezpieczenie również ich produkcji oraz wykonanie tych wstępnych inwestycji, które można już obecnie spokojnie projektować i wykonywać na zasadzie posiadanych wiadomości i doświadczenia.

- d) Wreszcie rzecz o komórkach resortowych powinno być w bieżącej pięcioletce doprowadzenie do zorganizowania współpracy między placówkami naukowo-badawczymi i zakładami. Istniejące w zakładach urządzenia w zasadzie nie są dziś badane przez żadne placówki badawcze. Badania takie nie stanowią bezpośredniego zainteresowania poszczególnych zakładów, które też nie posiadają kredytów ani możliwości ich prowadzenia. Również centralne zarządy, zainteresowane bezpośrednim efektem gospodarczym zakładów przemysłowych, nie wykazują zainteresowania dla takich badań, a przede wszystkim nie posiadają środków finansowych. Dla tych zagadnień są potrzebne osobne fundusze, które mogą być zapewnione tylko przez resorty.
- e) Kończąc należy wspomnieć, że zadaniem komórki resortowej powinna być organizacja wymiany doświadczeń w skali między państwowej. Wymiana ta może następować w drodze uzyskiwania odpowiedniej literatury, dokumentacji wzorcowej albo prototypowej oraz wysyłania specjalistów na praktyki zagraniczne, umożliwienie im opracowania nabytych wiadomości i rozpowszechniania tych wiadomości w kraju.

Ministerstwo Szkolnictwa Wyższego organizuje i prowadzi studia wyższe według ogólnopaństwowych dyspozycji oraz zapotrzebowań resortów. Trzeba stwierdzić, że w odniesieniu do inżynierii sanitarnej w ogóle, a do zagadnień „przemysłowej gospodarki wodnej i ściekowej” w szczególności, nie ma w chwili obecnej jasno sprecyzowanych dążeń i potrzeb. Resorty właściwe dotychczas nie zajęły stanowiska, poza przemysłem chemicznym i gospodarką komunalną nie określiły swych potrzeb. Jeżeli resorty nie chcą zostać bez polskich specjalistów nie tylko jutro, ale nawet w dalszej perspektywie, muszą one wyrobić sobie i sprecyzować swój pogląd na te zagadnienia i jak najprędzej przedstawić je w PKPG i w Min. Szkolnictwa Wyższego. Wtedy Ministerstwo to będzie mogło przygotować potrzebne kadry inżynierskie i naukowe poprzez studia wyższe, aspirantury krajowe i zagraniczne, studia specjalne pracowników naukowych dla nowych, dziś jeszcze u nas nie istniejących, zagadnień.

Wreszcie należy podkreślić, że dla szkolenia kadr wyższych z działu przemysłowej gospodarki wodnej są potrzebne, oprócz wykładowców i pomocniczych pracowników nauki, laboratoria dydaktyczno-badawcze, muzea, zbiory odpowiednich dokumentacji oraz ośrodki badawcze. Nie powstają one z dnia na dzień. Na ich przygotowanie potrzeba nie tylko środków finansowych, lokalowych i materiałowych, nie wystarczą nawet odpowiedni fachowcy-entuzjaści, potrzeba czasu i dlatego realizacji tych spraw nie wolno odkładać, lecz należy rozpocząć możliwie natychmiast i prowadzić je stale i konsekwentnie.

Polska Akademia Nauk posiada — na zasadzie specjalnej Uchwały Rządu — specjalny „Komitet Gospodarki Wodnej”. Nazwalismy ten Komitet „Komitetem specjalnym”, gdyż jest powołany do wykonania tylko jednego „specjalnego” zadania, a mianowicie dla opracowania generalnego, perspektywicznego planu gospodarki wodnej w Polsce, który wskazałby istniejące braki w obecnej gospodarce wodnej, drogi ich usunięcia i usta-

lił właściwe, zgodne z potrzebami ogólnej gospodarki narodowej, drogi rozwoju gospodarki wodnej w kraju. Plan ten wskazał ośrodki deficytu, ale również i nadmiaru wody w Polsce i określił środki oraz inwestycje, które zapobiegą ogólnemu deficytowi wody w Polsce i zabezpieczą wodę, ten podstawowy dla całego życia „surowiec Nr 1”, w odpowiedniej ilości i jakości. Po wykonaniu tego zadania Komitet Gospodarki Wodnej PAN zasadniczo zostanie zlikwidowany, gdyż zadanie jego jest ograniczone w treści i w czasie.

Istniejący w Gdańsku Instytut Budownictwa Wodnego PAN ma charakter ściśle techniczny, ograniczony do badań nad sposobem rozwiązywania poszczególnych konstrukcji i budowy wodnych. Prowadzone w tym Instytucie prace badawcze dają bardzo cenne wskazówki co do sposobu rozwiązywania poszczególnych zagadnień i umożliwiły rozwiązanie w Polsce wielu już bardzo trudnych i skomplikowanych problemów. Jednakże okres prac Instytutu Budownictwa Wodnego, jak sama nazwa wskazuje, nie obejmuje problemów gospodarki wodnej i ściekowej w zakładach przemysłowych, dlatego Polska Akademia Nauk powinna w bieżącym 5-leciu powołać specjalny instytut (na początek może tylko zakład) „przemysłowej gospodarki wodnej”, w którym przeprowadzono by prace badawcze, mające charakter zasadniczy (nie bezpośrednio usługowy), który by prócz prac własnych koordynował prace badawcze wykonywane w różnych placówkach naukowych i badawczo-usługowych w Polsce.

Centralny Urząd Gospodarki Wodnej. Aby jednak gospodarka wodna poszczególnych zakładów, centralnych

zarządów i resortów dawała odpowiednie efekty gospodarcze z punktu widzenia całokształtu gospodarki narodowej, musi jeszcze powstać jedna komórka centralna która ustali ogólnonarodowe wytyczne gospodarki wodnej, będzie koordynować poszczególne poczynania i prowadzić do wykonywania gospodarki wodnej w sposób korzystny dla całego społeczeństwa. Konieczność ta była szczególnie poruszana od wielu już lat na łamach „Gospodarki Wodnej” przez różnych specjalistów, była wykazywana na wszystkich wymienionych konferencjach i naradach roboczych; znalazła podkreślenie w pierwszym wniosku konferencji ściekowej z 29 — 30 września 1955 r. Bez powołania takiej ponadresortowej komórki podległej wprost Prezydium Rządu należyte zorganizowanie gospodarki wodnej będzie bardzo poważnie utrudnione.

W tym krótkim szkicu niesposób szczegółowo wyczerpać całości zagadnienia. Naszkicowano tutaj główne problemy jako podstawę dyskusji, zajęto się przy tym najdłuższymi sprawami gospodarza wodno-ściekowego w zakładzie przemysłowym, gdyż ta instytucja musi się stać kamieniem węgielnym całej naszej organizacji. Naczelny, zasadniczy, podstawowy i wyjściowy zadaniem naszego działania w bieżącej 5-lacie 1956 — 1960 powinno być zorganizowanie pełnej, rozumnej i przemyślanej gospodarki wodno-ściekowej w zakładach przemysłowych. Natomiast nie poruszyliśmy tu spraw dotyczących organizacji i pracy biur projektowych, zakładów i instytutów badawczych, gdyż te zagadnienia są tak ważne, a tak różne w swej istocie, że dla nich powinna być zorganizowana osobna narada robocza.

PROF. INŻ. ZYGMUNT RUDOLF

Instytut Gospodarki Komunalnej
Dział Techniki Sanitarnej

Organizacja i kontrola ochrony wód powierzchniowych przed zanieczyszczeniem w Polsce

Zagadnienie ochrony wód powierzchniowych przed zanieczyszczeniem ma wielkie znaczenie gospodarcze: wody zanieczyszczone zagrażają zdrowiu i życiu ludzi i zwierząt, są szkodliwe dla ryb i roślin wodnych, uniemożliwiają właściwe wykorzystanie ich dla celów przemysłowych i gospodarczych, kąpielowych i sportowych, wreszcie niszczą budowle regulacyjne na rzekach.

Wśród źródeł zanieczyszczenia wód, do których zaliczamy przede wszystkim zakłady przemysłowe i miasta, znajduje się też żegluga, której statki przyczyniają się, z powodu stosowania jeszcze starodawnych urządzeń sanitarnych, do zanieczyszczenia wód powierzchniowych. Ten rodzaj zakażenia wody jest szczególnie niebezpieczny, gdy woda do picia jest pobierana w pobliżu miejsc zanieczyszczenia lub poniżej nich w dół biegu rzeki.

Dla organizacji i kontroli ochrony wód powierzchniowych przed zanieczyszczeniem w Polsce powołaliśmy różne czynniki, aby uchronić się przed dalszym niebezpieczeństwem groźnych zanieczyszczeń i zmniejszyć istniejące zanieczyszczenie wód. Problem jest tym trudniejszy, że wymaga on ścisłej współpracy różnych fachowców: inżynierów sanitarnych, chemików sanitarnych, hydrobiologów i ichiologów.

Akcja ochrony wód przed zanieczyszczeniem została w Polsce dość wcześnie podjęta, czego dowodem jest ustawa wodna z 1922 r., która w kilku artykułach omawia zagadnienia zabezpieczenia wód powierzchniowych przed zanieczyszczeniem. Już przed rokiem 1939 istniała w Polsce Międzyministerialna Komisja Ochrony Wód przed Zanieczyszczeniem, oparta w pracy terenowej o placówki naukowo-badawcze. Przez powołanie tej Komisji stworzono współpracę między zainteresowanymi resortami, w realizacji programowej pracy nad ochroną wód przed zanieczyszczeniem. Powstały też międzywojewódzkie komitety podległe Międzyministerialnej Komisji i były jej organami wykonawczymi. Komitety postęgiwały się placówkami naukowo-badawczymi, które wykonywały w terenie badania chemiczne, bakteriologiczne i hydrobiologiczne, według programu usalanego corocznie przez międzywojewódzkie komitety. Fundusze komitetu składały się z sum asygnowanych przez poszczególne ministerstwa, należące do Komisji Międzyministerialnej oraz z zasiłków organów samorządowych i społecznych, a także związków i zakładów przemysłowych. Komitety te miały charakter społeczny, co wyraziło się także w udziale fachowym zainteresowanych organizacji naukowych

i społecznych. Przedwojenny system ochrony wód przed zanieczyszczeniem w Polsce przetrwał aż do 1939 r. i przedstawiał szereg interesujących dla fachowców momentów, którym dałem wyraz w szeregu opracowań w kraju i za granicą¹⁾.

Prócz wojewódzkich komitetów ochrony wód przed zanieczyszczeniem, badanie rzek i prace naukowe z tym powiązane prowadził także Państwowy Zakład Higieny wraz ze swoimi filiami terenowymi.

Chociaż akcja ochrony wód przed zanieczyszczeniem uzyskała do 1939 r. pewne podstawy organizacyjne, nie dała ona jednak w swoim czasie większych wyników, gdyż przemysł, będący przeważnie w rękach prywatnych, nie przywiązywał dostatecznej wagi do zagadnienia czystości rzek i mimo interwencji władz wodnych w sprawie niedopuszczalnego zanieczyszczenia rzek, nie poczuwał się do wprowadzenia oczyszczania ścieków ze swoich zakładów. Powyższa akcja została przerwana w latach okupacji hitlerowskiej 1939 — 1944 i dopiero w 1945 r. została wznowiona na nieco innych zasadach.

W 1945 r. akcja ochrony wód przed zanieczyszczeniem zaczęła się w Polsce na wniosek b. Ministerstwa Odbudowy (Biuro Zakładów i Urzędzeń Użyteczności Publicznej) od utworzenia Międzywojewódzkiego Komitetu Ochrony Wód przed Zanieczyszczeniem, z siedzibą w Stalinogrodzie i w Krakowie. Komitet ten nawiązał pracę swą do naszej przedwojennej działalności. Po kilku latach owocnej pracy tego Komitetu, funkcje jego przejmują nowopowstały Instytut Gospodarki Komunalnej w Warszawie. Instytut powołał terenowe Zakłady Badawcze Ochrony Wód przed Zanieczyszczeniem w szeregu wielkich miast jak: Stalinogród, Kraków, Gdańsk i Poznań. Z obowiązujących w Polsce przepisów wynika, że ważną rolę w dziedzinie ochrony wód przed zanieczyszczeniem ma przede wszystkim do spełnienia resort Gospodarki Komunalnej, a więc i podległy temu resortowi Instytut Gos-

¹⁾ Rudolf Z. — River Pollution Control (Comptes Rendus de II Congrès International de Technique Sanitaire et d'Hygiène Communale — Milano 1931).

„ — River Pollution Control and its organisation in Poland (IV-ème Conférence Hydrologique — Leningrad 1933).

„ — River Pollution Control in Poland — the basis of its organisation and the results of its operation (Ligue of Nations C. H. (Con. Hab.) 84 — Genève 1939).

podarki Komunalnej (Dział Techniki Sanitarnej), który powinien osiągnąć z czasem ten efekt praktyczny, że jego badania ściśle naukowe i usługowe wód powierzchniowych będą bezpośrednio prowadziły do jak najprędzej realizacji budowy oczyszczalni ścieków w miastach i w tych zakładach przemysłowych, które są głównymi źródłami zanieczyszczania rzek.

Rozwój sieci terenowych Zakładów Badawczych Ochrony Wód przed Zanieczyszczeniem wymaga, rzecz jasna, stałej opieki nad prawidłowym ich funkcjonowaniem oraz ulepszeniem ich metod pracy. Wyniki tych prac mogą być podstawowym materiałem dla opracowania map zanieczyszczenia wód powierzchniowych w kraju, szczególnie w okręgach przemysłowych, a także dla ułatwienia racjonalnej lokalizacji wodociągów i kanalizacji miejskich oraz zakładów przemysłowych. Dążymy do należytego ustawienia pracy terenowych zakładów badawczych, a szczególnie do ściślejszego powiązania pracy badawczej tych zakładów z pracami inwestorów i biur projektowych. W związku z tym powstaje konieczność, aby w tych zakładach byli zatrudnieni nie tylko chemicy i mikrobiolodzy, ale z reguły także inżynierowie sanitarni.

Konieczność badania czystości rzek wynika z wykonywania obowiązujących w Polsce przepisów prawnych. Zagadnienie ochrony wód przed zanieczyszczeniem regulują następujące akty normatywne: ustawa wodna z 1922 r., Rozp. Prez. Rz. „O usuwaniu nieczystości i wód opadowych” z 1928 r., ustawa o rybołówstwie z 1932 r., ustawa o ochronie przyrody z 1949 r., oraz rozporządzenie Ministra Gospodarki Komunalnej z 1950 r. w sprawie określenia warunków, jakim powinny odpowiadać ścieki, wpuszczane do zbiorników wód powierzchniowych i do ziemi. Wykonanie powyższych przepisów byłoby niemożliwe, gdyby władze wodne nie znalazły oparcia w pracach naukowo-badawczych Zakładów Ochrony Wód przed Zanieczyszczeniem. Wyniki badań dają władzom wodnym właściwe podstawy do orzekania w każdym poszczególnym przypadku, czy i jakie ścieki (tzn. w jakim stopniu oczyszczone) mogą być odprowadzane do wód powierzchniowych.

Do zakresu badań wymienionych terenowych zakładów badawczych — zgodnie ze statutem Instytutu Gospodarki Komunalnej — zasadniczo należy:

- wykonywanie prac badawczych nad wykrywaniem źródeł zanieczyszczenia wód powierzchniowych i wglębnych oraz prowadzenie systematycznych terenowych i laboratoryjnych badań stanu i stopnia zanieczyszczenia przez ścieki miejskie i przemysłowe, w celu uzyskania materiałów, potrzebnych do podjęcia akcji ochronnej;
- współdziałanie w przeprowadzaniu badań nad pracami oczyszczającymi ścieki miejskie i przemysłowe pod kątem usprawnienia urządzeń oczyszczających;
- przeprowadzanie badań nad projektowanymi ujęciami wód powierzchniowych i gruntowych, w celu zaopatrzenia ludności i przemysłu w wodę, z punktu widzenia zabezpieczenia wody przed zanieczyszczeniem oraz ekonomicznego i sprawnego oczyszczania, jak również wydawania opinii o ustaleniu stref ochronnych dla wodociągów miejskich i przemysłowych;
- współdziałanie ze stacjami doświadczalnymi oczyszczania ścieków miejskich i przemysłowych w zakresie ulepszenia metod oczyszczania;
- współdziałanie i prowadzenie badań w zakresie wykorzystania nieczystości miejskich;
- wydawanie opinii dla władz wodnych i biur projektowych, o wymaganym stopniu oczyszczania ścieków miejskich i przemysłowych oraz o zdolności samooczyszczania się odbiorników;

Z tak pobieżnego wyliczenia zadań omawianych placówek badawczych wynika, że należą do nich zarówno prace naukowo-badawcze w ścisłym znaczeniu tego słowa, jak i prace kontrolno-badawcze o charakterze usługowym na rzecz władz wodnych oraz inwestorów — miast i zakładów przemysłowych, biur projektów itp. Dotychczasowe doświadczenie wskazuje, że prace naukowo-badawcze rozpoczęte w terenie w zakresie ochrony wód przed zanieczyszczeniem i innych zagadnień techniki sanitarnej z tym związanych powinny być rozszerzone na cały teren Polski, co będzie wymagało stopniowego powołania szeregu nowych zakładów (w tym roku powstają odnośnie zakłady badawcze w Warszawie, Łodzi i Wrocławiu), które pozwolą nie tylko rozszerzyć zakres pracy w omawianym dziale techniki sanitarnej, ale dadzą również możliwość przez wykorzystanie dotychczasowych doświadczeń pogłębienia akcji dla coraz większego usprawnienia tak ważnej gałęzi gospodarki narodowej, jaką jest gospodarka wodna w kraju szybko rozwijającego się budownictwa i przemysłu.

Ochrona wód przed zanieczyszczeniem dotyczy przede wszystkim uzdrowienia gospodarki ściekowej, to zaś wymaga opracowania możliwie najtańszych, a jednocześnie najsprawniejszych metod oczyszczania ścieków miejskich i przemysłowych. Dla spełnienia tego zadania nieodzowne jest powołanie ośrodka naukowo-dosлідczalnego, który powinien podjąć systematyczne prace nad poszukiwaniem najlepszych metod oczyszczania ścieków, zarówno miejskich jak i przemysłowych, w oparciu o urządzenia półtechniczne i związane z nimi prace laboratoryjne. Zgodnie z tą zasadą powstaje w Warszawie Centralna Stacja Doświadczalna Oczyszczania Ścieków, która ma być powiązana nie tylko z Ministerstwem Gospodarki Komunalnej, z Instytutem Gospodarki Komunalnej i jej terenowymi zakładami, ale także z wydziałami inżynierii sanitarnej naszych politechnik i z innymi instytutami naukowo-badawczymi, przede wszystkim zaś z Państwowym Zakładem Higieny przy Ministerstwie Zdrowia. Przewiduje się również, że przy niektórych wielkich zakładach przemysłowych różnych gałęzi przemysłu tworzone będą odpowiednie punkty doświadczalne badania ścieków wraz z laboratoriami, które będą pracowały nad znalezieniem właściwej metody oczyszczania ścieków przy bliskiej współpracy wymienionej Centralnej Stacji Doświadczalnej. Z praktyki naszej wynika też, że dla usprawnienia akcji wód przed zanieczyszczeniem musimy uporządkować i rozszerzyć nasze prawodawstwo techniczno-sanitarne, zwiększyć nadzór sanitarno-higieniczny i techniczno-sanitarny nad zaopatrzeniem w wodę i usuwaniem nieczystości i poszerzyć akcję kształcenia i dokształcania właściwych kadr fachowców. Zagadnienie prawodawstwa wymaga u nas nowelizacji ustawy wodnej pod kątem widzenia nowych potrzeb kraju oraz zrewidowania innych przepisów, dotyczących wodociągów, kanalizacji i ochrony wód przed zanieczyszczeniem. Wzmocnienie i sprawniejsze prowadzenie należytego nadzoru techniczno-sanitarnego nad oczyszczaniem ścieków z miast i przemysłu, co jest niezmiernie ważne dla utrzymania czystości rzek, wymaga pogłębienia stałej bieżącej i zapobiegawczej inspekcji i kontroli wód, prowadzonej przez ostatnio powołane do życia w Polsce organa państwowe — Państwową Inspekcję Sanitarną przy Ministerstwie Zdrowia i Państwową Inspekcję Ochrony Wód przy Ministerstwie Gospodarki Komunalnej.

Jest rzeczą zrozumiałą, że należyte prowadzenie wodociągów, kanalizacji i ochrony wód przed zanieczyszczeniem wymaga także ciągłego kształcenia inżynierów sanitarnych na politechnikach. Kształcenie to zostało w Polsce już uruchomione w 1947 r. Niezależnie od kształcenia tego rodzaju inżynierów konieczne jest również kształcenie techników sanitarnych na poziomie średnim oraz stałe dokształcanie personelu technicznego, który jest już zatrudniony w różnych przedsiębiorstwach wodociągowych, kanalizacyjnych, w administracji wodnej, w inspekcjach oraz gospodarce wodnej zakładów przemysłowych. Zadanie dokształcania i specjalizacji w zakresie oczyszczania ścieków ma wziąć na siebie w najbliższym czasie Centralna Stacja Doświadczalna Oczyszczania Ścieków, przy udziale innych zainteresowanych instytucji naukowych.

Ochrona wód przed zanieczyszczeniem w Polsce została prawnie dość wcześniej podjęta. Z czterech wymienionych wyżej ustaw najważniejszą z punktu widzenia walki z zanieczyszczeniami jest ustawa wodna. Inne ustawy grają w omawianym zagadnieniu rolę pomocniczą i uzupełniającą. Władze wodne są tymi władzami, do których głównie należy kontrola czystości rzek. Naczelnymi władzami wodnymi w Polsce są następujące resorty: Ministerstwo Gospodarki Komunalnej w zakresie wodociągów, kanalizacji i ochrony wód przed zanieczyszczeniem, Ministerstwo Rolnictwa w zakresie melioracji rolnych i terenowej administracji wodnej, Ministerstwo Żeglugi w zakresie regulacji rzek i dróg wodnych. Władze wodne na podstawie wymienionych ustaw mają możliwość wydawania szczegółowych przepisów i zarządzeń, do których należy zaliczyć przede wszystkim wymienione wyżej rozporządzenie Ministra Gospodarki Komunalnej z 1950 r. Rozporządzenie to dzieli odcinki zbiorników wód powierzchniowych na następujące kategorie:

- kategoria I — odcinki zbiorników wodnych, wykorzystywane do celów centralnego zaopatrywania w wodę do picia w granicach, ustalonych przez właściwe władze lub sąsiadujące z państwowymi rezerwatami rybnymi;
- kategoria II — odcinki zbiorników wodnych, wykorzystywane do nieorganizowanego zaopatrywania w wodę i dla zakładów przemysłu spożywczego, a również odcinki masowego tarła ryb użytkowych;
- kategoria III — odcinki w obrębie osiedli, niewykorzystywane do zaopatrywania w wodę do picia lub przemysłu spożywczego, lecz służące do masowych kąpiei, przeznaczone dla

ozłoby przyległych terenów, jak również wykorzystywane do zorganizowanego gospodarstwa rybnego lub znajdujące się na drodze wędrówki ryb do tarlisk;

— kategoria IV — wszystkie inne odcinki zbiorników wód powierzchniowych.

Rozporządzenie to ustala także, że ścieki mogą być wpuszczane do zbiorników wód powierzchniowych, jeśli będą zachowane pewne określone warunki.

W ochronie wód przed zanieczyszczeniem w Polsce powinny odegrać rolę przede wszystkim wymienione już terenowe zakłady naukowo-badawcze, które utworzył i w dalszym ciągu będzie uruchamiał na terenie całego kraju Instytut Gospodarki Komunalnej.

Dyrektywą dla działalności Instytutu Gospodarki Komunalnej są postulaty, które wynikają z ich uzgodnienia pomiędzy zainteresowanymi resortami, a mianowicie:

- a) należy opracować wzorowy program typowych badań, potrzebnych do należytego zaprojektowania, wykonania i eksploatacji oczyszczalni ścieków komunalnych, przemysłowych i mieszanvch;
- b) należy opracować plan całkowitego uporządkowania gospodarki ściekowej, w oparciu o grun-

towną analizę stanu faktycznego, ogólną charakterystykę zanieczyszczenia wód i ocenę sanitarną odbiorników i ścieków;

- c) należy rozbudować istniejące albo stworzyć nowe placówki i zakłady badawcze i należycie je wyposażać (między innymi w ruchome laboratorium polowe, przystosowane do badań fizycznych, chemicznych, biologicznych, bakteriologicznych, glebowych i hydrogeologicznych);

- d) należy zorganizować szkolenie specjalistów (robotników, majstrów, techników i inżynierów) dla obsługi oczyszczalni ścieków.

Idąc konsekwentnie od prac ściśle naukowo-badawczych, wykonywanych przez własne zakłady terenowe, Instytut Gospodarki Komunalnej realizuje szereg programowych prac naukowo-usługowych, mających podstawowe znaczenie dla gospodarki wodnej. Wśród tych prac na specjalne podkreślenie zasługują: ustalenie kryteriów dla klasyfikacji rzek z punktu widzenia ich zanieczyszczenia, zagadnienie badania ścieków fenolowych, zagadnienie właściwej kontroli sprawności działania komunalnych oczyszczalni ścieków oraz problem oczyszczania ścieków z różnych gałęzi przemysłu.

MGR TADEUSZ JAGUSZEWSKI

O aktualnej reorganizacji służby wodno-melioracyjnej

Na podstawie Uchwały Rady Ministrów z dnia 28.I.1956 r. w sprawie zmian w organizacji terenowej służby wodno-melioracyjnej Ministerstwo Rolnictwa przeprowadziło prace, mające na celu wprowadzenie w życie postanowień wymienionej Uchwały z dniem 1.IV.1956 r. Wspomniana Uchwała zmienia radykalnie dotychczasową strukturę organizacyjną służby wodno-melioracyjnej: za wzorem Związku Radzieckiego, posiadającego wielkie i niezwykle cenne dla nas doświadczenia organizacyjne w zakresie melioracji, utworzono z dniem 1 kwietnia br. dwa pionu służby wodno-melioracyjnej: pion inwestycyjny i pion konserwacyjny.

Pion inwestycyjny obejmuje przedsiębiorstwa robót wodno-melioracyjnych, działające na zasadach pełnego rozrachunku gospodarczego, rozliczające się z budżetem Państwa poprzez budżet centralny; przedsiębiorstwa, powoływane przez Ministra Rolnictwa, będą typu wielozakładowego, a działalność ich (wykonawstwo inwestycyjnych robót wodno-melioracyjnych) zostanie oparta na sieci podległych im, obecnie istniejących, rejonowych kierownictw robót wodno-melioracyjnych. Każde przedsiębiorstwo obejmie swym zasięgiem działania jedno lub dwa województwa, zależnie od rodzaju i wielkości wykonywanych robót. Przedsiębiorstwa podlegają bezpośrednio Centralnemu Zarządowi Wodnych Melioracji.

Struktura pionu konserwacyjnego jest bardziej skomplikowana: w powiatowych zarządach rolnictwa utworzono komórki (stanowiska pracy) pod nazwą „Powiatowy Inżynier do Spraw Melioracji i Użytków Zielonych“, które są organami powiatowych rad narodowych i będą wykonywały czynności w zakresie planowania oraz wykonawstwa konserwacji i eksploatacji urządzeń wodno-melioracyjnych, jak również w zakresie pielęgnowania łąk i pastwisk. Terenowym aparatem wykonawczym komórki „Powiatowego Inżyniera“ jest tzw. służba liniowa, tj. nadzorcy wodno-melioracyjni, kierownicy grup drobnych robót konserwacyjnych, strażnicy wodno-melioracyjni oraz obsługa stacji pomp.

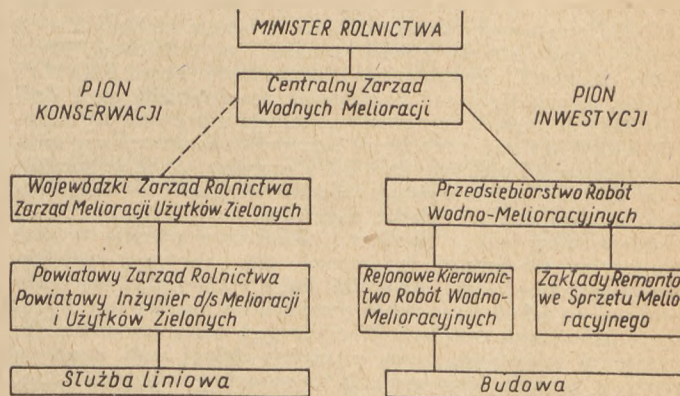
Na szczeblu wojewódzkim w Wojewódzkim Zarządzie Rolnictwa powołano komórkę „Zarząd Melioracji i Użytków Zielonych“ w miejsce dotychczasowego Zarządu Wodnych Melioracji. Reorganizacja nie polega jednak na zmianie nazwy komórki, lecz na zmianie zakresu jej zadań. Zarząd Melioracji i Użytków Zielonych będzie wykonywał czynności, wynikające z funkcji inwestora naczelnego w zakresie inwestycyjnych robót wodno-melioracyjnych oraz będzie nadzorował prace komórki powiatowego inżyniera d/s melioracji i użytków zielonych. Dotychczasowy Zarząd Wodnych Melioracji występował jednocześnie w charakterze inwestora i wykonawcy robót wodno-melioracyjnych, co stanowiło zasadniczy mankament organizacyjny, o czym mowa niżej.

Uchwała przewiduje również, że na dużych systemach wodno-melioracyjnych mogą być powołane przez właściwe przeżydia wojewódzkich rad narodowych — w porozumieniu z Ministrem Rolnictwa — przedsiębiorstwa konserwacji i eksploatacji urządzeń wodno-melioracyjnych, objęte budżetem terenowym wojewódzkich rad narodowych. Przykładem tego rodzaju przedsiębiorstwa będzie Kierownictwo Robót Konserwacyjnych na Żuła-

wach Gdańskich, obejmujące swym zasięgiem kilka powiatów (w powiatach tych komórka powiatowego inżyniera do spraw melioracji nie zostanie utworzona).

Nadzór na służbą wodno-melioracyjną pionu konserwacyjnego sprawuje Minister Rolnictwa poprzez Centralny Zarząd Wodnych Melioracji.

Nową strukturę organizacyjną służby wodno-melioracyjnej można ująć schematem, przedstawionym na rys. 1.



Rys. 1.

Powstaje pytanie, czemu należy przypisać zmianę w dotychczasowej organizacji służby wodno-melioracyjnej i dlaczego zmiany tej nie wprowadzono z dniem 1.I.1956 r., a dopiero z początkiem drugiego kwartału.

Struktura organizacyjna służby wodno-melioracyjnej podlega tym samym przeobrażeniom i ewolucji, które są właściwe wielu innym służbom różnych resortów. Dążenie do zmiany struktury wynikało z konieczności dostosowania się do zmienionych warunków życia gospodarczego i społecznego doby obecnej, do zapewnienia prawidłowego wykonania planów produkcyjnych, do uzyskania z góry ustalonych, niezbędnych dla całości gospodarki narodowej efektów gospodarczych. Doświadczenia lat ubiegłych wykazały, że mimo bezsprzecznych osiągnięć w zakresie wykonywania rocznych planów wodno-melioracyjnych, napotymano w dotychczasowej strukturze organizacyjnej na trudności, których usunięcie stanowi bezwzględny warunek dla należytej realizacji zadań służby wodno-melioracyjnej w latach najbliższych.

Istniejące dotychczas w przeżydiach wojewódzkich rad narodowych komórki organizacyjne pod nazwą zarządów wodnych melioracji spełniały podwójną rolę: występowały one w charakterze inwestora (a więc m. in. zlecały roboty wodno-melioracyjne do wykonania), a jednocześnie wykonywały te roboty za pośrednictwem podległych im rejonowych kierownictw robót wodno-melioracyjnych. Tak więc zlecanie robót, ich wykonanie i odbiór odby-

wało się w zasięgu zainteresowanych komórek, wzajemnie ze sobą powiązanych i uzależnionych pod względem organizacyjnym.

Dalecy jesteśmy od twierdzenia, że wszyscy pracownicy służby wodno-melioracyjnej wykorzystywali tę okoliczność do wyciągnięcia własnych korzyści z tego systemu organizacyjnego. Tym niemniej da się stwierdzić stanowczo, że ten stan odbijał się ujemnie na jakości wykonywanych robót, zwłaszcza robót konserwacyjnych, jak również na ich wykonywaniu asortymentowym.

Dalsza poważna trudność, niemożliwa do usunięcia w poprzedniej strukturze, to zagadnienie kosztów własnych. System finansowy, obowiązujący w jednostkach służby wodno-melioracyjnej nie potrafił zapewnić dostatecznych podstaw do stałego, ekonomicznie uzasadnionego, obniżenia kosztów własnych. Dysponowanie przez jednostki organizacyjne służby wodno-melioracyjnej środkami finansowymi z jednego rachunku bankowego na wszystkie zadania planowane, zarówno inwestycyjne, jak i konserwacyjne, utrudniało bankowi kontrolę, a sposób rozliczania się, odbiegający od systemu przyjętego dla przedsięwzięć, nie dawał właściwego obrazu kosztów.

Wreszcie ostateczny cel wykonawstwa inwestycyjnego robót wodno-melioracyjnych, tj. oddanie urządzeń melioracyjnych do użytku i eksploatacji, nie zawsze był osiągnięty. Nie dlatego, że urządzeń tych nie oddawano, lecz nie potrafiono ich w okresie użytkowania odpowiednio zabezpieczyć, konserwować, czuwać nad nimi. Wprawdzie obowiązki konserwacji urządzeń wodno-melioracyjnych ciąży na służbie liniowej (nadzorcy i strażnicy wodno-melioracyjni, obsługa stacji pomp), wchodzącej dotychczas w skład osobowy pracowników rejonowych kierownictw robót wodno-melioracyjnych, jednakże praktyka wykazała, że tego rodzaju zabezpieczenie wykonanych robót wodno-melioracyjnych okazało się niedostateczne. Wadą tego systemu było przede wszystkim oderwanie się konserwacyjnej służby liniowej od gospodarza terenu, tj. powiatowej rady narodowej, jak również brak dostatecznego zainteresowania się sprawami konserwacji urządzeń wodno-melioracyjnych przez rady narodowe. Służba liniowa uważała siebie za pracowników rejonowych kierownictw robót wodno-melioracyjnych, niczym nie związanych z powiatowymi radami narodowymi. A że do siedziby RKRWM było zwykle dość daleko (RKRWM obejmowały swym zasięgiem działania niekiedy 2 — 3 powiaty), stąd istniała pewna swoboda w codziennej pracy „służby liniowej“, kontrolowanej wyrywkowo przez RKRWM. Prezydja powiatowych rad narodowych przyzwyczaiły się z drugiej strony do tego, że sprawami melioracji zajmowało się całkowicie RKRWM i stąd z reguły nie ingerowały dostatecznie w sprawy konserwacji i pielęgnowania łąk i pastwisk, chyba że zmuszone do tego były przez wystąpienia ludności (często w formie zażaleń) względnie przez władze nadzórne.

Istniała zatem bardzo osłabiła i niepokojąca sytuacja — plan melioracyjny dla potrzeb powiatowej rady narodowej projektował, praktycznie biorąc, RKRWM, które później plan ten realizowało, a po zakończeniu robót przejmowało konserwację wykonanych przez siebie urządzeń. W czasie tych wielu czynności, wymagających inicjatywy, czasu, pieniędzy, dobrej woli, a przede wszystkim uznania i stwierdzenia celowości wykonanych robót, prezydja powiatowych rad narodowych pozostawały niejako

w pozycji bierniej. Włączały się bardziej aktywnie (i to nie zawsze) w okresie opracowywania planu rocznego robót wodno-melioracyjnych, natomiast w późniejszym okresie zatracali poczucie gospodarza terenu, nie interesowały się przebiegiem robót, nie wpływały na właściwe ustawienie konserwacji urządzeń wodno-melioracyjnych oraz pielęgnowania łąk. Stąd wynikała zła jakość robót konserwacyjnych, obniżenie planowanych efektów gospodarczych.

Uchwała Rady Ministrów z dnia 28 stycznia 1956 r. wyraźnie ustala: „powierza się radom narodowym sprawy konserwacji, eksploatacji i planowania robót wodno-melioracyjnych“. To wyraźne sprecyzowanie zadań rad narodowych w zakresie wodnych melioracji nakłada poważne obowiązki na rady, a zwłaszcza na prezydja powiatowych rad narodowych, którym uchwała spieszy z pomocą, powołując z dniem 1.IV.56 r. nową komórkę organizacyjną pod nazwą „powiatowy inżynier d/s melioracji i użytków zielonych“. Komórka powiatowego inżyniera jest wieloosobowa; w skład jej wchodzi zarówno fachowiec meliorant, jak i fachowiec łąkarz, co pozwoli na zabezpieczenie właściwego ustawienia konserwacji i eksploatacji urządzeń wodno-melioracyjnych oraz pielęgnowania łąk i pastwisk w zasięgu powiatu. Terenowym aparatem wykonawczym komórki powiatowego inżyniera pozostaje nadal „służba liniowa“, przyjęta z właściwego rejonowego kierownictwa robót wodno-melioracyjnych.

Należy podkreślić, że służba konserwacyjna rozszerza swój zakres działania, przez objęcie pielęgnowania łąk i pastwisk również na terenach nie zmeliorowanych, wynoszących w skali krajowej ok. 3,6 miln. ha. Przyniesie to znaczne korzyści gospodarce przez wzrost wydajności co najmniej o 1 q z ha na tych obszarach. Oznacza to możliwość uzyskania dodatkowo ok. 3,6 miln. q paszy rocznie.

Pion inwestycyjny (przedsiębiorstwa) pozwoli na usunięcie trudności w zakresie obniżki kosztów i usprawnień, wzmocni kontrolę bankową, zapewni podniesienie jakości robót inwestycyjnych (odbory ostateczne będą dokonywane przez inwestora naczelnego — zarządy melioracji i użytków zielonych). W rejonowych kierownictwach robót wodno-melioracyjnych ułatwione zostanie dokonywanie kontroli finansowej, nastąpi wzmocnienie kontroli technicznej w zakresie wykonawstwa robót, mającej bezpośredni wpływ na jakość robót.

Zmiany w organizacji służby wodno-melioracyjnej weszły w życie z początkiem II kwartału 1956 r. Wypada założyć, że nie nastąpiło to wcześniej, od początku bieżącego roku. Wiadome jest, że wszelkie zmiany w ciągu roku są trudniejsze do przeprowadzenia, wymagają większego wysiłku organizacyjnego i większego nakładu pracy. Jednakże projekt reorganizacji, zatwierdzony Uchwałą, jest — trzeba to obiektywnie stwierdzić — niezwykle śmiały, bez precedensu w Polsce, jeżeli chodzi o melioracje wodne, i tego rodzaju projekt musiał „docierać się“ z zainteresowanymi resortami zanim umieszczony został na porządku dziennym Rady Ministrów. Kwartał spóźnienia, zwłaszcza wobec zastoju robót spowodowanego warunkami klimatycznymi, nie powinien odbić się niekorzystnie na całości prac, związanych z reorganizacją ani na wykonaniu zadań produkcyjnych w roku bieżącym.

INŻ. ZYGMUNT GANOWICZ

Pompownie wodno-melioracyjne dla nawodnień i ich podstawy hydrologiczne

Zamiast wstępu od Redakcji zamieszcza się krótki artykuł inż. C. Kryszana, naczelnego inżyniera w Biurze Projektów Wodno-Melioracyjnych, który w 1955 r. przebywał wraz z inż. T. Bartoszkim z Centralnego Zarządu Wodnych Melioracji na miesięcznym wyjeździe naukowym na Węgrzech.

Na tle projektu pompowni dla nawodnienia Niziny Konińskiej, inż. Zygmunt Ganowicz poruszył w swym artykule marginesowo bardzo istotną w dobie obecnej sprawę stosowania w szerszym zakresie pompowni do nawodnień.

Ci, którzy znali bliżej inż. Ganowicza wiedzą, że ten wybitny hydrotechnik specjalną uwagę poświęcał roli, jaką mogą i powinny spełniać urządzenia pompowe dla rozwijającej się dziś techniki nawodnień użytków rolnych. W ściśle określonych ramach swego artykułu inż. Ganowicz nie znalazł miejsca na rozwinięcie tematu ogólnego. Ponieważ jednak problem mechanicznego podawania wody do nawodnień staje się niemal z każdym miesiącem coraz

bardziej palący, należy choćby w ogólnych zarysach wstępnie go poruszyć.

Niezwykle szybki rozrost mechanizacji w Polsce spowodował że w okresie 10-lecia zostały właściwie wybrane w znacznej większości łatwe, szybkie i tanie w realizacji obiekty melioracyjne. Były to obiekty zamykające się w zakresie gospodarki wodą w zlewni własnej, obiekty nie wymagające specjalnych urządzeń doprowadzających wodę z zewnątrz, nie oparte na gospodarowaniu wodą zbiornikową. W miarę jednak wzrastającego z roku na rok postępu robót wodno-melioracyjnych okazało się, że tych obiektów jest coraz mniej, że wybór jest coraz trudniejszy i że wreszcie

wiele obiektów „łatwych“ gospodaruje wodą, ale kosztem terenów
niżej lub wyżej położonych, dotychczas nie zmeliorowanych.

Wytworzył się paradoksalny kryzys braku właściwych obiektów melioracyjnych do wykonania, przy jednoczesnym dużym wzroście planów inwestycyjnych budownictwa wodno-melioracyjnego, wzroście logicznie podyktowanym potrzebami rolnictwa. Skutki tego kryzysu można zaobserwować zarówno w fazie projektowania, jak i wykonawstwa.

1953 Służba wodno-melioracyjna, w przewidywaniu, że taka sytuacja nastąpi, wskazywała na konieczność budowy urządzeń, które by zaopatrywały w wodę do nawodnień obszary deficytowe i bez których dalszy rozwój melioracji nie jest właściwie możliwy. Od 1953 r. przystąpiono w tym zakresie do opracowań systematycznych w ramach planu perspektywnego gospodarki wodą dla potrzeb rolnictwa. Plan ten jest w stadium końcowego opracowania, z tym, że sukcesywnie — na tle wynikających potrzeb — podawano rozwiązania generalne zaopatrzenia w wodę do nawodnień obszarów deficytowych.

Z tych wszystkich koncepcji realizacji doczekał się już projekt budowy kanału Wieprz — Krzna, który otwiera możliwości melioracji użytków zielonych na obszarze 50 — 70 tysięcy ha. Budowa dalszych urządzeń doprowadzających wodę i to na większą skalę jest nieodzowna, jeżeli ma nadal postępować rozwój melioracji w tej mierze, w jakiej się planuje.

Do urządzeń mechanicznych, które są niezbędne dla dalszego rozwoju melioracji, należy przede wszystkim zaliczyć urządzenia pompowe dla celów nawodniania. Czy istotnie budowa pompowni nawodniających jest taka pilna i czy rozwiąże na razie kryzys,

w jakim znajdują się melioracje? Odpowiedź jest twierdząca, a częściowe uzasadnienie znajdujemy w artykule inż. Ganowicza. Trzeba wziąć przy tym pod uwagę, że szereg obiektów już zmelioryowanych czeka na wodę z zewnątrz, wiele zaś można byłoby meliorować, gdyby istniała pewność dostarczenia wody do nawodnień w krótkim czasie. Wodę tę można w bardzo wielu przypadkach dostarczyć szybko za pomocą pomp, nie czekając na budowę długich nieraz doprowadzalników, których wykonanie muszą poprzedzić często dłuższe studia terenowe. Specjalnie jaskrawo ten problem występuje tam, gdzie użytki zielone leżą wzdłuż większych rzek.

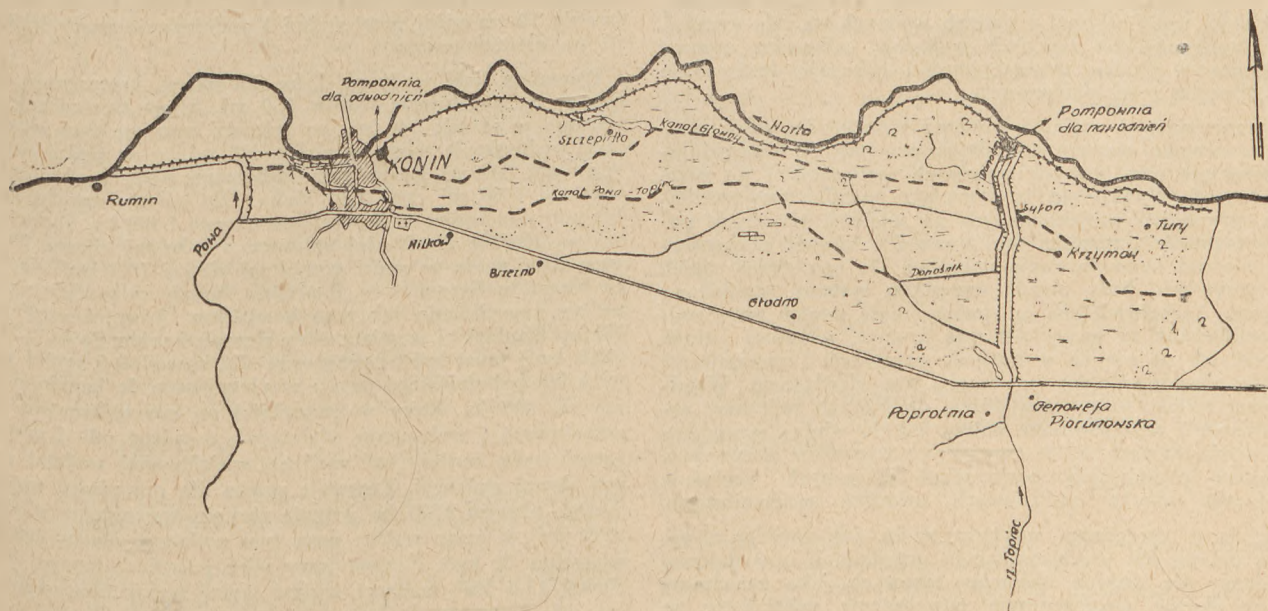
Budowa pompowni dla celów melioracji jeszcze dla wielu wydaje się zagadnieniem skomplikowanym, trudnym do rozwiązania. Tymczasem jest to sprawa znacznie prostsza niż nam się wydaje. Weźmy za przykład Węgry. Tam pompownia jest w melioracjach przedmiotem jakby codziennego użytku. Nie ma prawie obiektu, który nie posiadałby jednej lub kilkunastu pompowni. Przy tym są tam pompownie duże, skomplikowane, o dwustronnym działaniu (na i odwodniającym), ale znaczna większość — to pompownie mniejsze, stałe lub prowizoryczne, obudowane, a nawet bez obudowy, pompy pływające i pompy jakby „kieszonkowe“, które użytkownik wypożycza na kilka lub kilkanaście dni w jednostce eksploatacyjnej. Zagadnienie to zostanie szerzej omówione na łamach „Gospodarki Wodnej“ w oddzielnym artykule. Tu jedynie podkreśla się, że można to zagadnienie rozwiązać również w Polsce, gdyż przykład poucza, że państwo wcale nie zasobniejsze od Polski, potrafiło pompownie u siebie szeroko upowszechnić.

Inż. Czesław Kryszan

Pompownie wodno-melioracyjne dla odwodnień były szeroko potraktowane w literaturze niemieckiej i znajomość ich podstaw hydrologicznych, jak również sposobu funkcjonowania były dostatecznie rozpowszechnione. Gdy po odzyskaniu niepodległości w nowych granicach Polski Ludowej wraz z Ziemią Zachodniopomorską weszły do naszego gospodarstwa społecznego nizinne tereny depresyjne i półdepresyjne, uzyskaliśmy możliwość praktycznego zapoznania się z zagadnieniami urządzeń pompowych w melioracjach. Urządzenia te jednak nastawione były wyłącznie na cele odwodnienia terenów depresyjnych i półdepresyjnych. Te-

stworzenie optymalnych warunków dla naszych naturalnych środowisk paszowych. Jednym z najpoważniejszych elementów poza glebą jest dla produkcji paszowej woda, czego bliżej nie potrzebujemy uzasadniać.

Naturalne tereny paszowe nie będą posiadały w wielu przypadkach, po uruchomieniu pełnej produkcji, dostatecznej ilości tego elementu i sztuczne sposoby dostarczenia wody wysuwać się będą w tych przypadkach na pierwszy plan. Do terenów niedostatecznie zaopatrzonych w wodę należą w wielu przypadkach niziny nadreczne (patrz Gosp. Wodna 2/55, art. „Melioracje nizin



Rys. 1.

mat ten był już poruszany w poprzednich artykułach autora (Gosp. Wodna 2/55, 5/55). Sprawy natomiast urządzeń pompowych dla celów nawodnień nie były dotąd poruszane u nas w sferze teoretycznej jak i praktycznej.

Problemy zaś zwiększenia baz paszowych wskazane nam przez uchwały II Plenum KC PZPR nakazują zwrócenie uwagi na

nadrzecznych i ich obwałowanie¹⁴). W nizinach takich, gdzie zlewnie własne są stosunkowo skromne, jedynym łatwo dostępnym źródłem wody dla nawodnień jest rzeka główna płynąca obok wspomnianej niziny. Dostarczenie wody z rzeki głównej na teren przyległy nie zawsze będzie osiągalne przy pomocy piętrzących urządzeń jazowych na rzece, szczególnie gdy należy ona do

większych cieków i gdy przebiega przez płaskie tereny nizinne. Budowa większych jazów i tworzenie wysokich piętrzeń wywołują często komplikacje w stosunkach wodnych, odbijających się na życiu gospodarczym rozległych obszarów. Wytwarzają się przeto dla takich urządzeń piętrzących tak poważne przeszkody, że obalają niejednokrotnie zamierzone inwestycje i mogą być jedynie realizowane wtedy, gdy kompleks zagadnień wodnych na skalę już krajową pozwala na takie rozwiązanie.

Bardzo prosto rozwiąże się natomiast sprawa dostarczania wody na powierzchnię łąk nadrzecznych przez pobudowanie stacji pomp dla nawodnień. Na przykładzie praktycznym wskazujemy poniżej zasady projektowania takiej pompowni. Projekt melioracji Niziny Konińskiej przewiduje pobudowanie pompowni dla nawodnień. Nizina Konińska (rys. 1) o obszarze ok. 4 500 ha cierpiała zawsze na skutek stałego podtapiania i zalewania wodami rz. Warty i rz. Topca oraz z własnej zlewni, na brak swobodnego odpływu i nadmiar wilgoci.

Pierwszym etapem robót melioracyjnych, mających na celu ochronę niziny i terenów zamieszkałych przed klęską powodzi, było obwałowanie rzeki Warty, rozpoczęte w ostatnim dziesięcioleciu przed II wojną światową, zakończone zaś po wyzwoleniu w 1950 r. Wobec nieuregulowania sprawy melioracji zawała roboty wałowe nie rozwiązały całkowicie problemu powodziowego na Nizinie Konińskiej. Swobodnie bowiem puszczona rz. Topiec, lewobrzeżny dopływ rz. Warty, przepływający przez Nizinę Konińską powodowała przy dłuższej trwających wysokich stanach rz. Warty w okresie wiosennym częściowy zalew niziny. Szczególnie ostro wystąpiło to zjawisko w 1953 r., kiedy to niepomyślny przebieg kilkakrotnych roztopów w okresie zimowo-wiosennym był przyczyną wielkiej powodzi na całym terenie zawała Niziny Konińskiej, przynosząc poważne straty w plonach i budynkach licznych osiedli.

W tym stanie rzeczy rozpoczął się drugi etap prac melioracyjnych, polegających na ujęciu wód rz. Topiec w waly wsłeczne i zaprojektowaniu poza tym stacji pomp dla umożliwienia pełnego odwodnienia utworzonego polderu na Nizinie Konińskiej. Trzecim etapem będą szczegółowe prace melioracyjne, które pozwolą na intensywne zagospodarowanie Niziny niemożliwe dotychczas na skutek wadliwych stosunków wodnych.

Przy szczegółowym opracowaniu projektu melioracyjnego i zestawieniu bilansu wodnego ujawniło się to, co na nizinach tego typu stanowi paradoks, a mianowicie tereny o nadmiernej wilgoci stały się na skutek przeprowadzenia podstawowych prac przeciwpowodziowych i odwodniających terenami deficytowymi w wodę. Produkcja rolnicza na takich terenach może rozwijać się pomyślnie jedynie pod warunkiem zapewnienia im wody w okresie wegetacyjnym. Przeprowadzone poniżej obliczenie posiadanych zasobów wody własnej i potrzeb wodnych na cele wysoceprodukcyjnych użytków zielonych wykazują całkowicie ujemny bilans wodny w okresie wegetacyjnym i nakazują dostarczenie wody z zewnątrz przez pompowanie.

Na wstępie naszych obliczeń wodnych należy zdać sobie sprawę, jakie w ogóle systemy nawodnień powinny mieć decydujące zastosowanie przy nowych masowych melioracjach na użytkach zielonych. Wydaje się, że pierwszym zasadniczym postulatem dla nawodnień projektowanych na wielkich obszarach powinna być przede wszystkim ich prostota i łatwość obsługi, a jak również konserwowania urządzeń. Do nawodnień takich należą oczywiście będą przede wszystkim systemy podsiąkowe i zalewowe. Aczkolwiek oba te systemy mają swoich przeciwników i poddawane są niejednokrotnie krytyce, niemniej jednak eliminować ich się nie da w naszych warunkach i zastosowanie ich będzie prawdopodobnie na długie lata nieodzowne. Wszelkie bowiem wyższe formy nawodnień, do których zaliczamy systemy stokowe i deszczowniane należą już do więcej skomplikowanych, wymagających nieraz specjalnych warunków terenowych, jak również plantowania powierzchni zróżnicowanych względnie wprowadzenia wysoko nakładowych urządzeń mechanicznych.

Licząc się z oszczędnym zużyciem wody, jak również z potrzebnym czasem dla przeprowadzenia manipulacji nawodnienia, projektujemy dla dużych obszarów łąkowych jako zasadniczy system w okresie wegetacyjnym nawodnienie podsiąkowe ze zmiennym lustrem wody, uważając to ostatnie za wielce pożyteczne nawodnienie zwilżające. Godzimy się z przeciwnikami nawodnienia podsiąkowego, że nawodnienie podsiąkowe ze stałym lustrem wody ma dużo wad dla procesów biotycznych w glebie i jako takie może być stosowane jedynie w tych przypadkach, gdy kompletne braki wody nie pozwalają na zastosowanie podsiąku zmiennego. Wyrównaniem pewnych braków nawodnienia podsiąkowego dla glebowych procesów biotycznych będzie sto-

sowanie nawodnień zalewowych, które powinny być prowadzone w okresie pozawegetacyjnym. Głównym ich zadaniem powinno być używanie procesów glebowo-twórczych i użyżenie gleby przez dostarczenie wody na jej powierzchnię. Szczególnie korzystnym dla tych nawodnień okresem będzie wiosna, kiedy to obfite przepływy wód w naszych rzekach i wysokie stany na tych ostatnich pozwolą na łatwe wprowadzenie wody na tereny przyległe i użyżenie ich bogatymi w namuły wodami. Niejednokrotnie na rzekach obfitujących w żyzne wody (np. Wisła) możliwe i korzystne będzie stosowanie tych nawodnień w okresie jesiennym, szczególnie wtedy gdy dysponować będziemy urządzeniami pompowymi dla tych celów.

Przechodząc do projektu Niziny Konińskiej podajemy, że na terenie objętym zasięgiem projektowanej pompowni dla nawodnień posiadamy ok. 1 220 ha łąk. Dla obszaru tego obliczamy zapotrzebowanie wody przy założeniu nawodnienia podsiąkowego ze zmiennym poziomem. Za krytyczny dla nawodnień tego typu uważamy okres bezpośrednio następujący po przeprowadzeniu pierwszego pokosu, kiedy to woda w rowach musiała być opuszczona do dna dla umożliwienia odwodnienia na czas sprętu siana i ponownie podniesiona po jego zakończeniu. Dla tego przeto okresu tj. dla pierwszej połowy miesiąca lipca ustalamy zapotrzebowanie pełne wody i dokonujemy odpowiedniego zestawienia bilansowego. Zapotrzebowanie wody obliczone metodą prof. J. Ostromeckiego (Gosp. Wodna nr 10/54 art. „Obliczanie zapotrzebowania wody dla łąk zmeliowanych”) dla poszczególnych miesięcy okresu wegetacyjnego w uzależnieniu od obliczonego parowania terenowego metodą hydrometrycznego współczynnika parowania i metodą termicznego współczynnika parowania. Do obliczeń przyjęto wyniki średnie parowania terenowego obliczone powyższymi metodami. Z uwagi na zaleganie na obszarze objętym projektem Niziny Konińskiej gleb madowych i częściowo torfowych parowanie terenowe obliczamy dla obydwu rodzajów gleb i za miarodajny do obliczeń przyjmujemy hektar zastępczy o zawartości 80% gleb madowych (położonych na piasku) i 20% gleb torfowych. Obliczone potrzeby wody netto osiągną największe nasilenie dla pierwszego pokosu w miesiącu czerwcu 0,32 l/s/ha dla roku średnio suchego dla gleby madowej oraz 0,45 l/s/ha dla gleby torfowej. Dla drugiego zaś pokosu odpowiednie cyfry dla miesiąca lipca wynoszą dla gleb madowych 0,28 l/s/ha oraz dla gleb torfowych 0,62 l/s/ha. Na hektar zastępczy wypadnie przeto zapotrzebowanie netto $0,8 \cdot 0,28 + 1 \cdot 0,62 = 0,35$ l/s/ha. Obliczenie chłonności gleby dokonane według wykresów uwilgotnienia sporządzanych przez prof. J. Ostromeckiego (Gosp. Wodna 5/54 art. inż. K. Smólskiej pt. „Obliczanie potrzeb wodnych i dawek nawodnienia zalewowego i podsiąkowego”) daje nam na hektar zastępczy 807 m³/ha przy założeniu opuszczenia poziomu wody w rowach do dna, czyli średnio 70 cm niżej powierzchni i podniesienie wody średnio do 20 cm poniżej terenu.

Potrzebna ilość wody na 1 ha dla okresu krytycznego wyniesie: a) na napełnienie rowów 150 m³, b) na transpirację i parowanie w okresie 14 dni (na tyle dni przyjmujemy okres operacji podnoszenia wody w glebie 423 m³, c) na podniesienie lustra wody 807 m³. Razem zapotrzebowanie wody w okresie 14 dni wyniesie 1 580 m³ czyli 1,15 l/s/ha. Dla całego obszaru 1 220 ha łąk potrzeba będzie w krytycznym okresie 1 400 l/s. Dysponujemy zaś na Nizinie Konińskiej spływem z lokalnej zlewni 70,9 km³ przy czym woda w części górnej tej zlewni 13,5 km³, obejmująca kompleks Krzymów — Paprotnia, będzie całkowicie wyzyskana na nawodnienie łąk tego kompleksu. Również część zlewni Niziny Konińskiej, a mianowicie zlewnia kanału Powa — Topiec (33,8 km³) musi być rezerwowana dla nawodnień wyżej położonych łąk południowego tarasu przylegającego do kanału o obszarze ok. 600 ha, które w przyszłości po uporządkowaniu dolów potorfowych i wykonaniu właściwych urządzeń od- i nawodniających będą musiały być zasilane wysiękowymi wodami z własnej zlewni stokowej. Pozostaje przeto dla nawodnień wyżej podanego obszaru 1 220 ha jedynie zlewnia wewnętrzna o obszarze 23,6 km², z czego należy poza tym wyłączyć obszar łąk o powierzchni 12 km². Dysponujemy więc jedynie spływem netto ze zlewni 11,6 km³ mogącej zasilać wyżej wymienione powierzchnie łąk. Spływ z tej zlewni w okresie niskich stanów wyniesie zaledwie 20 l/s, stąd wobec wyliczonego zapotrzebowania dla okresu krytycznego 1 400 l/s otrzymujemy w okresie średnio suchego roku deficyt wody w ilości 1 380 l/s. Należy tutaj również zaznaczyć, że zasoby wodne rzeki Topiec w zlewni 135,5 km³ będą musiały pokryć potrzeby nawodnień kompleksu Krzymów — Paprotnia i w lasnych obszarach łąkowych górnego Topca w ilości ok. 900 ha łąk.

Projektowana przeto pompownia będzie miała za zadanie dostarczenie dla zaspokojenia potrzeb właściwej Niziny Konińskiej 1380 l/s w okresie krytycznym. Powstaje pytanie, na jaką wydajność i na ile zespołów pompowych projektować naszą pompownię? Ponieważ maksymalna praca pomp na dobę powinna być ograniczona do 20 — 22 godzin, wydajność projektowana pomp musi być większa i wynosić 24/20 czyli 1650 l/s. Czy przyjmowanie rezerwy pompowej jest konieczne dla naszego wypadku i na ile zespołów powinniśmy podzielić ogólną wydajność pompowni, wykażą poniższe obliczenia i rozważania, dotyczące zapotrzebowania wody w poszczególnych okresach sezonu wegetacyjnego.

Jak już zaznaczyliśmy na wstępie, nawodnienie zaprojektowano podsiakowe okresowe ze zmiennym lustrem wody. W założeniach naszych przyjmujemy, że cykl jednej operacji nawodnienia składa się z 14-dniowego okresu, w którym podnosimy lustro wody w glebie i 7-dniowej przerwy w nawodnieniu w czasie której obniżamy lustro wody. Obliczenia zapotrzebowania wody dla poszczególnych miesięcy okresu wegetacyjnego obliczone wyżej wspomnianą metodą prof. Ostromeckiego wykazują dla roku normalnego w przeliczeniu na 1 ha zastępczy (o zawartości 80% gleb madowych na piasku i 20% gleb torfowych) co następuje:

- 1) kwiecień — zapasy wilgoci gruntowej i opady atmosferyczne pokrywają z nadmiarem zapotrzebowanie wody
- 2) maj — niezbędny dopływ sekundowy netto (na pokrycie transpiracji i parowania) wynosi 0,17 l/sek/ha
- 3) czerwiec — niezbędny dopływ sekundowy netto (na pokrycie transpiracji i parowania) wynosi 0,34 l/sek/ha
- 4) lipiec — niezbędny dopływ sekundowy netto (na pokrycie transpiracji i parowania) wynosi 0,25 l/sek/ha
- 5) sierpień — niezbędny dopływ sekundowy netto (na pokrycie transpiracji i parowania) wynosi 0,24 l/sek/ha

Operację zatem I nawodnienia zaczynamy 1 maja i prowadzimy ją do 14 maja. Przy założeniu, że po wiosennym powierzchniowym zalewie łąk nastąpi otwarcie zastawek i obniżenie poziomu wody gruntowej do 0,6 metra poniżej terenu. Pełne zapotrzebowanie wody na wypełnienie rowów, wypełnienie chłoności glebowej i pokrycie transpiracji i parowania w okresie 14 dni wyniesie na 1 ha zastępczy 0,80 l/sek/ha. Na cały zaś obszar objęty nawodnieniem przy pomocy pompowni $1.200 \text{ ha} \times 0,8 = 960 \text{ l/sek/ha}$. W okresie 7 dni od 15—21 maja przerwy mamy dopływ wody i obniżamy przez częściowe otwarcie zastawek poziom wody w glebie średnio 0,50 m poniżej terenu.

Operację II nawodnienia zaczynamy 22 maja i prowadzimy ją do 4 czerwca. Pełne zapotrzebowanie wody w tym okresie wynosi 0,51 l/sek/ha, czyli na cały obszar nawodnienia $1200 \text{ ha} \times 0,51 = 612 \text{ l/sek}$. Od 5 czerwca przerywamy dopływ wody i obniżamy przez częściowe otwarcie zastawek do dnia 15 czerwca poziom wody w glebie średnio 0,50 m poniżej terenu, a następnie z uwagi na rozpoczynający się I sianokos otwieramy zastawki całkowicie i dążymy do opróżnienia wszystkich rowów do samego dna dla umożliwienia sprzętu siana. Stan ten trwa do 30 czerwca.

III nawodnienie zaczynamy z dniem 1 lipca i prowadzimy je do 14 lipca. Zapotrzebowanie wody w tym okresie wypada największe z uwagi na większe obniżenie poziomu wody gruntowej w czasie sianokosu. W naszym wypadku przyjęliśmy, że poziom ten ustali się 0,70 m poniżej terenu. Przy ponownym podniesieniu go do 0,20 m poniżej terenu, pełne zapotrzebowanie wody w okresie 14 dni wynosi 1,01 l/sek/ha (dla roku normalnego).

Na cały obszar nawodnienia zapotrzebowanie wody wyniesie $1200 \text{ ha} \times 1,01 = 1212 \text{ l/sek}$.

Następuje znowu kolejna 7-dniowa przerwa w nawodnieniu od 15—21 lipca przy obniżeniu poziomu wody gruntowej do 0,5 m pod terenem.

IV nawodnienie 22.VII — 4.VIII wymagać będzie dopływu 0,54 l/sek/ha, na cały zaś obszar 648 l/sek.

V nawodnienie 12—25 sierpnia jako ostatecznie w okresie wegetacyjnym wymaga doprowadzenia również 0,54 l/sek/ha czyli 648 l/sek na cały obszar.

Jak widzimy z powyższego, doprowadzenie wody dla nawodnienia naszego obszaru łąkowego wymaga wydatku od 612 l/sek — 1212 l/sek w sezonie wegetacyjnym roku normalnego. Wybór przeto wielkości poszczególnego zespołu pompowego dyktuje nam najniższy wydatek na nawodnienie obliczony powyżej, czyli

612 l/sek. Ze względów jednak fabrycznych jako jednostkę zespołową wybieramy pompę o wydajności 600 l/sek. Ponieważ w okresie krytycznym roku średnio suchego zapotrzebowanie wody wynosi jak wyżej wyliczone 1380 l/sek, przy 20-godzinnej zaś pracy pomp na dobę konieczna wydajność pompowni byłaby 1650 l/sek, decydować się musimy na 3 zespoły pompowe po 600 l/sek każdy, czyli ogólna wydajność pompowni wyniesie w tym wypadku 1800 l/sek. Otrzymamy zatem pewną rezerwę $(1800 - 1650 = 150 \text{ l/sek})$, która w naszych warunkach będzie zupełnie wystarczająca, gdyż okres maksymalnego zapotrzebowania wody czyli wprowadzenia w ruch 3 zespołów wypada raz w roku i to przy nasileniu większym jedynie w latach średnio suchych.

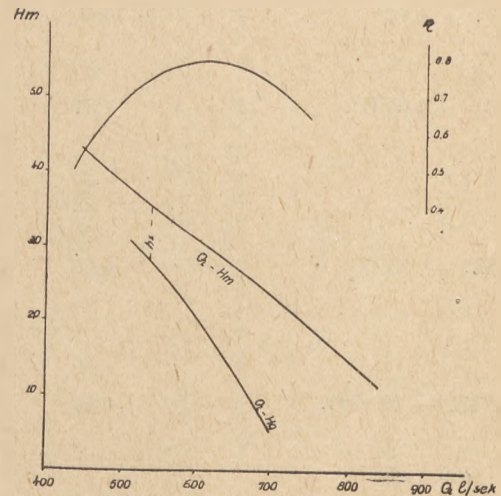


Fig. 2. Charakterystyka pompy śmigłowej o wydajności nominalnej 600 l/sek

Dla zobrazowania pracy pompowni sporządzamy wykres nr 1, na którym wykreślamy dla okresów prowadzonego nawodnienia poziom górnej wody przy pompowni tj. poziom lustra wody w doprowadzalniku, poziomy wody w rzece Warcie, z której czerpiemy wodę do nawodnień. Na tym samym wykresie nanosimy odpowiednie wydatki doprowadzalnika dla poszczególnych okresów (wyżej podanych) nawodnień. Poziom wody górnej uwarunkowany jest wysokością położenia donośnika przy pompowni i napełnieniem przekroju tego donośnika, uzależnionym od wydatku pomp w danym okresie. W naszym wypadku poziom ten przyjmujemy wg obliczenia hydraulicznego przy pracy jednego zespołu pompowego na rzędnej 86,24 i przy pracy dwóch zespołów na rzędnej 86,34 co uwidoczniono na wykresie. Poziomy wody od strony dolnej uzależnione są od wahań stanów wód w rz. Warcie, które nanosimy jako przeciętne z okresu kilkudziesięcioleci dla miesięcy, w których prowadzimy nawodnienia, tj. od maja do sierpnia włącznie. Z danych tych obliczamy geometryczne wysokości podnoszenia wody H_g w poszczególnych dniach względnie grupach dni. Obliczenia te podane są w tabl. I. Średnią obliczeniową wysokość geometrycznego podnoszenia obliczamy z wzoru

$$H_{g \text{ obl}} = \frac{\sum Q H_g T}{\sum Q T} = \frac{136,28}{64,80} = 2,10 \text{ m}$$

Przyjmując dla wstępnych obliczeń straty wysokości (ciśnienia) $\Sigma h_s = 1 \text{ m}$, otrzymujemy obliczeniową wartość pełnej wysokości manometrycznej:

$$H_{obl} = 2,10 + 1,0 = 3,10 \text{ m.}$$

Obliczamy poza tym maksymalne i minimalne wysokości podnoszenia z wyżej podanego wykresu nr 1. Pompowanie wodno-melioracyjne dla nawodnień i ich podstawy

$$H_{g \text{ maks}} = 86,24 - 83,40 = 2,84 \text{ m}$$

$$H_{man \text{ maks}} = 2,84 + 1,00 = 3,84 \text{ m}$$

$$H_{g \text{ min}} = 86,54 - 85,20 = 1,34 \text{ m}$$

$$H_{man \text{ min}} = 1,34 + 1,00 = 2,34$$

TABLICA I

Nr nawodnienia	Terminy nawodnień	Liczba dni T	Wydatek donośnika potrzebny do nawodnienia Q m ³ /sek.	Rzędna poziomu wody		Geometryczna wysokość pompowania H_g m	$Q T$	$Q H_g T$
				górnej	dolnej			
1	1.V. — 14.V.	2	0,96	86,54	85,00	1,54	1,92	2,96
		3	"	"	84,80	1,74	2,88	5,02
		4	"	"	84,60	1,94	7,68	14,90
		5	"	"	84,40	2,14	8,64	18,50
2	22.V. — 4.VI.	4	0,61	86,24	84,20	2,04	2,44	4,98
		6	"	"	84,00	2,24	3,66	8,20
		4	"	"	83,80	2,44	2,44	5,96
3	1.VII — 14.VII.	1	1,21	86,54	85,20	1,34	1,21	1,62
		1	"	"	85,00	1,54	1,21	1,86
		2	"	"	84,80	1,74	2,42	4,22
		2	"	"	84,60	1,94	2,42	4,68
		3	"	"	84,40	2,14	3,63	7,78
		5	"	"	84,20	2,34	6,05	14,10
4	22.VII — 4.VIII.	4	0,65	86,24	84,00	2,24	2,60	5,82
		4	"	"	83,80	2,44	2,60	6,35
		2	"	"	83,60	2,64	1,30	3,44
		2	"	"	83,40	2,84	1,30	3,70
		2	"	"	83,80	2,44	1,30	3,17
5	12.VIII — 25.VIII.	8	0,65	86,24	84,00	2,24	5,20	11,60
		5	"	"	84,20	2,04	3,25	6,23
		1	"	"	84,40	1,84	0,65	1,19
		70					64,80	136,28

Średni obliczeniowy wydatek donośnika otrzymujemy z wzoru:

$$Q_{sr} = \frac{\sum Q T}{\sum T} = \frac{64,80}{70} = 0,925 \text{ m}^3/\text{s}$$

Maksymalny wydatek donośnika:

$Q_{maks} = 3 \cdot 0,6 = 1,8 \text{ m}^3/\text{s}$ na wypadek uruchomienia trzech zespołów pompowych. Częstszy będzie wypadek uruchomienia dwóch zespołów i wówczas

$$Q_{maks} = 2 \cdot 0,6 = 1,2 \text{ m}^3/\text{s}$$

Minimalny wydatek donośnika będzie:

$$Q_{min} = 0,6 \text{ m}^3/\text{s}$$

Posiłkując się tabl. I możemy również łatwo ustalić ogólną ilość pracy pompowni potrzebną do pompowania wody dla całego okresu wegetacyjnego. Praca ta na wale pompy wyniesie wg wzoru

$$E = \frac{1000 \cdot Q_{sr} \cdot H_{man obl}}{75 \cdot \eta} = 24, \sum T \text{ KM/godz} =$$

$$= \frac{1000 \cdot 0,925 \cdot 3,10}{75 \cdot 0,79} = 24 \cdot 70 = 81500 \text{ KM/godz}$$

gdzie współczynnik sprawności pompy przyjmujemy średnio

$$\eta = 0,79$$

W oparciu o wyżej podane obliczeniowe wysokości podnoszenia i wydatki donośnika dobieramy na podstawie katalogów pompowych takie zespoły, aby odpowiadały powyżej podanym warunkom. Jako nominalną przeto wydajność jednej pompy przyjmujemy $Q = 600 \text{ l/s}$, nominalną zaś wysokość podnoszenia dla pompy określamy na $H_{man obl} = 3,10 \text{ m}$. Pompa oczywiście musi być tak dobrana, aby posiadała również i przy wysokościach maksymalnych, w naszym przypadku $H_{man maks} = 3,84 \text{ m}$ przy możliwie dużym współczynniku wydajności. Dokładny dobór pomp

dostosowanych do powyższych warunków powinien być uzgodniony z fabryką. Na rys. 2 przedstawiamy charakterystykę potrzebnej nam pompy śmigłowej o wydajności nominalnej 600 l/s i maksymalnym współczynniku wydajności $\eta = 0,8$.

Ponieważ robocza wydajność zaprojektowanej pompowni wynosi przy trzech zespołach $1,8 \text{ m}^3/\text{s}$ i nie zawsze wydajność poszczególnych zespołów odpowiada zapotrzebowaniu wody do nawodnień, zestawiamy poniżej w tabl. II obliczeniowy harmonogram pracy pomp w poszczególnych okresach nawodnienia. Harmonogram ten wypełnia się kombinowaniem pracy pomp w ten sposób, aby ogólna ilość wody dostarczona przez pompownię w danym okresie odpowiadała potrzebom nawodnienia. Czas pracy pomp oznacza się przy tym wg równania $QT = q(t_1 + t_2 + t_3)$, gdzie Q — wydatek donośnika potrzebny do nawodnień wg tabl. I, T — rozpatrywany odcinek czasu z wydatkiem Q , q — wydajność jednej pompy, t_1, t_2, t_3 — czas pracy pomp.

Korzystając z charakterystyki pompy podanej na rys. 2, obliczamy w tablicy II odnośne wydajności pomp dla poszczególnych wysokości podnoszenia. Wahania wydajności w uzależnieniu od ziemnych wysokości podnoszenia wynoszą w naszym przypadku 540 l/s jako minimalna i 650 l/s jako maksymalna. Z tabl. II wynika, że tylko w okresie krytycznym nawodnienia tj. 1.VII — 14.VII. pracować będą trzy zespoły pomp i III zespół niepełną ilość godzin na dobę. Obliczenia przeprowadzono w założeniu dwudziestogodzinnej pracy na dobę. W pozostałych okresach nawodnień wegetacyjnych włączane będą do pracy tylko po dwa zespoły pomp. Oczywiście w okresie roku suchego III zespół będzie pracował również większą ilość godzin na dobę.

Korzystając z tabl. II możemy ustalić dokładną ilość pracy, jaką należy wykonać na wale pomp w poszczególnych okresach nawodnienia zgodnie z ustalonym wyżej harmonogramem. Praca ta za cały okres wegetacyjny wynosi według szczegółowego obliczenia 72460 KM/godz.

Dla wstępnego zorientowania się co do potrzebnej mocy silnika w każdym zespole pompowym ustalamy poniżej w tabl. III warunki pracy pomp przy skrajnych i średniej wysokości podnoszenia, korzystając z wyżej podanej charakterystyki pompy na rys. 2, gdzie oprócz krzywej wysokości geometrycznych podano również krzywą wysokości manometrycznych, uwzględniając straty wysokości przy poszczególnych zmiennych wydajnościach pompy.

TABLICA II

Nr nawodnienia	Terminy nawodnień	Liczba dni T	Wydatek wg wykresu nawod. Q m ³ /sek	Geometryczna wysokość podnoszenia Hg m	Manometryczna wysokość podnoszenia Hm m	Wydajność pompy q m ³ /sek.	Liczba pracujących pomp	Wydajność pompowni Q_{pomp} st. m ³ /sek.	Ilość godz. pracy pomp			Suma godz. pracy wszystkich pomp	Współczynnik wydajności pomp	Praca pomp KM/godz. **)
									I. pompa	II. pompa	III. pompa			
1	I.V. — 14.V.	2	0,96	1,54	2,84	0,635	2	1,27	40	33	—	73	0,79	2,220
		3	„	1,74	2,94	0,620	2	1,24	60	51	—	111	0,80	3,380
		4	„	1,94	3,04	0,610	2	1,22	80	71	—	151	0,80	4,660
		5	„	2,14	3,14	0,590	2	1,18	100	95	—	195	0,79	6,100
2	22.V. — 4.VI.	4	0,61	2,04	3,09	0,600	2	1,20	80	18	—	98	0,80	3,030
		6	„	2,24	3,19	0,585	2	1,17	120	31	—	151	0,79	4,750
		4	„	2,44	3,29	0,570	2	1,14	80	18	—	98	0,78	3,140
3	1.VII — 14.VII.	1	1,21	1,34	2,74	0,650	3	1,95	20	20	5	45	0,78	1,370
		1	„	1,54	2,84	0,635	3	1,90	20	20	6	46	0,79	1,400
		2	„	1,74	2,94	0,620	3	1,86	40	40	14	94	0,80	2,850
		2	„	1,94	3,04	0,610	3	1,83	40	40	15	95	0,80	2,940
		3	„	2,14	3,14	0,590	3	1,77	60	60	27	147	0,79	4,600
		5	„	2,34	3,24	0,575	3	1,72	100	100	52	252	0,78	8,040
4	22.VII — 4.VIII.	4	0,65	2,24	3,19	0,585	2	1,17	80	27	—	107	0,79	3,380
		4	„	2,44	3,29	0,570	2	1,14	80	29	—	109	0,78	3,500
		2	„	2,64	3,39	0,555	2	1,10	40	17	—	57	0,77	1,860
		2	„	2,84	3,49	0,540	2	1,08	40	18	—	58	0,76	1,920
		2	„	2,44	3,29	0,570	2	1,14	40	17	—	57	0,78	1,830
		2	„	2,44	3,29	0,570	2	1,14	40	17	—	57	0,78	1,830
5	12.VIII — 25.VIII.	8	0,65	2,24	3,19	0,585	2	1,17	160	53	—	213	0,79	6,700
		5	„	2,04	3,09	0,600	2	1,20	100	30	—	130	0,80	4,020
		1	„	1,84	3,00	0,615	2	1,23	20	5	—	25	0,80	770
		70							1400	791	119	2310		72.460

*) Przy założeniu, że praca pomp na dobę wynosi 20 godz.

**) Pracę tę wyliczono na wale pompy wg wzoru $E = \frac{1000 \times q \times H_m}{75 \times \eta} \times \Sigma \text{ tKM/godz.}$

TABLICA III

Geodetyczne wysokości podnoszenia Hg m	Manometryczne wysokości podnoszenia Hm m	Wydajności pompy Q m ³ /sek	Współczynnik sprawności pompy	Moc na wale pompy N _p KM _p
Max. Hg = 2,84	Max. Hm = 3,55	0,535	0,75	34
Śred. Hg = 2,10	Śred. Hm = 3,10	0,600	0,80	31
Min. Hg = 1,34	Min. Hm = 2,75	0,650	0,78	31

Z otrzymanych w tabl. III mocy skrajnych największa jest 34 KM, przy maksymalnej wysokości podnoszenia. Przyjmujemy przeto tę ostatnią za miarodajną do obliczenia mocy silnika elektrycznego, którą obliczamy według wzoru

$$N_s = \frac{N_p \cdot 1,15}{\eta_s} = \frac{34 \cdot 1,15}{0,96} = 41 \text{ KM} = 0,736 \cdot 41 = 30 \text{ KW,}$$

przy założeniu dla silnika elektrycznego $\eta_n = 0,96$ i współczynnika zapasu 1,15. Obliczenie powyższe odnośnie mocy silnika należy traktować jako próbne, pozostawiając faktyczny dobór silnika właściwemu konstruktorowi pomp w uzależnieniu od charakterystyki wyprodukowanych przez fabrykę pomp i możliwości dostosowania ich do wyżej podanych wysokości podnoszenia i warunków pracy.

W naszym wypadku wahania geometrycznych wysokości podnoszenia są stosunkowo nieduże od 1,34 m — 2,84 m, możliwe przeto staje się przy wyborze pomp śmigłowych uzyskanie wysokich współczynników wydajności, które dla pomp tego rodzaju charakteryzują się płaską krzywą o stosunkowo dużym zasięgu.

Dzięki zaprojektowaniu trzech zespołów pompowych o wydajności 600 l/sek każdy i uzyskanie przez to pewnej rezerwy (ca 10%) w stosunku do maksymalnego zapotrzebowania wody w okresie krytycznym dla roku średnio suchego, staje się możliwe wyzyskanie naszej pompowni dla nawodnień zalewowych przy stosowaniu ich w nieco dłuższym okresie również poza wegetacyjnym. Na wypadek niskich stanów na rzece Warcie w okresie wiosennym, gdy wprowadzenie grawitacyjne wód sterowanych na powierzchnię łąk Niziny Konińskiej byłoby niemożliwe, pompownia nasza wypełni wtedy zadanie dostarczenia wody. Wydajność całkowita pompowni 1,8 m³/sek przy stosowaniu 20-godzinnej pracy pomp na dobę pozwoli nam na zalew 1.200 ha łąk w czasie

$$\frac{1.200 \text{ ha} \times 3.200 \times 24}{1,8 \times 86.400 \times 20} = 30 \text{ dni, przy założeniu, że chłonność}$$

60 cm warstwy gleby na wiosnę wynosi w naszych warunkach 580 m³/ha, pojemność rowów 150 m³/ha, warstwa zaś zalewu powierzchniowego wymaga 2500 m³/ha czyli łącznie 3.200 m³/ha.

W wypadku stosowania jesiennych nawodnień zalewowych, chłonność gleby będzie większa niż w okresie wiosennym, wynosi ona dla warstwy 70-centymetrowej 830 m³/ha i wówczas całkowita dawka zalewowa na 1 ha wyniesie 3500 m³. Przedłuży to czas zalewu obszaru 1200 ha łąk do 32 dni. Czasokresy te nie będą za długie, jeżeli chodzi o nawodnienia pozawegetacyjne i pompownię naszą możemy wyzyskiwać dla obydwu rodzajów nawodnienia.

Jeżeli chodzi o koszty energii potrzebnej dla zaspokojenia potrzeb wodnych w okresie wegetacyjnym przy pomocy pompowania, obliczamy je dla wyżej podanej ilości pracy 72.460 KM/godz czyli 55.000 kilowatgodzin. Przyjmując koszt jednego kilowata 0,45 zł otrzymamy całkowity koszt energii 24.600 zł, co daje obciążenie 20 zł na jeden hektar obszaru nawodnianego. Oczywiście dojdą do tego jeszcze koszty obsługi pompowni w okresie jej pracy.

DZIAŁ II—PODSTAWY PROJEKTOWANIA

DOC. INŻ. LEONARD SKIBNIEWSKI

Znaczenie normalnych zarośli brzegowych w zagospodarowaniu rzek i zbiorników

Ostatnio w literaturze obcej coraz częściej ukazują się prace omawiające znaczenie rośliny w zagospodarowaniu cieków i zbiorników wodnych. W ZSRR i środkowej Europie zagadnienie to już od dawna wysunęło się poza ramy teoretycznych rozważań i dyskusji, a autorzy, omawiając metody i dodatnie wyniki biologicznej zabudowy brzegów zbiorników, bądź też regulowanych lub kanalizowanych rzek, powołują się na liczne konkretne przykłady przykłady wykonanych robót, w których przy umocnieniu brzegów zamiast betonu i kamienia zastosowano żywe materiały roślinne. Omawiany temat na łamach naszej prasy technicznej był poruszany, z dość ograniczonego punktu widzenia; postaramy się zatem oświetlić zagadnienie nieco wszechstronnie, aby znalazło ono większe niż dotąd zrozumienie w naszych sferach technicznych, zainteresowanych budownictwem wodnym i melioracjami.

Regulacja rzek

Fabijanowski [2], znawca zagadnień ochrony przyrody, zwraca uwagę na brak zrozumienia wpływu zadrzewień na umocnienie brzegów naszych cieków. Podkreśla przy tym słusznie, że wstępne prace związane z regulacją rzek nasi technicy zaczynają zazwyczaj od „regularnego” usuwania zadrzewień i roślinności występującej na brzegach. Do trzebieży zadrzewienia znajdującego się w dalszych partiach brzegowych przyczynia się poza tym obwałowanie, co powoduje w międzyczasie likwidację wielu lasów łęgowych, które poza umocnieniem brzegów tworzyły naturalne zbiorniki retencyjne, obniżające kulminację wezbrań, na co zwracał uwagę Dębski [1].

Dobroczynny wpływ zadrzewień odpowiednio kształtujących koryto rzeczne omawia Dokuczajew już w 1891 r. Według tego autora należy obsadzać roślinnością nadbrzeża rzek, szczególnie sąsiadujące z wodą piaski i obspujące się wysokie brzegi. Wiodącym przykładem dodatniego działania tych zabiegów może służyć wpływ posadzonych w 1846 r. drzewostanów dębowych na kształtowanie się koryta rzeki Ingulec w obwodzie chersońskim. Obok masywu leśnego ciągnącego się wzdłuż brzegów rzeki, koryto rzeki Ingulec jest wyraźnie ukształtowane, a głębokość jego wynosi 3 do 4 m; poza terenem zalesionym koryto jest zasypane piaskiem, głębokość jego spada do 0,5 m.

Według Sienkiewicza i Mogiłki [6] zalesienia nadbrzeżne zapewniają trwałość koryta w czasie powodzi. Systemy korzeniowe wzmacniają brzegi, a nadziemne części roślin zatrzymują produkty energii. Piasek osadza się w przybrzeżnych wierzbach, co utrudnia możliwość tworzenia się pływających i przemiałów na szlaku wodnym, urodzajny zaś il skumuluje się w dalej położonych bezodpływowych zalewiskach.

W sprzyjających warunkach zalesienie brzegów powoduje bardzo intensywny naturalny proces samoobwałowania. Woda wezbraniowa, pogłębiając dno w nurcie, odkłada jednocześnie erodowany materiał na boki w kierunku brzegów. Poprzeczne prądy denne mogą podnosić masy materiału wleczonego na wysokość do 6 m, odkładając je w bocznych zagłębieniach. Im bardziej zwarte są drzewostany, tym intensywniej przebiega omawiane zjawisko. Pożytecznym tym procesem, kształtującym koryto rzeki, możemy właściwie pokierować.

Odpowiednią metodę w ZSRR opracował Mogiłko [6]. Według tego autora należy określić normalną szerokość rzeki, tj. rozstaw zalesień nadbrzeżnych, umożliwiającą likwidację przemiałów i pływ. Wyjściowe dane do obliczeń uzyskujemy z następujących wzorów:

$$P = \frac{\Delta}{i} \quad [1]$$

gdzie: Δ — przeciętna średnia cząstek materiału wleczonego osadzonego na powierzchni przemiału w miejscu największego spływu o największej granulacji osadu,

i — przeciętny miejscowy spadek zwierciadła wody na odcinku przemiału, w którym spadek zwierciadła wody w czasie powodzi jest mniejszy od spadku wody niżówkowej.

Szerokość rozstawy (B) zadrzewionych pasów po obu stronach rzeki obliczamy ze wzoru:

$$B = \frac{(Q - q) \sqrt[m]{P}}{50 \sqrt[m]{H^5 J}} \quad [2]$$

gdzie: Q — objętość największego przepływu w głównym korycie rzeki, w m^3/s ,

q — najmniejsza objętość przepływu w okresie żeglugi w m^3/s ,

H — amplituda stanów wody w rzece w m,

J — średni spadek zwierciadła wody (wartość bezwzględna),

$m = 2 \sqrt{P}$

Strumień wody skierowany przez pasy leśne, których rozmieszczenie jest zgodne z obliczeniami hydrotechnicznymi, przekształca koryto, zmieniając jego chaotyczne formy w wyraźny przekrój paraboliczny. Minimalna tranzytowa głębokość w takim korycie wynosi:

$$h = 0,7 h_{sr} \quad [3]$$

Normalny promień łuku R na regulowanej w powyższy sposób trasie powinien spełniać następujący warunek:

$$R \geq 5P \sqrt{Q} \quad [4]$$

Według Sienkiewicza i Mogiłki sadzenie drzew należy przeprowadzić w ten sposób, aby krzewy zwały się już w drugim roku, a zarośla utworzyły wzdłuż rzeki dosłownie zwartą ścianę. Przypieszy to przyrost drzewostanów na wysokość, a tym samym okres właściwego ich oddziaływania na wezbrania.

Na podstawie wymienionych założeń zadrzewiono w ZSRR doświadczalny odcinek na rzece Wiatce w obwodzie kirowskim (o długości 67 km). Ogólną charakterystykę tego odcinka określają następujące wskaźniki: $Q = 3\,900 \div 4\,100 \text{ m}^3/s$, $q = 50 \text{ m}^3/s$, $H = 7,8 \text{ m}$, $P = 4$, $J = 0,000087$, $h_{sr} = 1,43 \text{ m}$.

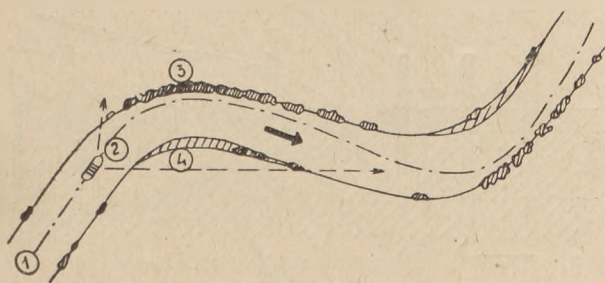
Po przyjęciu na podstawie wzoru [2] szerokości projektowanej trasy równej od 380 do 400 m, otrzymano gwarantowaną głębokość 1 m i nie zauważono tworzenia się przemiałów utrudniających żegluge.

Należy stwierdzić, że w pracy [6] uważa się prostą jako zasadniczy element trasy regulowanej w ten sposób rzeki, co nie jest zgodne z naszymi poglądami, według których zasadniczymi elementami rzeki są krzywizny. Z drugiej zaś strony, pomijając względy estetyczne, których w żadnym przypadku lekceważyć nie należy również z hydrologicznego punktu widzenia, nie jest pożądaną, aby każdą rzekę wtłaczać w zwarte, ciągnące się bez przerwy, pasy leśne.

Zakaszewski [10] przytacza dowody, że prosta linia trasy regulowanego cieku bynajmniej nie jest rozwiązaniem technicznie najracjonalniejszym, a w dalszym ciągu utrzymuje, że obustronne zadrzewienie i oddzielenie rzeki od doliny nieprzejrzyistymi pasami zieleni nie jest uzasadnione celowością ani względami estetycznymi i nie bywa obserwowane w naturze. Do rzeki musi mieć dostęp chłodne powietrze, spływające ze stoków a zwłaszcza dolin bocznych, aby ogrzało się od cieplejszej wody. Naturalne kępy drzew nad brzegami rzeki występują z reguły najobficiej tam, gdzie prąd kieruje się ku brzegowi i zostawia na nim nasioną i oderwane gałązki, które puszczają pędy i zakorzeniają się na brzegu. Ma to wyraźne miejsce na brzegu wklęsłym w połowie

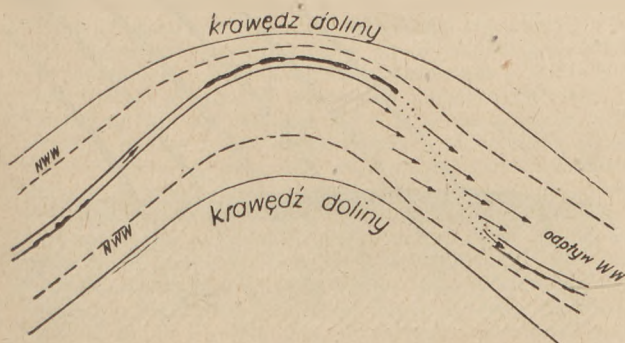
¹⁾ Zwracam uwagę, że w znanych mi 2 polskich przekładach [2] i [7] względnie wyciągach z pracy Sienkiewicza i Mogiłki [6] we wzorze [2] wielkość J nie umieszczono pod znakiem pierwiastka, co może wprowadzić w błąd naszych hydrotechników. Podkreślam zatem, że w oryginale figuruje $\sqrt{J}$.

długości łuku, dalej gęstość zakrzewienia się zmniejsza, prąd wody kieruje się ku drugiemu brzegowi, aby znów osadzić na początku łuku nasiona i sadzonki. Kępiaste zadrzewienie brzegów wklęsłych przy słabym poroście drzew i krzewów, lecz obfitym występowaniu roślin wodnych na brzegu wypukłym, daje na rzekach dobrą widzialność na zakrętach, zamyka perspektywy wzdłuż rzeki kępami drzew o zmiennych sylwetkach, a pozostawia swobodny widok na obie strony doliny rzecznej. I tu piękno jest w całości zgodzie z celowością.



Rys. 1. Schemat zadrzewienia rzeki regulowanej

Opisane przez Wallnera [9] najnowsze doświadczenia uzyskane przy regulacji i kanalizacji Menu w pełni potwierdzają powyższe tezy. Regulując zatem ciek za pomocą biologicznej zabudowy, należy zadrzewiać wysoki, wklęsły brzeg według schematu widocznego na rys. 1. Poza względami estetycznymi jest to pożądane również z technicznego punktu widzenia, gdyż zwiększamy pole przepływu wielkich wód. Argument ten jest dość ważny, bo na rzece mającej charakter górski, zbytne zwężenie doliny może spowodować przerwanie się większej fali powodziowej poza pas zadrzewiony. Przykładem tego może służyć powódź w 1955 r. na Dunajcu w granicach Węgier. Jeśli mamy zadrzewiony tylko jeden brzeg, to, jak możemy się zorientować z rys. 2, przepływ wielkiej wody odbywa się szerokim przekrojem. Drzewa na brzegu powinny być sadzone zwartymi rzędami, nigdy pojedynczo, gdyż w tym przypadku nie zdołają zabezpieczyć brzegu (rys. 3).

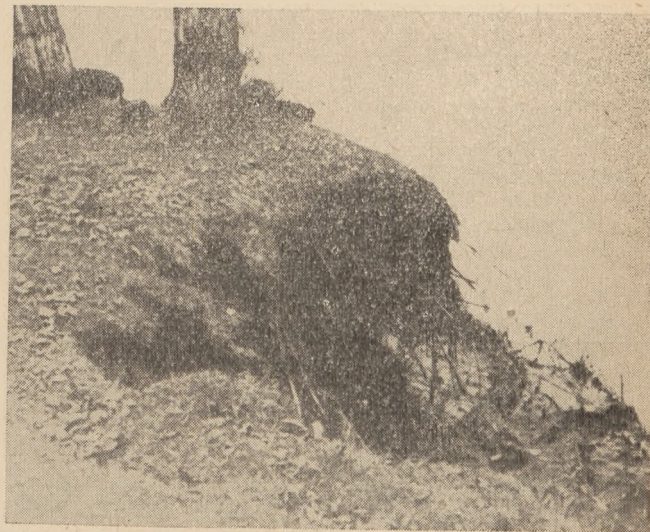


Rys. 2. Na rzece zadrzewionej w myśl schematu przedstawionego na rys. 1 wielka woda ma szeroki przekrój przepływu

W pewnych przypadkach, jak na przykład na rzekach nizinnych o małym spadzie, gdy zbytne meandrowanie rzeki powoduje zabagnienie brzegów, obustronne zadrzewienie według metody wskazanej przez Sienkiewicza i Mogiłek może być pożądane. Podobne zadrzewienia można również z pożytkiem stosować zamiast wstecznych wałów, kierujących prąd wezbranej rzeki do otworu mostowego. Tego rodzaju wały kierujące powyżej otworu mostowego są konieczne, o ile światło mostu jest mniejsze niż 1/3 szerokości rozlewiska wielkiej wody, hamowanego w swym przepływie przez nasyp drogowy lub kolejowy. Zamiast wałów, które w tym przypadku są narażone na rozmycie, można zadrzewić powierzchnię między nasypem a projektowanymi wałami. Drzewa sadzimy wtedy równoległymi rzędami, prostopadłe do nasypu. Aby przestrzeń między drzewami uczynić niedostępną dla prądu wody, sadzimy między nimi zwarte krzewy rzędami równoległymi do nasypu. Napotykając na zwartą ścianę krzewów wzmocnionych drzewami, woda kieruje swój bieg w pożądanym kierunku. Poza tym zwarte kępy drzew można sadzić w międzywałach, jeśli z jakichkolwiek bądź względów (np. konieczność ominięcia starorzeczy) wały po obu stronach rzeki nie mogą być równoległe. Odpowiednio usytuowane zadrzewienie, wypełniające zbędne przestrzenie w międzywałach, może zapewnić właściwy bieg wielkiej wody.

Kanalizacja rzek

Prąd wody w rzece skanalizowanej w stosunku do rzeki uregulowanej posiada mniejszą prędkość, co powoduje, że ilość tlenu pochłanianego z powietrza w pierwszym przypadku jest mniejsza średnio o 50%, a tym samym według dotychczasowych zapatrywań spada zdolność samooczyszczania się rzeki [8]. Z drugiej zaś strony warunki środowiska rzeki skanalizowanej w dużym stopniu



Rys. 3. Przykład erodowania przez wodę wysokiego brzegu umocnionego tylko pojedynczymi drzewami

sprzyjają rozwojowi podwodnej flory i fauny, które swym oddziaływaniem zwiększają możliwość neutralizacji zanieczyszczeń. Nowsze badania wykazują jednak, że tym procesom sprzyja nie tylko flora podwodna lecz również i nadbrzeżna.

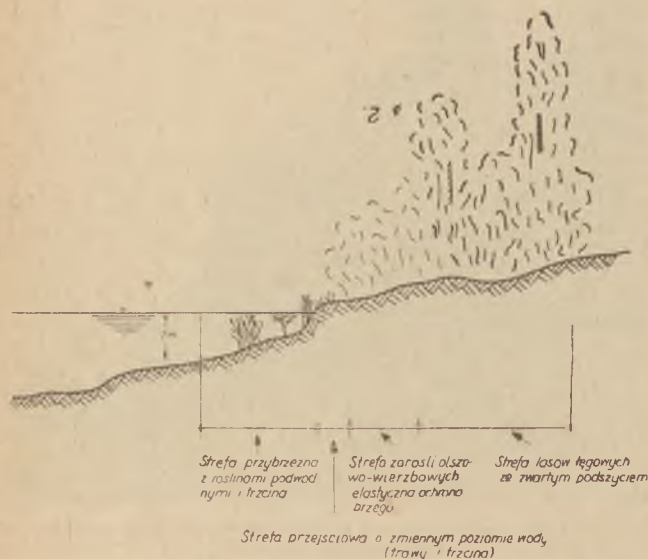
Oto w jaki sposób biolog Lieberman [9] charakteryzuje naturalny proces samooczyszczania się rzeki. Dla życia w rzece i jej zdolności samooczyszczania się ma duże znaczenie roślinność nadbrzeżna. Krzewy, zarośla i drzewa na brzegu wytwarzają niezbędny ku temu mikroklimat i przez swą osłonę tworzą w wodzie liczne ochronne miejsca, odpowiednie dla przebiegu procesów biologicznych. Życie na brzegu i w przyległym pasie spokojnej wody jest przeto nadzwyczajnie uprzywilejowane i, wytwarzając ogromną ilość mikroorganizmów, przyspiesza przebieg procesów mineralizujących zanieczyszczenia organiczne. Zdolność samoczyszczania rzeki jest proporcjonalna do adsorpcyjnej powierzchni jej świata roślinnego. W szczególności ta współzależność nie jest jeszcze wyjaśniona, lecz niezależnie od wyników przyszłych badań biologów, fizyków i chemików teraz już wiemy, że „zdrowy” brzeg wybitnie polepsza w rzece przebieg procesów samooczyszczania.

Jeśli biologicznie zdrowe brzegi są niezbędne dla właściwego przebiegu neutralizacji zanieczyszczeń, to z drugiej strony odpowiednio zadrzewienie brzegów stanowi również właściwe ich umocnienie z technicznego punktu widzenia. Do zasadniczych czynności hydrotechników zaliczamy zatem wytworzenie zdrowych biologicznych brzegów na rzekach regulowanych i skanalizowanych.

Zastanowimy się więc, jakim warunkom odpowiada tego rodzaju brzeg. Długoletnie obserwacje wykazały, że w idealnym pojęciu biologicznie zdrowy brzeg, tj. przejście między wodą i lądem, powinien składać się z 4 stref (rys. 4):

- pasa płytkiej wody do głębokości 2 m; strefa ta jest opanowana przez roślinność podwodną tzw. miękką florę podwodną oraz trzcinę; rodzaj i zwarcie znajdujących się tu roślin są zależne od podłoża, głębokości wody i prędkości przepływu;
- strefy przejściowej, znajdującej się w zasięgu wahań średniej letniej wody; porastają tu trawy, tatarak, trzcina względnie pałka wodna;
- strefy krzewów wierzbowo-olszynowych; zarośla te dzięki swej szorstkiej powierzchni hamują bezpośrednio przy brzegu prędkość wyższych stanów wody i pokrywając brzeg jakby elastycznym narzutem zapobiegają, mogącym powstać wskutek większych wezbrań działaniu lodów, zniszczeniom; wysokie pnie nie są tu pożądane, gdyż może powstać niebezpieczeństwo spiętrzenia lodów i zahamowania przepływu;
- strefy lasów łęgowych; lasy te powinny posiadać odpowiednie zwarte podszycie, aby mogło ono zmniejszyć zbyt dużą prędkość wielkiej wody, szkodliwą dla pni drzewnych.

Wymienione 4 strefy roślin tworzą w całości normalną roślinność brzegową. Granice między poszczególnymi strefami w naturze normalnie zacierają się, jak również szerokość poszczególnych stref nie jest ściśle określona. Dla przykładu podamy, że na skanalizowanym Menie łączną szerokość stref 2, 3 i 4 przyjęto równą 5 m; jest to uważane jako pewne minimum. Przy brzegu wypukłym pożądane jest, aby nachylenie skarp w strefie 1 było możliwe łagodne; powinno ono wynosić przynajmniej 1 : 3; tylko na wklęsłych łukach dopuszczalne jest nachylenie skarp 1 : 2.



Rys. 4. Strefy normalnej roślinności brzegowej

Na brzegach wzmocnionych betonem, bez wytworzenia płyczn, życie w wodzie i na wodzie nie rozwija się i naturalna zdolność samooczyszczania się rzeki w dużym stopniu zanika. Stworzenie przez inżynierów budownictwa wodnego normalnej roślinności brzegowej dla sanacji zanieczyszczonej rzeki jest w tym stopniu pożądane, jak budowa osadników dla miasta. Byłoby nierozsądne nie wykorzystać jednocześnie zdolności degradowania zanieczyszczeń i idealnego umocnienia brzegów. Poza tym należy zwrócić uwagę, że międzystrefowy pas mielizn z podwodną miękką florą jest idealnym żerowiskiem i miejscem wylęgu ryb.

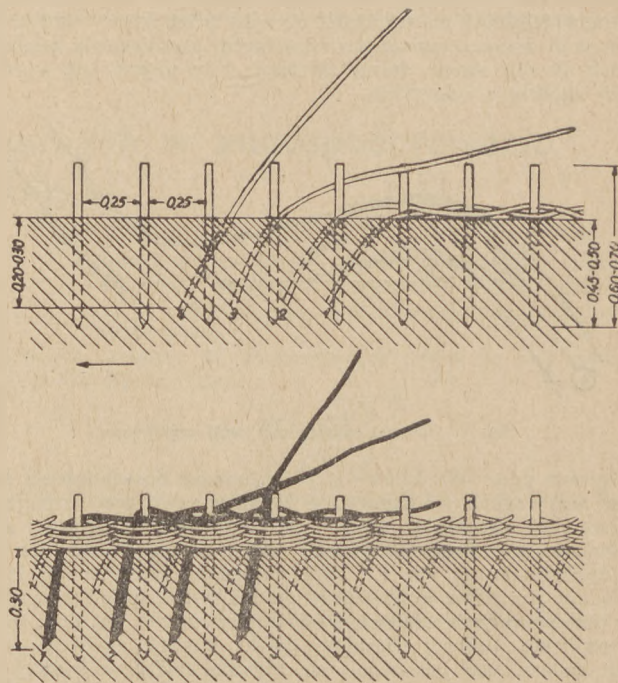
Wymienione przesłanki spowodowały, że na skanalizowanym Menie już dawno zastosowano normalną roślinną obsadę brzegów. W ubiegłym stuleciu omawiana metoda umocnień brzoza nie była jeszcze zbyt popularna, dopiero przed ostatnią wojną z powodzeniem zastosował ją Keller, nazywając „biologiczną zabudową” (Lebendverbauung). Termin ten przyjął się również i w naszej literaturze. Spośród wielu drzew, które można wykorzystać dla biologicznej zabudowy brzegów, pierwszeństwo należy dać wierzbie i topoli dlatego, że posiadają one właściwość wegetatywnego rozmnażania się. To żywe umocnienie, stając się co rok bardziej trwałe, dość skutecznie chroni brzoza.

Na skanalizowanym Menie stosuje się 5 zasadniczych typów biologicznej zabudowy: plantacje wikliny, kieszki faszynowe, płotki faszynowe wzmocnione palikami i bez palików, które nazwiemy „warkoczami”, wyściółka faszynowa.

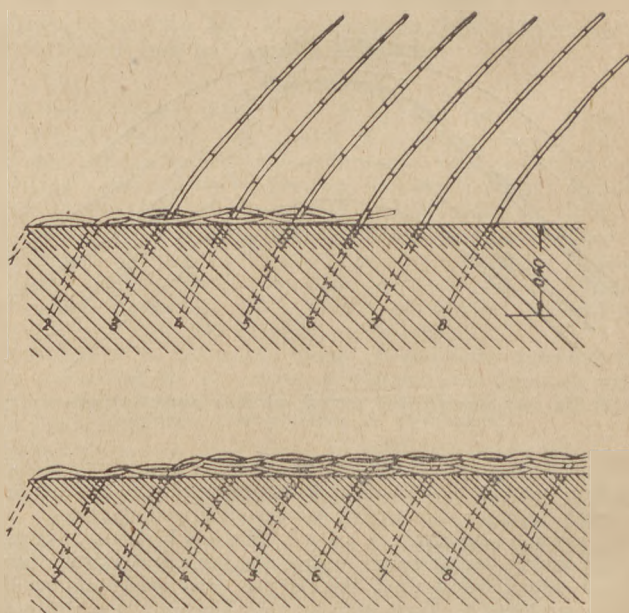
Plantacje wikliny zakładamy na bardzo płaskich, niezarosniętych brzegach w pasie nadwodnym. Kieszki faszynowe można stosować w strefie 2, jeśli brzoza jest erodowany na wiosnę. Kieszki te wykonuje się ze świeżo ściętej faszyny; po upływie kilku tygodni zaczyna się ona zazieleniać i tworzy już w środku lata okazały wiklinowy porost w dostatecznym stopniu zabezpieczający brzoza.

Przystępując do wykonania płotków pierwszego typu, przede wszystkim zabijamy paliki w odstępach 25 cm, następnie w udrzdnio wykonanych żelaznym szpikulcem otworach zamocowujemy pręty wikliny i oplatamy nimi paliki (rys. 5). Wierzch utworzonego w ten sposób płotka oplatamy prętami wiklinowymi, o większej średnicy niż użyte pierwotnie i zamocowanymi w gruncie nieco głębiej. Jest to tzw. „koronka”, spajająca dość mocno płotek z podłożem. Wysokość płotka 7—10 cm, pozostałe wymiary podano na rysunku. Drugi typ płotka tzw. „warkocz” (rys. 6) wykonuje się bez palików, lecz z bardziej dobranych grubszych prętów faszynowych, zamocowanych w wykonywanych żelaznym łomem, otworach, 40 cm głębokich. W ten sposób zamocowane pręty na-

stępnie spleatamy, otrzymując konstrukcję bardziej solidną niż w przypadku pierwszym. Faszyna użyta do płotków powinna być



Rys. 5. Płotek

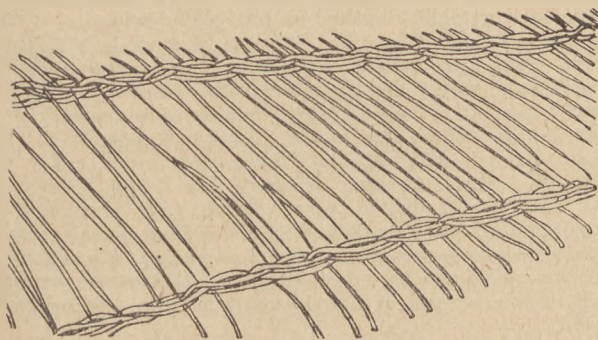


Rys. 6. Warkocz-płotek bez palików

świeża, ścięta w okresie wiosennym aby mogła się zazielenić i puścić pędy, które rozrastając się wzmacniają plecionkę.

Płotki są używane do wzmacniania wyściółki faszynowej (rys. 7). Wykonując wyściółkę faszyną, rozścielamy na brzoza pręty prostopadłe do kierunku skarpy, grubszymi końcami w dół, a następnie przymocowujemy do podłoża płotkiem lub warkoczem. Długość faszyny nie powinna być mniejsza od 2 m, normalna odległość między nimi 5 cm. Na brzegach większych rzek, o bardziej agresywnym działaniu fal, odległość tę zmniejszamy. Celem przyspieszenia wegetacji prętów, końce ich zanurzamy nieco w wodzie lub zamocujemy w gruncie. Wyściółkę możemy nasypać 5 cm warstwą gleby, co również przyspieszy wegetację. Do wyko-

kania płotków są niezbędne stosunkowo dłuższe pręty wiklinowe; jeśli nie dysponujemy tego rodzaju materiałem, to lepiej wybrać kieszki i nimi przymocować wyściółkę; wtedy jednak kieszki należy przygwoździć palikami do podłoża.



Rys. 7. Wyściółka faszynowa wzmocniona płotkami

Nie zawsze jednak udaje się odpowiednio umocnić brzeg przy pomocy biologicznej zabudowy; jeśli warunki lokalne zmuszają nas do zastosowania umocnień z kamienia, to w strefie wahań średniej letniej wody można między kamieniami sadzić kępki mozgi trzcinowatej. Pospolita ta trawa, dość szybko rozrastając się, stanowi dodatkową ochronę brzegu.

Zbiorniki wodne

Odpowiednie zadrzewienie zbiorników i stawów wpływa bardzo na wszechstronnie na reżym wodny tych obiektów niż roślinność na brzegach rzek. Zarośla brzegowe, zmniejszając intensywność parowania z powierzchni wodnej zbiorników, przeciwdziałają zamulaniu dna i rozmyciu brzegów, obniżając poziom wody gruntowej na brzegach, wpływają dodatnio na mikroklimat i lokalne warunki zdrowotne oraz w dużym stopniu podnoszą estetyczne walory krajobrazu.

Walka ze stratami wody wskutek parowania jest jednym z ważniejszych zadań, które pozostawiamy do wypełnienia zadrzewieniom na zbiornikach. Roczna wysokość parowania z otwartej powierzchni wodnej w naszych warunkach klimatycznych waha się w granicach od 800 do 1000 mm (75% w półroczu letnim i 25% w zimowym). Norma ta jest przekraczana w zbiornikach płytkich i małych o powierzchni do 1 km². Najbardziej skutecznie hamują parowanie pasy leśne, około 10 m szerokie, bez podszycia. Wpływ tych pasów zależy od wysokości drzew rozciąga się na 400 do 600 m, zmniejszając się wraz ze wzrostem odległości od brzegów. Jeśli poza zmniejszeniem wysokości parowania pasy leśne mają do spełnienia jeszcze inne zadania, jak np. przeciwdziałanie zamulaniu bezpośrednimi spływami do zbiornika, to wtedy zwiększamy ich szerokość do 20 i więcej metrów, zależnie od rodzaju gruntu i reliefu miejscowości. Plantacje drzew lokalizujemy zasadniczo na linii najwyższej wody, jednakże w odległości co najmniej 10 ÷ 15 m od linii wody normalnej, aby opadające liście zbytnio nie zanieczyszczały zbiornika. Strefa między lasem i wodą powinna być zadarniona. W stawach rybnych poza tym nie jest pożądane zacienianie zwierciadła wody. Owczinnikow [4] podaje, że w sprzyjających warunkach zmniejszenie parowania w zadrzewionych małych zbiornikach wyniosło prawie 50%.

Przeciwdziałanie zamulaniu zbiorników polega na odpowiednim zalaniu zlewni, a w szczególności pochyłości górskich i wąwozów. Poza zadrzewieniem pożądane jest zadarnianie skarp wąwozów. W celu zatrzymania spływu namulów powyżej zbiornika na-

leży stworzyć pasy zwartych wiklinowych zarośli, które nazwiemy „mulofiltrami”. Długość tych mulofiltrów, usytuowanych w poprzek wąwozów nie powinna być mniejsza od 100 ÷ 150 m. Obserwacje w ZSRR wykazały, że osadzanie się namulów następuje głównie na skrajach zarośli, dlatego celem jest projektowanie kilku naprzemianległych rzędów mulofiltrów. Poza zatrzymaniem namulów pasy zarośli, wzmacniając podłoże swym systemem korzeniowym, przeciwdziałają rozmywaniu powierzchni gruntów.

Po napełnieniu wodą niecki zbiornika następuje w niej erozja i podmywanie brzegu, aż do czasu wytworzenia się nadbrzeżnych mielizn. Im większa jest wysokość fali, tym intensywniej eroduje ona brzeg. Wysokość fali zależy od prędkości wiatru, czasu jego trwania, głębokości i szerokości zbiornika. Zasadniczą przyczyną niszczenia brzegów stawów i zbiorników jest dynamiczne działanie fali na skarpę. Tej akcji skutecznie przeciwdziałają krzewy w strefie wahań wód, jak to już było wspomniane. Rozpatrzmy, w jakich warunkach następuje konieczność ubezpieczeń brzegowych na zbiornikach. Wysokość fali²⁾ wg sprawdzonego praktycznie wzoru Stivenzona-Marjina [4] wynosi:

$$h' = 0,37 \sqrt{D}$$

gdzie: h' — wysokość fali w m,
 D — długość drogi rozpędu fali w km,

Największe prędkości zmiany położenia fali na skarpie zbiornika wynoszą wg Pyszkina w m/s:

$$v_{\max} = 0,47 \sqrt{\frac{h'}{n}}$$

gdzie: n — współczynnik szorstkości skarpy.

Obliczone wg powyższych wzorów wysokości fal i prędkości zmiany położenia na skarpach dotyczą skarp o nachyleniu 1 : 2 do 1 : 4. W tablicy I podajemy prędkość zmiany położenia fali przy różnych współczynnikach tarcia na skarpie w zależności od jej wysokości.

Dotychczas w literaturze nie mamy danych o dopuszczalnej prędkości przepływu na gruntach wzmacnianych plantacjami wikliny. Na podstawie pewnych danych możemy jednak przyjąć, że normalna roślinność brzegowa zabezpiecza skarpy przy prędkości wody 1,90 do 2,0 m/s. Jak możemy się zorientować z tablicy 1, zarośla wikliny stanowią odpowiednie umocnienie dla wysokości fali 0,6 — 0,7 m, co odpowiada długości jej rozpędu 2,6 — 3,5 km. Poza tym należy zwrócić uwagę, że umocnienie piaszczystych brzegów zbiornika jest już konieczne, jeśli wysokość fali wynosi 0,1 m, a na gruntach bardziej zwięzłych 0,2 — 0,3 m/s. Przytoczone dane odnoszą się do skarp łagodnych, o nachyleniu 1 : 2 do 1 : 4. Skarpy bardziej strome należy wzmacniać nie krzewami a plantacjami drzew, z silnie rozwiniętym systemem korzeniowym.

Po raz pierwszy według przytoczonego schematu zastosowano umocnienie zlewni brzegów Jeziora Cymlańskiego w ZSRR. W celu przeciwdziałania erozji na obszarze zlewni założono leśne pasy kolmatacyjne, powodujące osadzanie materiału unoszonego albo wlezonego przez wodę. Pasy te, odległe od siebie o 300 m usytuowane pod kątem 45° do 80° do osi doliny, są poprzedzielane pasmami łąkowymi.

Uwagi końcowe

Wobec przewidywań rozwoju budownictwa wodnego, musimy się zastanowić nad celowością dotychczas stosowanych metod umocnienia brzegów naszych wód. Ring [5] podaje następujący charakterystyczny przykład świadczący, że umocnienia z materiałów martwych nie spełniają swej roli: „regulacja techniczna kar-

²⁾ Biura projektów stosują obecnie wzór Andriejanowa: $h' = 0,0208 \cdot v^2 / 4 \cdot D^{1/3}$, gdzie: v — prędkość wiatru w m/s.

TABLICA I

Wysokość fali h' (m)	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
Długość drogi rozpędu fali (km) .	0,073	0,29	0,66	1,17	1,82	2,64	3,5
Prędkość zmiany położenia fali na skarpie ($n = 0,02 \div 0,05$) m/s . .	1,06—0,66	1,58—0,94	1,82—1,18	2,10—1,27	2,35—1,58	2,60—1,60	2,8—1,75

packich dopływów Wisły pochłoneła w ostatnich 80 latach kilka miliardów zł i nie dała właściwych rezultatów. Mimo ogromnych wkładów stan obudowy technicznej naszych wód karpaccich zmniejsza się i pogarsza z każdym dziesięcioleciem. Zdziaczały wody niszczą ujęcia techniczne znacznie prędzej niż technika nadąża za nowymi budowlami. Dzisiaj Państwo wydaje na regulację górskich dopływów Wisły ok. 40 milionów zł rocznie.



Rys. 8. Właściwe wykorzystanie istniejącej roślinności przy trasowaniu koryta mniejszej rzeki w związku z jej regulacją. Prawy brzeg opiera się o istniejące drzewo, a lewy o zarośla wikliny

Jest to przykład niewłaściwej walki z siłami przyrody, która zawsze kończy się niepowodzeniem. Naszym zdaniem nie powinno odbywać się tego rodzaju bezpłodna walka, lecz należy zwrócić uwagę na konieczność skierowania sił przyrody w pożądanym dla nas kierunku. Jeśli umiejętnie przeciwstawimy sobie 2 siły: ruch

wody i biologiczną ochronę brzegu przez rośliny, to między nimi, jak to już wskazują liczne obserwacje, po pewnym czasie wytworzy się stan dynamicznej równowagi i wody naszych rzek uzyskają trwałe oparcie brzegowe. Wprawdzie dla wytworzenia tych warunków mało jeszcze mamy doświadczenia. Poza problemem wyboru odpowiednich gatunków roślin, co jest już rozwiązane w cennej pracy Fabijanowskiego [2] oraz wartykule Ringa [5], ważnym czynnikiem będzie tu właściwe wykonanie zadrzewień w terenie, szczególnie na trasie mniejszych potoków (rys. 8), odpowiednia konserwacja zarośli, aby zbyt nie rozszerzały się one w kierunku zwierciadła wody, ochrona zadrzewień przed niszczącą działalnością człowieka i żywego inwentarza. Wagę powyższych czynników silnie akcentuje Leeb [3]. Powinniśmy jednak chwilowe trudności przezwyciężyć, gdyż przeprowadzona właściwie biologiczna zabudowa brzegów kalkuluje się czterokrotnie taniej, niż umocnienie narzutem kamiennym, a wskazaną już wszechstronnością swego oddziaływania kilkakrotnie przewyższa zwykłe techniczne zabiegi dotąd stosowane przy zagospodarowaniu wód.

L I T E R A T U R A

1. Dębski K. — Obwałowanie rzek jako środek ochronny przed powodzią z punktu widzenia hydrologii „Gospodarka Wodna” nr 7 — 8/50.
2. Fabijanowski J. — Biologiczna zabudowa brzegów rzek w związku z ich regulacją „Ochrona Przyrody”.
3. Leeb G. — „Landschaftsgestaltung bei der Regulierung kleiner Wasserlaufe dargestellt am Beispiel Rosembach”. (Opf. Wasser u. Boden) nr 3/55.
4. Owczinnikow K. — O leśnych polosach wokół prądów i wodociągów „Gidrotechnika i Mielioracja”, nr 4/54.
5. Ring K. — Wpływ lasów i zadrzewień na gospodarkę wodną i erozję. „Gospodarka Wodna” nr 12/53.
6. Sienkiewicz A., Mogilko N. — O rusłoobrazującej roli nasadzeń zaszczepionych leśnych polos. „Lesnoje Chozajstwo” nr 5/52.
7. J. w. w tłumaczeniu Procko P. — Zagadnienie ochronnych pasów leśnych Warszawa 1954.
8. Skibniewski L. — Samooczyszczanie się rzek. „Gospodarka Wodna”, nr 4/50.
9. Wallner J. — Die Gesundung unserer Flüsse durch Pflanzung u. Lebendverbauung. „Die Wasserwirtschaft” nr 6 i 7 z 1954 r.
10. Zakaszewski Cz. — Krajobraz w budownictwie wodnym. „Gospodarka Wodna”, nr 4/47.

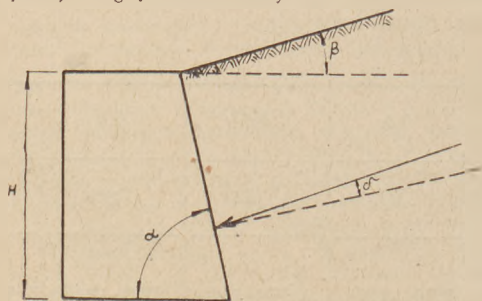
INŻ. EDMUND WĘDZIŃSKI

Parcie ziemi na mury oporowe przy naziomiu załamany lub płaskim poziomym z obciążeniem na części odtłamu

W projektach budowy inżynierskich szczególnie wodnych, jak np. nabrzeży, często mamy do czynienia z obliczeniami parcia ziemi na mur oporowy, tj. siły z jaką ziemia na ten mur działa i którą musi on pokonać. Dla obliczenia parcia ziemi przy płaskim naziomiu poziomym względnie nachylonym pod kątem β do poziomu mamy odpowiednie wzory, wyprowadzane przez Coulomba. Brak nam natomiast wzorów na parcie ziemi przy naziomiu załamanym. Tymczasem obliczenia parcia ziemi przy tego rodzaju naziomach często musimy dokonywać.

W niniejszej pracy chcę wskazać, jak należy postępować w takich wypadkach otrzymując materiały przybliżone lecz dostatecznie wystarczające dla praktyki.

Według założeń Coulomba jednostkowe parcie ziemi na ścianę oporową (rys. 1) na głębokości H wynosi:



Rys. 1.

$$p = \gamma H \frac{\sin^2(\varphi + \alpha)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right\}^2} \quad [1]$$

gdzie φ kąt tarcia wewnętrznego gruntu,
 α kąt ścianki z poziomem,
 δ kąt tarcia gruntu o ścianę
 β nachylenie naziomu do poziomu,
 γ ciężar m^3 ziemi.

Zwykle w obliczeniach technicznych przyjmujemy kąt tarcia gruntu o ścianę $\delta = 0^\circ$. Wpływa to tylko na zwiększenie bezpieczeństwa budowli. W takim razie zamiast wzoru [1] otrzymujemy wzór:

$$p = \gamma H \frac{\sin^2(\varphi + \alpha)}{\sin^3 \alpha \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta)}{\sin \alpha \sin(\alpha + \beta)}} \right\}^2} \quad [2]$$

Jeżeli ścianka oporowa jest pionowa, kąt $\alpha = 90^\circ$, wzór [2] zamienia się we wzór:

$$p = \gamma H \frac{\cos^2 \varphi}{\left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta)}{\cos \beta}} \right\}^2} \quad [3]$$

Jeżeli ścianka oporowa jest pionowa i naziom jest płaski poziomy, kąt $\beta = 0$, ostatni wzór [3] przekształca się na wzór:

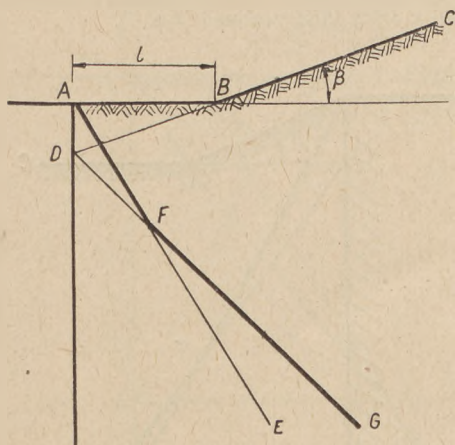
$$p = \gamma H \frac{\cos^2 \varphi}{(1 + \sin \varphi)^2} = \gamma H \frac{1 - \sin^2 \varphi}{(1 + \sin \varphi)^2} = \gamma H t_g^2 (45 - \varphi/2) \quad [4]$$

Jeżeli wreszcie ścianka oporowa nie jest pionowa lecz tylko naziom płaski poziomy, wtedy $\beta = 0$ i wzór będzie:

$$p = \gamma H \frac{\sin^2 (\varphi + \alpha)}{\sin^3 \alpha \left(1 + \frac{\sin \varphi}{\sin \alpha} \right)^2} \quad [5]$$

Po tym wstępie przechodzą do poszczególnych przypadków.

- I. Ścianka pionowa, naziom przy ścianie płaski poziomy, a dalej załamane do góry (rys. 2).



Rys. 2.

Dane γ , φ , β i l — odległość od ścianki, gdzie się naziom załamuje pod kątem β do góry. Naziom jest po linii ABC. Wykres parcia ziemi znajdujemy w następujący sposób: Przedłużamy linię BC do przecięcia się ze ścianką, otrzymujemy punkt D. Odcinek $AD = l \operatorname{tg} \beta$. Następnie od punktu A prowadzimy w dół linię AE jednostkowego parcia ziemi według wzoru [4]:

$$p = \gamma H t_g^2 (45 - \varphi/2),$$

przez punkt D linię DG jednostkowego parcia ziemi według wzoru [3]:

$$p = \gamma H \frac{\cos^2 \varphi}{\left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin (\varphi - \beta)}{\cos \beta}} \right\}^2}$$

Przecięcie się tych linii da nam punkt F. Wykres jednostkowy parcia ziemi otrzymamy po linii AFG.

- II. Ścianka oporowa nachylona pod kątem α do poziomu, naziom przy ścianie płaski poziomy, a dalej załamany do góry (rys. 3).

Naziom załamany po linii ABC. Dane: γ , φ , β , α i l . Przedłużamy linię BC do przecięcia się ze ścianką w punkcie D. Od punktu A prowadzimy w dół linię AE jednostkowego parcia ziemi według wzoru [5]:

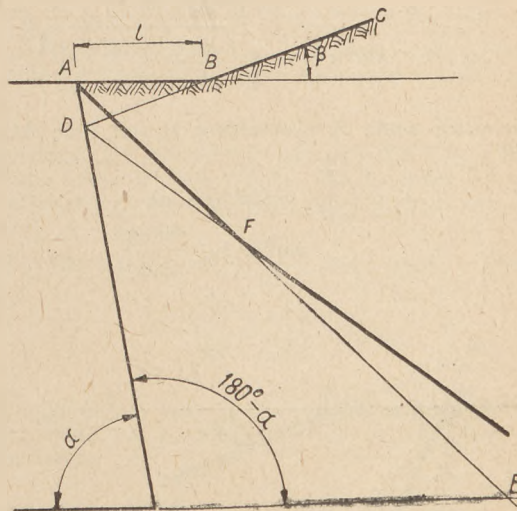
$$p = \gamma H \frac{\sin^2 (\varphi + \alpha)}{\sin^3 \alpha \left(1 + \frac{\sin \varphi}{\sin \alpha} \right)^2};$$

a od punktu D linię DG według wzoru [2]

$$p = \gamma H \frac{\sin^2 (\varphi + \alpha)}{\left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin (\varphi - \beta)}{\sin \alpha \sin (\alpha + \beta)}} \right\}^2} \cdot \sin^3 \alpha$$

Przecięcie się tych linii da nam punkt F.

Wykres jednostkowego parcia ziemi otrzymamy po linii AFG. Nadmienić jednakże trzeba, że parcie ziemi przyjmujemy prostopadłe do ścianki oporowej. Więc w danym wypadku nachylone pod kątem $90^\circ - \alpha$ do poziomu. Jednakże wielkość H należy brać po linii pionowej, to jest jak gdyby ścianka była pionowa.



Rys. 3.

- III. Ścianka oporowa pionowa, naziom z początku poziomy, a następnie załamany w dół (rys. 4).

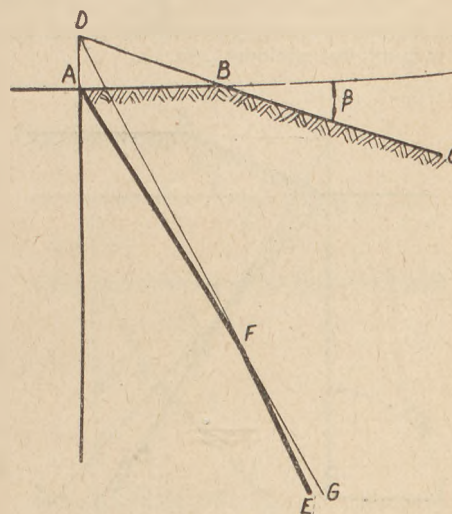
Naziom po linii ABC. Dane: l — długość odcinka AB, γ , φ , β . Przedłużamy linię BC do punktu D. Od punktu D prowadzimy w dół linię DE jednostkowego parcia ziemi według wzoru [3], zmieniając tylko w nim znak przy β , gdyż naziom załamuje się nie w górę, lecz w dół. Więc prowadzimy linię DE według wzoru

$$p = \gamma H \frac{\cos^2 \varphi}{\left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin (\varphi + \beta)}{\cos \beta}} \right\}^2} \quad [6]$$

Następnie od punktu A prowadzimy w dół linię AG jednostkowego parcia ziemi według wzoru [4]:

$$p = \gamma H t_g^2 (45 - \varphi/2).$$

Linie te przecinają się w punkcie F.



Rys. 4.

Gdyby naziom szedł tylko po linii AB, mielibyśmy parcie ziemi po linii AG, nie większe. A gdyby naziom szedł tylko po linii DC, mielibyśmy parcie ziemi po linii DE, również nie większe. Więc w rzeczywistości mamy parcie ziemi po linii AFE.

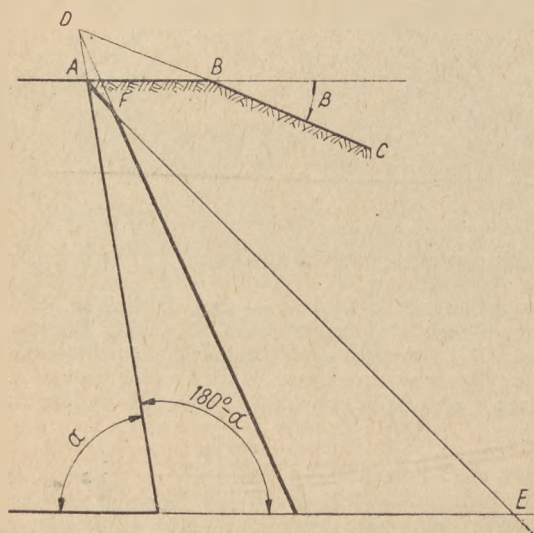
- IV. Ścianka oporowa nachylona pod kątem α do poziomu, naziom z początku poziomy, a następnie załamany w dół (rys. 5).

Naziom po linii ABC. Przedłużamy linie BC do punktu D. Przez punkt D prowadzimy linię DE według wzoru [2], przy czym zmieniamy znak przy β , gdyż naziom załamuje się w dół. Więc prowadzimy linię DE według wzoru

$$p = \gamma H \frac{\sin^2(\varphi + \alpha)}{\sin^3 \alpha \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi + \beta)}{\sin \alpha \sin(\alpha - \beta)}} \right\}^2} \quad [7]$$

Następnie przez punkt A prowadzimy w dół linię AG według wzoru [5]

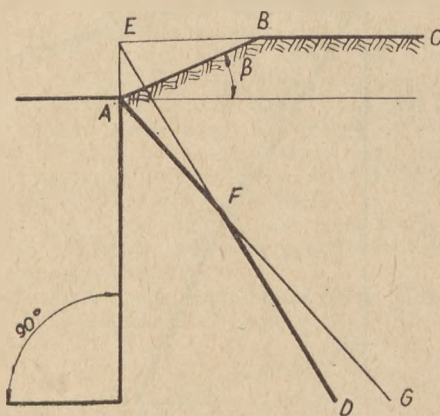
$$p = \gamma H \frac{\sin^2(\varphi + \alpha)}{\sin^3 \alpha \left(1 + \frac{\sin \varphi}{\sin \alpha} \right)^2}$$



Rys. 5.

Przecięcie się tych linii da nam punkt F. Wykres parcia będzie po linii AFE. Parcie ziemi będzie prostopadłe do ścianki, a więc nachylone pod kątem $90^\circ - \alpha$. Do poziomu. We wzorach wielkość H należy brać po linii pionowej, jak gdyby ścianka była pionowa.

V. Parcie na ściankę oporową, gdy naziom wznosi się z początku do góry, a dalej jest poziomy (rys. 6).



Rys. 6.

Dane: ściana pionowa $\alpha = 90^\circ$, naziom po linii ABC. Przedłużamy linię BC do punktu E, leżącego na przedłużeniu ścianki oporowej.

Przez punkt E prowadzimy linię ED według wzoru [4]:

$$p = \gamma H \operatorname{tg}^2(45 - \varphi/2),$$

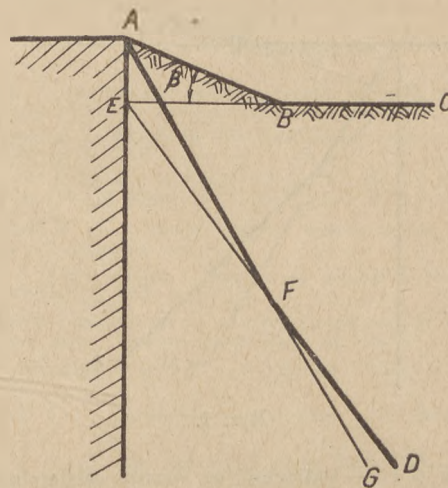
a przez punkt A linię AG według wzoru [3]

$$p = \gamma H \frac{\cos^2 \varphi}{\left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta)}{\cos \beta}} \right\}^2}$$

Przecięcie się tych linii da nam punkt F. Wykres jednostkowego parcia ziemi będzie po linii AFD. Wielkości parcia ziemi nie mogą przekraczać tej linii. Gdyby naziom był po linii EC, wykres parcia byłby po linii ED, nie więcej. A gdyby naziom szedł po linii AB, wykres parcia byłby po linii AG, również nie więcej. Więc przy naziomie po linii ABC wykres parcia będzie po linii AFD.

Gdyby ścianka nie była pionowa, to jest kąt $\alpha \neq 0$, wtedy dla znalezienia wykresu jednostkowego parcia ziemi, należałoby wziąć nie wzory [4] i [3], lecz wzory [5] i [2].

VI. Parcie na ściankę oporową, gdy naziom z początku opuszcza się w dół, a dalej idzie poziomo (rys. 7).



Rys. 7.

Dane: Ściana pionowa $\alpha = 90^\circ$, naziom załamany po linii ABC. Przedłużamy linię BC do punktu E na ścianie oporowej. Przez punkt A prowadzimy w dół linię AG według wzoru [6]:

$$p = \gamma H \frac{\cos^2 \varphi}{\left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi + \beta)}{\cos \beta}} \right\}^2}$$

a przez punkt E linię ED według wzoru 4;

$$p = \gamma H \operatorname{tg}^2(45 - \varphi/2).$$

Przecięcie się tych linii da nam punkt F. Wykres parcia ziemi będzie szedł po linii AFD.

Gdyby ścianka nie była pionowa, wtedy zamiast wzorów [6] i [4] trzeba by wziąć wzory [7] i [5].

VII. Parcie ziemi na ściankę oporową, gdy naziom jest płaski poziomy, obciążony ciężarem ciągłym rozpoczynającym się w odległości l od ścianki oporowej (rys. 8).

Dane: ściana oporowa pionowa, obciążenie naziomu q t/m², poczynając od punktu B naziomu; $AB = l$. Znajdujemy $h = q/\gamma$ oraz punkt K w odległości h na przedłużeniu ścianki oporowej w górę. Teraz przez punkt K prowadzimy linię KH według wzoru [4]

$$p = \gamma H \operatorname{tg}^2(45 - \varphi/2)$$

jak również według tego wzoru [4] linię AL przez punkt A. Następnie przez punkt B przeprowadzamy dwie linie, jedną BD pod kątem φ do poziomu i drugą BE pod kątem $45 + \varphi/2$ do poziomu. Punkty DE znajdują się na ścianie oporowej. Z punktu D prowadzimy poziomą linię DF do przecięcia się z linią AL, a z punktu E poziomą linię EG do przecięcia się z linią KH. Otrzymamy wykres jednostkowego parcia ziemi po linii AFGH.

VIII. Parcie ziemi na ściankę oporową, gdy naziom jest obciążony ciężarem ciągłym na odcinku l przy ścianie oporowej (rys. 9).

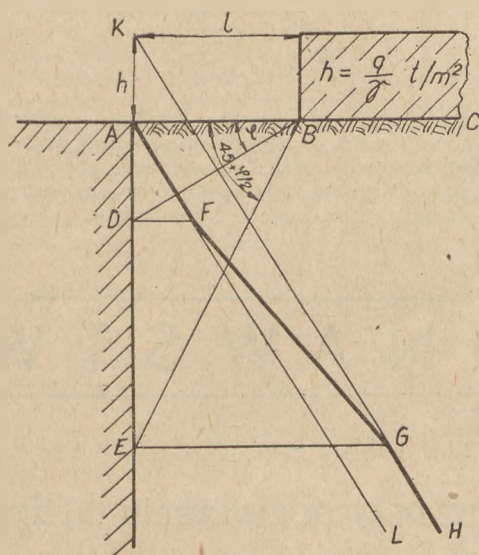
Dane: ścianka oporowa pionowa. Naziom poziomy płaski po linii AC. Obciążenie naziomu q t/m²; $h = q/\gamma$.

Przez punkt K prowadzimy linię KH według wzoru [4];

$$p = \gamma H \operatorname{tg}^2 (45 - \varphi/2)$$

Przez punkt A prowadzimy linię AL według tegoż wzoru [4].

Następnie przez punkt B prowadzimy dwie linie: jedną BD pod kątem φ do poziomu i drugą BE pod kątem $45 + \varphi/2$ do poziomu. Potem przeprowadzamy poziomo linię DF do przecięcia się z linią KH oraz poziomo linię EG do przecięcia się z linią AL.

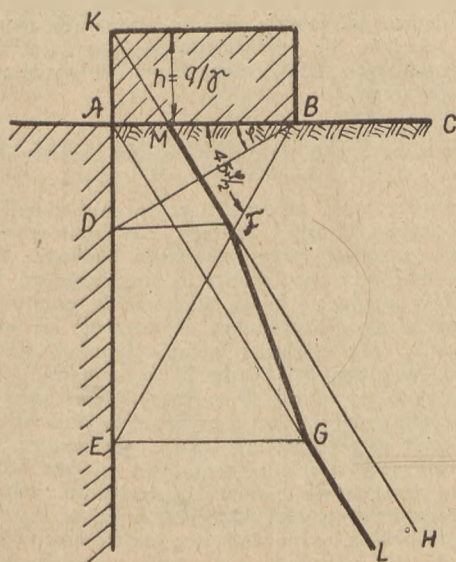


Rys. 8.

Otrzymamy wykres jednostkowego parcia ziemi po linii MFGL. IX. Parcie ziemi na ściankę oporową w wypadku rozmaitych rodzajów gruntu za ścianą oporową (rys. 10).

Dla większej jasności wypadek taki poprzemy liczbowymi obliczeniami.

Przypuśćmy, że mamy ściankę oporową pionową o wysokości $H = 8$ m. Naziom płaski poziomy na przestrzeni $l = 3$ m od ścianki oporowej nie obciążony, a dalej obciążony ciężarem ciągłym $q = 2,7$ t/m².



Rys. 9.

Dane gruntowe: do głębokości $H = 4,5$ m, $\gamma = 1,8$ t/m³, $\varphi = 30^\circ$ poniżej głębokości $H = 4,5$ m, $\gamma_1 = 1,5$ t/m³, $\varphi_1 = 25^\circ$.

Mamy $h = q/\gamma = 2,7 : 1,8 = 1,50$ m.

$AB = l \operatorname{tg} = 3,00$, $\operatorname{tg} 30^\circ = 1,73$;

$AC = l \operatorname{tg} (54 + \varphi/2 = 3,00 \operatorname{tg} 60^\circ = 5,20$;

$BE = \gamma H \operatorname{tg}^2 (45 - \varphi/2 = 1,80 \cdot 1,73 \operatorname{tg}^2 30^\circ = 1,04$;

$CF = \gamma (H + h) \operatorname{tg}^2 (45 - \varphi/2 = 1,80 (5,20 + 1,50) \operatorname{tg} 30^\circ = 4,02$;

$DG + \gamma (H + h) \operatorname{tg}^2 (45 - \varphi/2 = 1,80 (8,00 + 1,50) \operatorname{tg}^2 30^\circ = 5,70$.

Gdyby grunt był jednorodny przy $\gamma = 1,8$ i $\varphi = 30^\circ$ wykres parcia ziemi byłby po linii AEFG. Parcie ziemi na głębokości 4,50 m obliczone graficznie z wykresu lub rachunkowo, wynosi

$$\begin{aligned} KH &= BE + (CF - BE) \cdot \frac{BK}{BC} = 1,04 + (4,02 - 1,04) \times \\ &\times \frac{4,50 - 1,73}{5,20 - 1,73} = 3,42. \end{aligned}$$

Poniżej głębokości 4,50 mamy grunt, w którym $\gamma_1 = 1,5$; $\varphi_1 = 25^\circ$. Więc już na głębokości 4,50 m rozpoczyna się parcie ziemi równe

$$KM = KH \frac{\operatorname{tg}^2 (45 - \varphi_1/2)}{\operatorname{tg}^2 (45 - \varphi/2)} = 3,42 \frac{\operatorname{tg}^2 32^\circ 30'}{\operatorname{tg}^2 30^\circ} = 4,16$$

Na głębokości 5,20 parcie ziemi będzie:

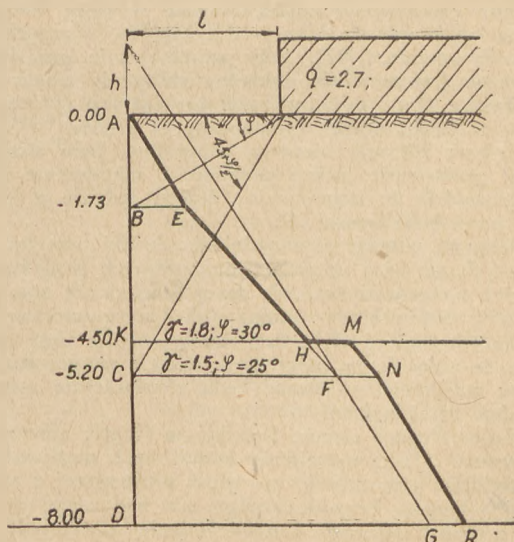
$$\begin{aligned} CN &= \gamma_1 \left\{ \frac{(4,50 + h)\gamma}{\gamma_1} + (H - 4,50) \right\} \operatorname{tg}^2 (45 - \varphi_1/2) = \\ &= 1,50 \left\{ \frac{(4,50 + 1,50) 1,8}{1,5} + (5,20 + 4,50) \right\} \operatorname{tg}^2 32^\circ 30' = 4,80 \text{ t/m}^2. \end{aligned}$$

Ostatecznie więc jednostkowe parcie ziemi będzie po linii AEHMNR.

Zmiana w wielkościach γ i φ może być nie tylko od tego, iż jest różny rodzaj gruntu, lecz i w jednym i tym samym gruncie, jeżeli takowy leży częściowo nad wodą, a częściowo w wodzie. W tym ostatnim wypadku do parcia ziemi na ścianę oporową dochodzi jeszcze parcie wody. Sposób ten jest przybliżony lecz dostatecznie wystarczający w praktyce.

X. Wszystkie wymienione wyżej wzory na jednostkowe parcie ziemi można wyrazić ogólnie wzorem $p = \gamma H \lambda$, gdzie λ ma rozmaite znaczenie w zależności od wielkości kątów φ , α , δ i β . Pełne parcie ziemi będzie

$$P = \frac{1}{2} \gamma H^2 \lambda, \text{ względnie } \frac{1}{2} \gamma (H^2 + 2 Hh) \lambda,$$



Rys. 10.

jeżeli naziom jest obciążony $h = q : \gamma \text{ t/m}^2$. Także i przy ścianie niepionowej, gdy kąt $\alpha \neq 90^\circ$ pełne parcie ziemi będzie

$$P = \frac{1}{2} \gamma H^2 \lambda,$$

a jednostkowe parcie $p = \gamma H \lambda$.

Nadmienić jeszcze należy, że gdy ścianka oporowa nie jest pionowa a naziom jest płaski poziomy, dla λ otrzymamy z wzoru [5] wyrażenie:

$$\lambda = \frac{\sin^2(\varphi + \alpha)}{\sin^3 \alpha \left(1 + \frac{\sin \varphi}{\sin \alpha}\right)^2}$$

Wzór ten można przekształcić w następujący:

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{\sin^2(\varphi + \alpha)}{\sin^3 \alpha \left(1 + \frac{\sin \varphi}{\sin \alpha}\right)^2} = \frac{\sin^2(\varphi + \alpha)}{\sin \alpha (\sin \alpha + \sin \varphi)^2} = \\ &= \frac{4 \sin^2 \frac{\alpha + \varphi}{2} \cos^2 \frac{\alpha + \varphi}{2}}{4 \sin \sin^2 \frac{\alpha + \varphi}{2} \cos^2 \frac{\alpha - \varphi}{2}} = \left(\frac{\cos \frac{\alpha + \varphi}{2}}{\sin \alpha \cos \frac{\alpha - \varphi}{2}} \right)^2 \sin \alpha = \end{aligned}$$

$$= \left\{ \frac{\sin 90 - \frac{\alpha + \varphi}{2}}{\sin \alpha \cos \frac{\alpha - \varphi}{2}} \right\}^2 \sin \alpha = \left\{ \frac{\sin \frac{\alpha - \varphi}{2}}{\cos \frac{\alpha - \varphi}{2}} \right\}^2 + \left\{ \frac{\sin 90 - \alpha}{\cos \frac{\alpha - \varphi}{2}} \right\}^2 \sin \alpha$$

Tu α jest kątem nachylenia ścianki do poziomu.

Jeżeli teraz weźmiemy za kąt α nie nachylenie ścianki, do poziomu, lecz kąt ścianki do pionu, musimy zamiast α wziąć $90 - \alpha$ i wtedy dla λ otrzymamy:

$$\lambda = \left\{ \frac{90 - \alpha - \varphi}{2} + \frac{\sin 90 - 90 + \alpha}{\cos \alpha} \right\}^2 \sin (90 - \alpha) = \left\{ \frac{45 - \frac{\alpha + \varphi}{2}}{\cos \alpha} \right\}^2 \cos \alpha \quad [5']$$

Ten ostatni wzór spotykamy w książkach radzieckich (np. w książce A k s e l r o d a — Gorodskije nobiereżnyje). Z tego powodu zamiast wzoru [5] można używać wzór [5']. Pamiętać tylko trzeba, iż w pierwszym wzorze [5] α oznacza kąt nachylenia ścianki do poziomu, a w drugim [5'] do pionu.

DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO

INŻ. ZENON ZAPALSKI

Umacnianie gruntów rodzimych i nasypów przy wznoszeniu budowli hydrotechnicznych

Zamieszczony niżej artykuł zawiera przegląd przeprowadzanych u nas i w Związku Radzieckim doświadczeń w zakresie metod umacniania gruntów przy wznoszeniu różnego rodzaju budowli hydrotechnicznych. Z uwagi na konieczność uwzględniania w najszerszym zakresie nowoczesnych i oszczędnych metod wykonawstwa oraz związaną z tym mechanizację robót Redakcja oczekuje wypowiedzi na temat ze strony projektantów i wykonawców, celem ustalenia najważniejszych w naszych warunkach metod uszczelniania i umacniania gruntów w różnych warunkach pracy.

W budownictwie hydrotechnicznym dość poważną pozycję stanowią koszty wzmocnienia skarp brzegowych oraz stoków w wykopach i nasypach ziemnych. Przy obecnej np. budowie kanałów Wieprz — Krzna oraz Żerań — Zegrze, których trasa będzie przechodziła przez różnej jakości grunty, wysuwa się sprawa zapewnienia nieprzepuszczalności dna i boków kanału na gruntach piaszczystych i nieosiadania na gruntach torfiastych.

Na podstawie doświadczeń można przyjąć, że przeciętne straty na wsiąkanie dla kanałów uszczelnionych wynoszą 500 m³ do 5000 m³ na km kanału na dobę — dla kanałów kopanych w ziemi dość przepuszczalnej [11]. Przy projektowaniu kanałów niezmiernie ważne jest możliwie dokładne obliczenie mogących powstać w kanale strat wody, wskutek jej filtracji (przesiakiwania) do warstw przepuszczalnych (wodonośnych) gruntu. Przy obliczeniach jednak filtrację pionową przez dno, jako stosunkowo minimalną, praktycznie można pominąć i zagadnienie filtracji ogólnej sprowadzić do zagadnienia filtracji jedynie w kierunku poziomym przez boki kanału [6].

Ze względu na aktualność zagadnienia krótki przegląd stosowanych dotychczas oraz nowych proponowanych środków i metod mających na celu umacnianie skarp brzegowych oraz sztucznych nasypów ziemnych przy istniejących i nowowznoszonych budowlach hydrotechnicznych, sądzić należy, będzie dość ciekawy. Oczywiście, że umocnienia, które mają na celu zmniejszanie strat wody przez wsiąkanie, zwiększać będą równocześnie wytrzymałość i trwałość całej budowli.

W artykule „Zopy ziemne i groble w świetle nowoczesnego gruntoznawstwa” [8], na marginesie omówionych możliwości używania materiałów gruntowych, np. gliny piaszczystej z zawartością do 7,6% humusu bezpostaciowego (nie torfowego) do budowy zapór i grobli ziemnych i udowodnieniu nawet polepszenia niektórych właściwości gruntu przy obecności powyżej podanej ilości humusu, zwiększającego kąt tarcia wewnętrznego oraz wo-

doszczelność gruntu, przytoczone zostały ściśle naukowe podstawy technologii tworzenia „mieszanek gruntowych”. Nie poruszając więc w tym kierunku naświetlonego zagadnienia, podamy obecnie interesujące nas receptury wytwarzania różnych mieszanek oraz technologiczny przebieg zmechanizowanego wykonawstwa tych robót. Pomijając jednak omówienie zagadnienia praktycznego tworzenia mieszanek z kilku różnych rodzajów gruntu, tak pod względem uziarnienia, składu mineralogicznego oraz budowy jego szkieletu [9], przejdziemy do zagadnienia tworzenia mieszanek gruntowych stabilizowanych pod wpływem stabilizatora (materiału wiążącego).

Wpływ zwilżania na uszczelnienie gruntów gliniastych

Wodoprzepuszczalność przeciwnafiltracyjnych budowli ziemnych zależy od rodzaju używanych do tego celu gruntów oraz ich stanu, który im się nadaje przy wznoszeniu budowli. W praktyce zmniejszenie wodoprzepuszczalności ekranu ziemnego w większości przypadków osiąga się drogą zagęszczania gruntu, przez ubijanie do stopnia zaprojektowanego, wyrażonego ciężarem objętościowym gruntu. Jak wykazały badania laboratoryjne, potwierdzone doświadczeniami praktycznymi w terenie [12], stopień uszczelnienia gruntów zwiększony w dużej mierze zależy od stopnia nawilgocenia gruntu w czasie wznoszenia budowli. Największe nawilgocenie zaś osiągniemy wtedy, gdy zostaną wypełnione wodą wszystkie pory szkieletu gruntu. Im większe będzie nawilgocenie, tym grunt łatwiej podlega przerobieniu, jednak najlepsze wyniki osiągniemy wtedy, gdy grunt posiadać będzie tzw. nawilgocenie optymalne, odpowiadające najefektywniejszemu, dla danej metody wykonawstwa, przebiegowi uszczelniania. Wskutek jednak obecności powietrza zawartego w gruncie nawilgocenie optymalne praktycznie będzie mniejsze od teoretycznego

o 2—4%. Przy dużym stopniu nawilgocenia gruntu, oddziaływające na niego mechanizmy powodują łatwiejsze rozbicie jego struktury gruzelkowej na drobniejsze elementy, wskutek czego grunt staje się więcej jednolity (monolity). Przy ubijaniu zaś rozdrobnionych i nawilgoconych cząstek gruntu następuje tak wielkie zbliżenie się tych cząstek do siebie, że woda błonkowa, związana z powierzchnią ziarn siłami molekularnymi, osiągnie takie zagęszczenie i siły adhezji staną się tak wielkie, że grunt przechodzi w stan zwarty i przy działaniu sił zewnętrznych stawiać będzie znaczny opór [3]. Filtrująca zaś woda wolna poprzez pozostałe jeszcze, lecz mocno już zaciśnięte przestwory gruntu przenikać będzie tylko nieznacznie. Zdrenowania podnoża odlądowej skarpy wału ochronnego wybitnie zmniejszy niebezpieczeństwo rozmywania wałów na skutek przesiąków. Jeżeli w przeciwfiltracyjnym elemencie konstrukcji budowli mogą zachodzić siły zsuwające (np. w ekranie na skarpie nasypu), to wskazane będzie podwyższenie zagęszczenie gruntu przy mniejszym nawilgoceniu, gdyż w tych przypadkach grunt będzie wytrzymalszy i stawiać będzie większy opór siłom zsuwającym go w dół [12]. Przy projektowaniu zaś i wznoszeniu z gruntu gliniastego budowli przeciwfiltracyjnych, nie podlegających siłom zsuwającym (np. w ekranie na dnie osadnika), a więc gdy chodzi nie tyle o wytrzymałość ile o osiągnięcie większej wodonioprzepuszczalności, ubijanie gruntu odbywać się musi przy podwyższonym nawilgoceniu. Ponieważ ekrany z gruntu założonego przy dużym nawilgoceniu, przy wysychaniu mają skłonność do pęknięcia i tworzenia szczelin, przeto należy wprowadzać je od razu do eksploatacji albo stosować środki zapobiegające ich wysychaniu.

Przykład. Rozplantowany na dnie osadnika grunt gliniasty warstwą grubości 22 cm, po nawilgoceniu i ubiciu (uszczelnieniu) go walcem palczastym, osiąga grubość ok. 15 cm. Jeżeli nawilgocenie będzie zbyt duże, to grunt będzie przylepiać się do walców palczastych i powierzchnia gruntu uwalcowanego będzie nierówna. Aby powierzchnię tę wyrównać, należy przejechać po niej dodatkowo walcem gładkim lub traktorem gąsienicowym. Zasadnicze wyposażenie charakterystyki gruntów gliniastych podano w tabelicy I.

Najlepszym dowodem dodatniego wpływu zwilżania na uszczelnianie nasypów jest również hydromechanizacja robót ziemnych. Rozwodniona masa ziemna, podawana na miejsce budowy, wytwarza nasypy doskonale ubite, które po spłynięciu z nich wody mogą być od razu użytkowane. Jest to tzw. metoda namulania nasypów.

O stosowaniu walców na pneumatykach

Ze wszystkich sposobów uszczelniania gruntu przy wznoszeniu budowli hydrotechnicznych, najczęściej stosowany jest sposób wal-

TABLICA I

Rodzaj gruntu	CieŜar właściwy g/cm ³	CieŜar objętościowy gruntu rodzim. g/cm ³	Wilgotność naturalna w %	Granica płynności	Granica walcowania	Liczba płaszczyzn
Żółtobury grunt gliniasty	2,78	1,50	20	38,6	23,8	14,8
Czarnoziem gliniasty	2,59	1,05	25	54,5	44,8	9,7

cowania gruntu, ponieważ walce są to najprostsze i najwydatniejsze maszyny do tego celu. Na „Wołgodonstroju“ na równi z gładkimi i palczastymi walcami stosowane były również walce nowego typu na pneumatykach (oponach gumowych) [13]. Doświadczenia dowiodły, że walce gładkie uszczelniają grunt na głębokości tylko nieznacznej, palczaste ryją powierzchnię i nie mogą pracować na zbyt nawilgoconym gruncie. Najlepsze rezultaty uszczelniania osiągnięte zostały przy stosowaniu walców na pneumatykach, gdyż zapewniają one głębokie uszczelnianie gruntu, przy mniejszej liczbie obrotów (przejazdów) walca, oraz nie rozluźniają powierzchni walcowanego gruntu.

W ZSRR wyprodukowano 3 typy walców na pneumatykach:

typ lekki D-219 o wadze z balastem (ziemią)	10 t
typ średni D-263 „ „ „	25 „
typ ciężki D-242 „ „ „	70 „

Przy wznoszeniu nasypów, walcowanie gruntu przeprowadza się warstwami o takiej grubości, aby w dolnej płaszczyźnie warstwy ubijanej szczelność nie była mniejsza od żądanej. Na podstawie doświadczeń dla określenia grubości ubijanej warstwy gruntu zwięzłego (gliniastego) przy wilgotności optymalnej można przyjąć jako wzór przybliżony:

$$h = C\sqrt{Q}$$

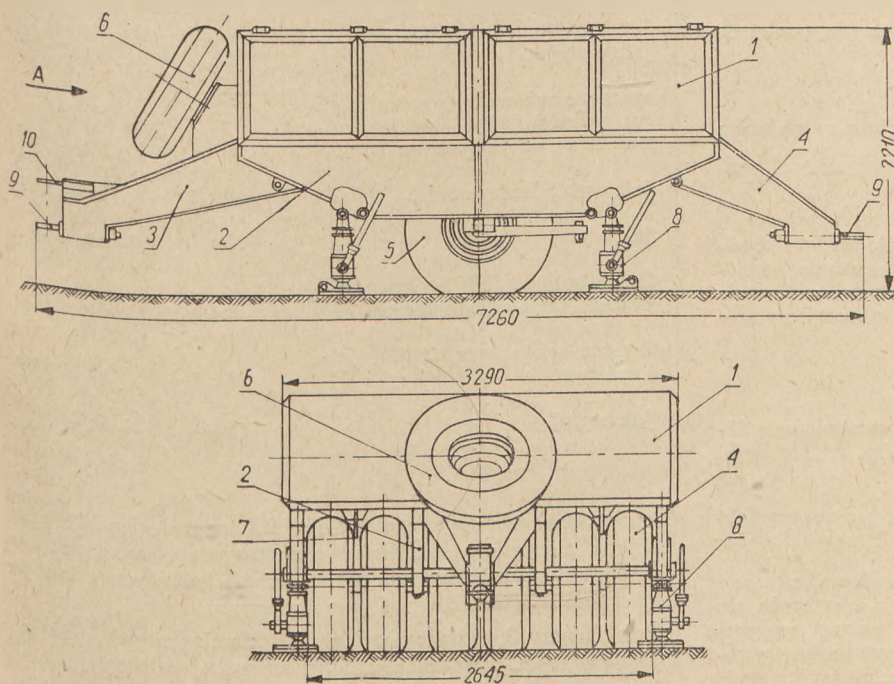
gdzie: h — grubość ubijanej warstwy w cm,

C — współczynnik stały, wartość którego należy przyjąć dla budowli kategorii pierwszej 0,55, dla kategorii drugiej 0,70,

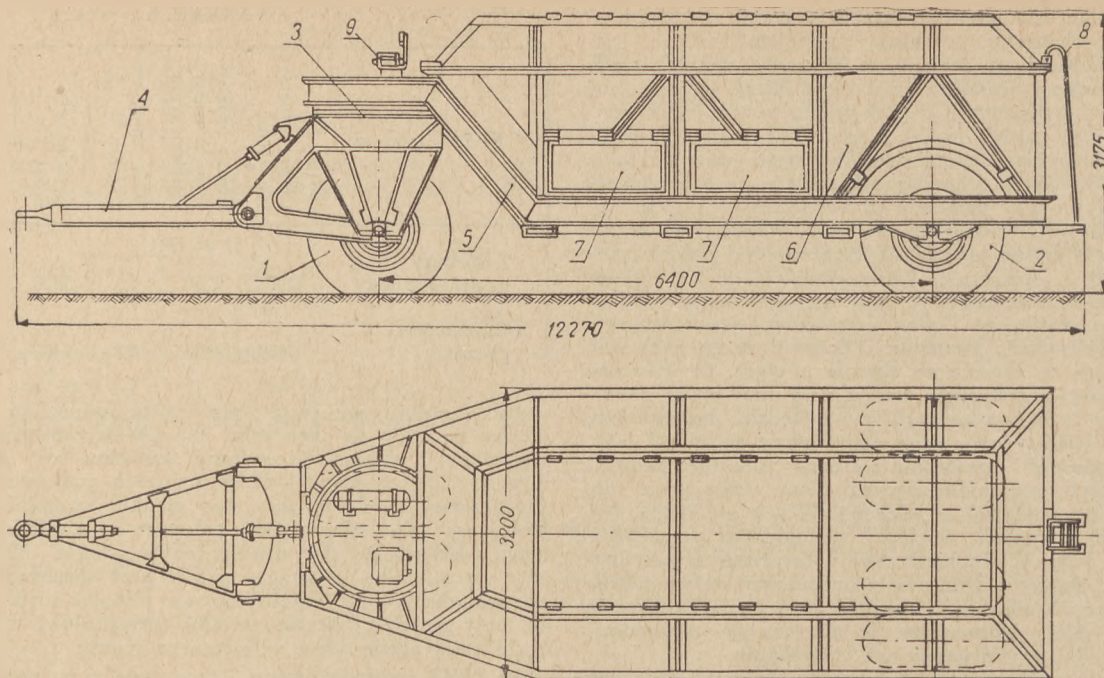
Q — obciążenie na jedno koło walca w kg.

Przy walcowaniu gruntów zwięzłych, ciśnienie powietrza w oponach powinno wynosić 5—6 kg/cm², przy gruntach luźnych 2—4 kg/cm², prócz tego należy zmniejszyć wagę walca o 30—40%, gdyż w przeciwnym razie opony, będąc zbyt przeciążone, szybko niszczyłyby się. Do uszczelniania świeżo usypanych gruntów zwięzłych walec musi przejechać 6—8 razy, przy gruntach luźnych 4—6 razy. Gdy do usypywania gruntów użyte będą ciężkie spychacze albo ciężkie samochody-wywrotki, które w czasie przejazdów, przy dobrej organizacji pracy, same w znacznym już stopniu ubijają grunt, walce należy użyć tylko do uzupełnienia ubicia, przy zmniejszonej ilości obrotów o 30—40%. Przy użyciu walca na pneumatykach, na powierzchni gruntu ubijanego wytwarzają się koleiny, które przyczyniają się do lepszego powiązania warstwy ubitej z nowo usypaną. Rozstaw kół walca jest tak dobrany, aby szczelność ubitego gruntu w koleinach pod kołami oraz między kołami była jednakowa.

Jak wykazała praktyka, przy wznoszeniu budowli hydrotechnicznych najlepsze zastosowanie na walec typu średniego D-623, wydajność którego przy szybkości jazdy 4 km/godz. wynosi ok. 300—350 m³/godz. dla budowli kategorii pierwszej. W tabelicy II zestawione są wyniki prób otrzymanych po 8 przejazdach walca D-623 i ciśnieniu w oponach 6 kg/cm².



Rys. 1. Walec na pneumatykach D-263. 1 — pudło nadwozia, 2 — rama, 3 — dyszel główny, 4 — dyszel doczepiany, 5 — koła na pneumatykach, 6 — koło zapasowe, 7 — skrobaczki, 8 — lewarki, 9 — kołczyk do sprzęgnięcia z traktorem, 10 — kołczyk do sprzęgnięcia z samochodem.



Rys. 2. Walec na pneumatykach D-242 1 — przednie koła na pneumatykach, 2 — tylne koła na pneumatykach, 3 — przednie półwozie obrotowe, 4 — dyszel, 5 — rama, 6 — pudło nadwozia, 7 — łuki boczne, 8 — drabinka, 9 — siodełko.

TABLICA II

	Głębokość pobrania gruntu (cm)					
	na powierzchni	10	20	30	40	50
Ciężar objętościowy szkieletu gruntu kg/cm^3	1,75	1,74	1,75	1,72	1,68	1,66

Jak wynika z danych w tablicy II, przy użyciu walca D-623 zapewniona jest, wymagana przy wznoszeniu budowli hydrotechnicznych kategorii pierwszej (np. hydrowęzeł cymlański), szczelność lessowych gruntów gliniastych, wynosząca $1,70 \text{ g/cm}^3$ do głębokości 35 cm, oraz $1,67 \text{ g/cm}^3$ — do 45 cm. Grubość warstwy świeżo usypanego gruntu powinna wynosić w tym przypadku 50 i 65 — 70 cm.

Umacnianie gruntów słabych mieloną szlaką (żużlem) oraz spiekanyminerałem (klinkierem cementowym)

Do umocnienia gruntów słabych przy wznoszeniu budowli hydrotechnicznych Dołgich [14] proponuje użycie cementów żużlowych wg receptury podanej w tabl. III. Cementy te, wiążąc się ze słabym gruntem, tworzą tzw. gruntobetony o znacznej wytrzymałości i wodoszczelności.

Na marginesie wyjaśniamy, że:

- łupki bitumiczne występują jako uwarstwienia różnych minerałów: piaskowców wapieni, margli itp. z wkładkami bitumicznymi (materiałem palnym);
- żużle kotłowe są to żużle z palenisk parowozowych, kotłowych, pochodzące ze spalania węgla kamiennego i koksu;
- kwaśne granulowane żużle wielkopiecowe jako produkt odpadowy przemysłu hutniczego otrzymuje się przy wytopie żelaza z udziałem topników w postaci wapieni i dolomitów. Drobnomielone kwaśne żużle granulowane wielkopiecowe, zarobione wodą, nie przejawiają właściwości spoiwa hydraulicznego, dopiero po dodaniu do nich niewielkiej ilości katalizatora (wapna lub cementu) stają się aktywną przymieszką hydrauliczną — spoiwo wiąże i twardnieje [16].

TABLICA III

Materiały wiążące oraz ich stosunek procentowy	Stosunek gruntów do mater. wiążących	Wytrzymałość na ścisłanie $R_{28}(\text{kg/cm}^2)$
Żużle (popioły) łupków bitumicznych 75% + kwaśne granulowane żużle wielkopiecowe 25%	2 : 1	78 — 112
jak wyżej	4 : 1	72 — 84
Żużle (popioły) łupków bitumicznych 50% + kwaśne granulowane żużle wielkopiecowe 50%	2 : 1	149 — 163
jak wyżej	4 : 1	92 — 105
spiekane minerały (wapienie, gliny, margle) 75% + kwaśne granul. żużle wielkopiecowe 25%	2 : 1	60 — 98
jak wyżej lecz po 50%	2 : 1	126 — 167
jak wyżej	4 : 1	38 — 65
Żużle kotłowe 50% + kwaśne granul. żużle wielkopiecowe 50%	4 : 1	48 — 108
kwaśne granulowane żużle wielkopiecowe	2 : 1	80 — 120
jak wyżej	4 : 1	50 — 80

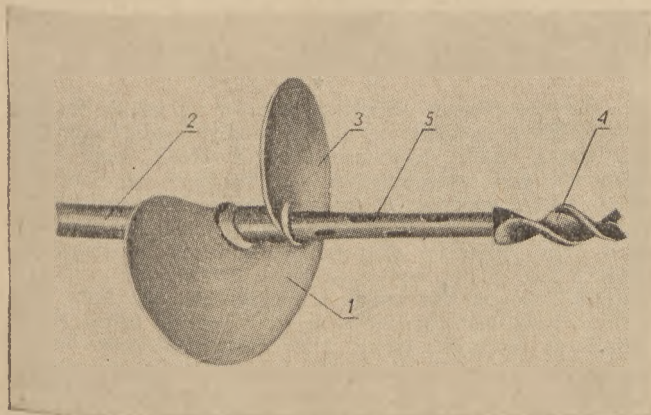
Cementy żużlowe podane w tablicy III, są to więc dokładnie zmielone mieszaniny klinkierów cementowych (spieczonych wapieni, glino-krzemianów, margli) albo żużli kotłowych z kwaśnymi żużłami wielkopiecowymi granulowanymi.

Różniamy 3 rodzaje przebiegów technologicznych oraz mechanizacji robót przy umacnianiu gruntów: 1) założenie, 2) obróbka traktorem, 3) zastrzykiwanie.

Założenie. Przygotowanie materiału żużlowo-gruntowego wg najpraktyczniejszej recepty: 4 części gruntu + 1 część ce-

mentu żuźlowego + 0,4 części ciasta wapiennego + 0,6 części wody. Początkowo miesza się grunt z mielonymi żużlami, potem zalewa mlekiem wapiennym i przygotowuje się ciasto, które następnie układa się w wyznaczonym miejscu. Ubicie walcami, trambówkami lub lekkimi wibratorami powierzchniowymi jest obowiązkowe. Tym sposobem mogą być zakładane: fundamenty, zbiorniki podziemne do wody, różne osadniki, studnie, przeciwfiltracyjne warstwy (ekrany) dna i brzegów w rowach i kanałach oraz zbiornikach wody. Dostateczna grubość warstwy gruntu żuźlowego wynosi 10 — 15 cm. Materiałem tym mogą być uszczelniane również: groble, tamy, jazy, wały przeciwpowodziowe, skarpy itd.

Obrobka traktorowa sprowadza się do zaorania gruntu, polania go roztworem mielonych żużli, przemieszania i ubicia walcami. W zależności od przeznaczenia i wymaganej wytrzymałości warstwy orkę przeprowadza się do głębokości 10 — 20 cm, z obowiązkowym uprzednim usunięciem gleby roślinnej. Po przeoraniu rozsypuje się na grunt żużel mielony. Po przemieszaniu go z gruntem przy pomocy spulchniacza, powierzchnię polewa się mlekiem wapiennym. Przeprowadza się ponowne przemieszanie oraz ubicie walcami typu lekkiego. Można też zaoraną ziemię połączyć od razu roztworem wapienno-żuźlowym, przemieszać i uwalnować. W tym przypadku użyć można by cały pociąg traktorowy, złożony z pługów, spulchniaczy, polewaczki i mieszadeł (bron talerzowych). Potrzebną ilość materiałów wiążących na 1 m² warstwy gruntu 10 cm grubości określa się w stosunku 4 : 1 : 0,4 : 0,6. Po ukończeniu robót ułożony grunt żuźłowy należy zabezpieczyć przed szybkim wysychaniem. Należy w tym celu pokryć go matami ze słomy lub warstwą gruntu zwykłego o grubości 10 — 15 cm, polewać go lub zalewać wodą, wreszcie pokryć go obudową.



Rys. 3. Dwururowy iniektor łopatkowy, 1 — zazębianie rury zewnętrznej, 2 — rura zewnętrzna, 3 — łopata, 4 — rurka spiralna, 5 — perforowana rura wewnętrzna.

Sposób zastrzyków polega na wstrzykiwaniu roztworu wapienno-żuźlowego do gruntu, przy pomocy specjalnych iniektorów łopatkowych (rys. 3) pod ciśnieniem 2 — 5 atm. Iniektor wwierca się do gruntu, zależnie od potrzeby na głębokość 2—5 m, po czym, kręcąc nim odpowiednio w odwrotną stronę (lewa), podnosimy do góry na wysokość 25 — 40 cm, wewnętrzna jednak perforowana rurka iniektora pozostaje na miejscu. Przez otwory tej rurki wstrzykuje się odpowiedni roztwór przy pomocy pompy hydraulicznej. W czasie wstrzykiwania roztworu iniektor należy obracać w obydwie strony (2—3 razy) w tym celu, aby opuszczana i podnoszona łopata przemieszała należycie grunt z roztworem w oznaczonym interwale (ustalonej grubości warstwie). Podnosząc iniektor, powtarzamy operację, dopóki nie umocnimy całego słupa gruntu w postaci walca o średnicy łopatki iniektora. Przy średnicy łopatki 340 mm i wwiercaniu się na głębokość 3 m w zwyczajnych gruntach cały proces wstrzykiwania (łącznie z wwierceniem) trwa około 46 min. W ten sposób zespół 3 pracowników w ciągu 8 godz. pracy może przeprowadzić wstrzykiwanie na długości 36 mb, tj. wytworzyć 12 słupów o wysokości 3 m. Sposób ten może znaleźć szerokie zastosowanie np. przy wytworzeniu silnego podłoża dla fundamentów różnych budowli, przy umacnianiu brzegów przed rozmywaniem, przy stabilizacji deformujących się mas ziemnych, wreszcie wytworzeniu ścianki szczelnej itp. Przy zastosowaniu silnych urządzeń wietrniczych (świdrów) można by wytworzać słupy gruntu wzmocnionego o średnicy do 1,7 m. Stosując tę metodę grunty nasypowe na jednej zaporze wodnej w ZSRR przekształciły się w skałę, przerywając filtrację wody z górnego stanowiska.

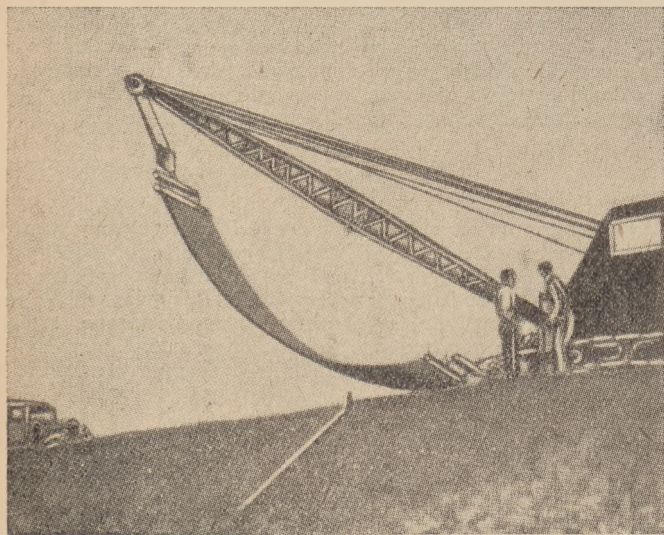
W tym miejscu należy nadmienić o tzw. sylikatyzacji gruntów kurzawkowych [5], polegającej na nasyceniu gruntu przy pomocy iniektora roztworem szkła wodnego (sylikatem sodu — $nSiO_2 \cdot mNa_2O$), następnie roztworem chlorku wapnia $CaCl_2$. W rezultacie tego następuje w ciągu niespełna jednej godziny zeskalenie gruntu płynnego, przekształcającego się w pewnego rodzaju słabszy piaskowiec, o wytrzymałości 25—100 kg/cm². Metodę tę można stosować, gdy czas budowy musi być krótki lub gdy kurzawka występuje na stosunkowo niewielkim odcinku. Jest to jednak metoda kosztowna, ze względu na wysokie ceny preparatów chemicznych, potrzebnych w znacznych ilościach.

Zeskalanie gruntów można przeprowadzić również przy pomocy zjawisk elektrokinetycznych [4]. Po otrzymaniu pozytywnych wyników z prób laboratoryjnych nad elektropetryfikacją gruntów, prowadzonych w Instytucie Wodnym PAN pod kierownictwem prof. R. Cebertowicza, przeprowadzone zostały również udane eksperymenty w terenie, przed nadmiernym i nierównomiernym osiadaniami, ewentualnie przed zsuwem mas ziemnych wraz z budynkiem.

Umocnienie osadzających się i spierzających skarp i den w kanałach gruntów lessowych można również przeprowadzić przy pomocy mieszaniny parafinowo-mazutowej [15]. W tym celu powierzchnię, którą chcemy wzmocnić, polewamy wrzącą przy 100 — 120°C mieszaniną parafiny i mazutu. Polewanie należy przeprowadzać, gdy powierzchnia gruntu będzie również silnie ogrzana promieniami słońca (do 40°C) i gdy grunt będzie wysuszony w czasie suchej i upalnej pogody letniej. Wrząca mieszanina parafinowo-mazutowa dzięki swej płynności w tej temperaturze łatwo przenika w głąb gruntu, wypełniając w nim wszystkie mikroszczeliny i pory. Wzrasta wytrzymałość i wodoszczelność gruntu oraz odporność na rozmywanie. Jak wykazały próby laboratoryjne, wytrzymałość na ciśnienie gruntu nasyczonego mieszaniną, zawierającą 30% parafiny, wzrasta 4-krotnie w porównaniu z gruntem niewzmocnionym; przy 20% parafiny — 5-krotnie. Najpraktyczniejsza okazała się mieszanina o 30% zawartości parafiny. Zwiększone 5-krotnie siły spójności ziarn gruntu nasyczonego mieszaniną powodują zwiększenie się wewnętrznego kąta tarcia o 5 — 10°. Nadmienić należy, że mieszanina nie podlega wymywaniu jej z gruntu. Jak wykazały doświadczenia w terenie, grubość warstwy wzmocnionej na skarpach o nachyleniu 1 : 1 wynosiła 10 — 12 cm. Korpus nasypu pokryty warstwą wzmocnioną, niby łupiną ochronną, nie będąc atakowany przez prądy filtracyjne, nie będzie podlegał osiadaniam i obsuwaniu się. Współczynnik filtracji po wzmocnieniu gruntu zmniejsza się z $6,7 \cdot 10^{-4}$ do $3 \cdot 10^{-5}$ cm/s, tj. zmniejsza się w przybliżeniu 23-krotnie, a straty wody wskutek filtracji zmniejszają się 3-krotnie. Praktyczne zastosowanie wzmocniania gruntów przy pomocy mieszaniny parafinowo-mazutowej może mieć miejsce przy budowie warstw przeciwfiltracyjnych na hydrotechnicznych budowlach ziemnych, licowanych betonem. Zastosowanie wzmocnienia gruntu pod jego licówkę pozwoli na zastąpienie żelazobetonu betonem oraz na wzniesienie lżejszej konstrukcji. Uszczelnianie mogą być tym sposobem również dna i skarpy kanałów odprowadzających. Orientacyjnie, na umocnienie 1 m² gruntu o warstwie 10 cm grubości potrzeba 9,5 kg 30% mieszaniny parafinowo-mazutowej. Biorąc pod uwagę to, że sposób ten, jako wielce prosty, nie wymaga użycia większej siły roboczej oraz zastosowania specjalnego sprzętu roboczego, koszt umocnienia gruntu mieszaniną parafinowo-mazutową jest o wiele niższy od wszelkich innych sposobów (np. 4,8-krotnie tańszy od sylikatyzacji gruntu). Polewanie powierzchni gruntu przeprowadza się przy pomocy ręcznej pompy hydraulicznej i węża gumowego z rozpylaczem.

Brukowanie skarp kamieniem naturalnym lub sztucznym jest b. drogie i pracochłonne. Jak wiadomo, wytrzymałość każdego umocnienia zależy przede wszystkim od rodzaju i właściwości filtracyjnych podłoża-fundamentu, na którym jest wybudowane umocnienie. Tylko właściwie dobrane pod względem frakcyjnym oraz starannie i dokładnie ułożone podłoże może dać mocną podstawę pod umocnienie i zapewnić mu długotrwałość. Uwaga ta tyczy nie tylko brukowania skarp kamieniem, lecz odnosi się również do nasypów kamiennych, układania płyt betono-

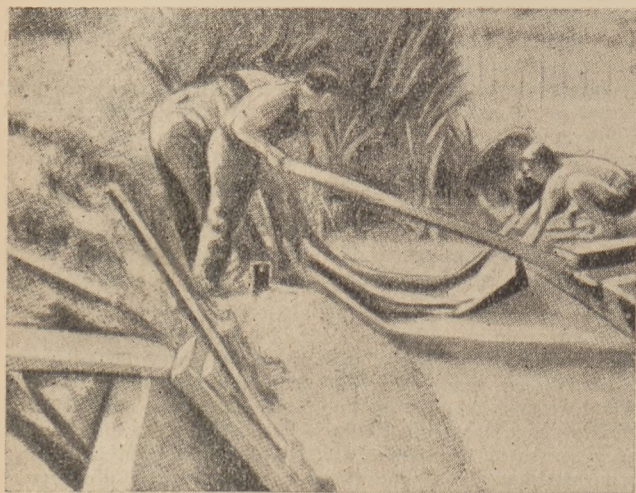
wych, gruntobloków, jak również pokryć asfaltowych. Brukowanie kamieniem naturalnym jest najkosztowniejszym sposobem wzmocnienia skarp, prócz tego posiada ono szereg większych braków. Przy brukowaniu, zmechanizowaniu robót podlegać może tylko naładunek kamienia w kamieniołomach i wyładunek na miejscu pracy. Resztę prac wykonać można tylko ręcznie. Przy



Rys. 4. Układanie mat bitumicznych przy pomocy dźwigu



Rys. 5. Przygotowywanie małych mat bitumicznych



Rys. 6. Układanie mat bitumicznych

dostatecznej ilości kamienia zamiast bruku stosować można narzut kamienny. Tam, gdzie niemożliwe jest sprowadzenie kamieni naturalnych z powodu dużych kosztów, układane są jako okładziny na skarpach kamienie sztuczne, w postaci mniejszych i większych płaskich płyt betonowych czy nawet żelbetonowych, o kształtach kwadratowych, prostokątnych lub sześciokątnych („trylinek” wziętych z budownictwa drogowego lub również sześciokątnych pustaków betonowych tzw. „pustobetów” [7], wreszcie „dybli” o kształcie podwójnego ogona jaskółczego). Pomimo że kamień sztuczny (cement + piasek) może być wytwarzany w pobliżu placów budowy z materiału (piasku) znajdującego się pod ręką, umocowania tego typu są jednak kosztowne i pracochłonne. Tak samo drogie są narzuty z kamieni sztucznych wytwarzanych w kształcie nieforemnych czy też foremnych brył „tetroidów” (tetraedrów), używanych między innymi przy regulacji rz. Missisipi dla ubezpieczenia brzegów oraz przy konstrukcji tam regulacyjnych. Dla zbadania wartości brył tego kształtu, tetraedry były wykonywane na terenie b. Dyrekcji Dróg Wodnych w Warszawie w 1946 r. [1]. Tetraedry są to ostrosłupy trójkątne, o wszystkich czterech ścianach równych.

*

Jednolita płyta betonowa jako uszczelnienie koryta kanału była zastosowana po raz pierwszy w latach 1849 — 1851 [11]. Warstwa betonu wynosiła 0,15 m, warstwa zaprawy — 0,02 m, zaś warstwa ochronna z ziemią na dnie 0,28 m i na skarpach 0,41 m. Płyta taka okazała się b. droga i niepraktyczna, gdyż pęka na gruntach podlegających osiadaniu. Praktyczniejsze są betony asfaltowe, tj. betony, w których składzie cement zastąpiono gorącym asfaltem. Do tego typu umocnień należy odnieść użycie mieszanek grunto-asfaltowych (gruntobloków).

*

Na doświadczalnych odcinkach brzegów na kanale im. Moskwy w ZSRR prowadzone są obecnie próby zastosowania zbrojonych siatką mat bitumicznych [16]. Tego rodzaju umocnienia przy stosunkowo małych kosztach robocizny i materiałów okazały się mogą dostatecznie mocne i niezawodne. Przygotowanie i układanie mat bitumicznych może być łatwo zmechanizowane. Wymiary mat: grubość pasów 3 cm, długość 16 m, szerokość 3 m. Siatka wykonana jest z drutu 2 mm grub., z oczkami $0,5 \times 0,5$ cm. Na brzegach wzmocniona jest linką drucianą. Układanie mat proponuje się przy pomocy bębna skonstruowanego na specjalnej barce. Maty mogą mieć oczywiście również inne wymiary (np. w postaci arkuszy kwadratowych o wymiarach 3×3 m, przy czym układać je można dwiema warstwami z równoczesnym przekrywaniem spoin). Nadmienić należy, że już w 1951 r. maty bitumiczne zostały użyte we Francji przy zabezpieczeniu brzegów przy ujściu Sekwany. Użyte tam z dobrymi wynikami maty bitumiczne posiadały następujące wymiary: grubość 6 cm, długość pasa 9 m, szerokość 2 m. Maty były zbrojone siatką z mocowaną trzema drucianymi (dwoma na brzegach, jedną pośrodku). Układanie mat przeprowadzono przy pomocy dźwigu, poruszającego się wzdłuż górnej krawędzi skarpy (rys. 4) Ułożone maty zostały powiązane drutem, a spoiny nawiadkowe zalane płynnym bitumem. We Francji stosowane są również zbrojone płyty bitumiczne w postaci arkuszy, o wymiarach $2,0 \times 1,10$ m, grub. 4 cm. Siatka z drutu 2,4 mm, z oczkami 66 mm (rys. 5); układanie ręczne (rys. 6). Skład mieszaniny użytej do płyt: piasek o frakcji 1—2 mm — 52%, piasek o frakcji < 1 mm — 21%, bitum — 12%, wapno — 15%.

Wreszcie, można wykorzystać zjawisko samouszczelniania się koryt kanałów drogą tzw. kolmatacji, tj. osadzania się zawiesin, znajdujących się w wodzie. Przez wprowadzenie mętnej wody z rzeki w czasie przyboru uzyskujemy uszczelnianie drogą naturalnej kolmatacji. Zwiększając sztucznie ilość zawiesin, przez wysypanie do wody piasku z dużą zawartością gliny, żużlu, trocin itp. przyspieszamy kolmatację.

Drugi rodzaj samouszczelniania się zbiorników i koryt kanałów i rowów melioracyjnych polega na wytwarzaniu się z butwiejącej roślinności na dnie tych wód tzw. warstwy „glejowej”, tj. nieprzepuszczalnych ławic wapiennych lub żelazistych w postaci orsztyków i rud darniowych. I ten rodzaj uszczelniania można również sztucznie przyspieszać [2].

Jakie z wymienionych lub innych jeszcze sposobów umacniania gruntów, przy wznoszeniu budowli hydrotechnicznych będą stosowane u nas w kraju, zależeć będzie przede wszystkim od warunków lokalnych, od wyników badań laboratoryjnych, przeprowadzonych w naszych instytucjach naukowo-badawczych oraz od zdobytych doświadczeń przez praktyków w terenie.

LITERATURA

1. Zajbert M. — Próby zastosowania sztucznego kamienia w regulacji rzek „Gospodarka Wodna” nr 1/47.
2. Nowe metody uszczelniania dna w doprowadzalnikach i zbiornikach. „Gospodarka Wodna” nr 2/52.
3. Kolis W. — Kurzawka, jako grunt w budownictwie wodnym w świetle nowych badań. „Gospodarka Wodna” nr 5/52.
4. Cebertowicz R. — Instytut Wodny Politechniki Gdańskiej i jego prace doświadczalne. „Gospodarka Wodna” nr 9/52.
5. Skoraszewski W. — Sylikatyzacja gruntów kurzawkowych. „Gospodarka Wodna” nr 2/53.

6. Obliczanie filtracji wody z kanału do gruntu metodą analogii hydraulicznych. „Gospodarka Wodna” nr 9/53.
7. Stepnowski C. — Ubezpieczenie Skarp kanałów otwartych kamieniem sztucznym „Pustobet”. „Gospodarka Wodna” nr 12/53.
8. Bielenia C. — Zapory ziemne i groble w świetle nowoczesnego gruntoznawstwa. „Gospodarka Wodna” nr 2/54.
9. Wznoszenie grobli żwirowo-piaszczystych drogą namywaną. „Gospodarka Wodna” nr 10/54.
10. Zenczykowski W. — Budownictwo ogólne t. I.
11. Tillinger T. — Drogi wodne t. II. Uszczelnianie koryta rzeki.
12. Migis S. i Zukowa W. — Uwłaznienie pri uplotnieniu glinistych gruntów. Gidrotiechničeskoje Stroitelstwo nr 6/54.
13. Ułjanow N. — K woprosu o primienienii katkow na pniewmaticszech szinach dla uplotnienia nasypiej. Gidrotiechničeskoje Stroitelstwo nr 8/64.
14. Dołgich P. — Ukreplenie słabych gruntów molotymi szlakami i gorělými porodami w gidrotiechničeskom stroitelstwie. Gidrotiechničeskoje Stroitelstwo nr 8/54.
15. Awakian Ł. — Ukreplenie prosadocznych lessowidnych gruntów parafinomazutnoj smiesju. Gidrotiechničeskoje Stroitelstwo nr 3/55.
16. Suchinicz A. — O racjonalnom tipie krepłenia bieregów. Recznoj Transport nr 4/55.

INŻ. KRZYSZTOF FIEDLER

Analiza przyczyn i przebiegu niektórych katastrof budowli piętrzących

Katastrofy budowli piętrzących są ze względu na charakter tych budowli szczególnie niebezpieczne. Katastrofa zapory oznacza nie tylko poważną stratę dla gospodarki narodowej, wskutek zniszczenia budowli o wielkich nakładach inwestycyjnych, lecz przede wszystkim zniszczenia doliny rzeki poniżej zapory jest połączone przeważnie z poważnymi stratami życia ludzkiego.

W 1889 r. nastąpiła katastrofa zapory ziemnej w South Fork (USA), przy której zbiornik wodny o pojemności 20 miln. m³ opróżnił się w ciągu 45 minut. Katastrofa spowodowała śmierć ponad 2500 mieszkańców, znajdującego się ok. 20 km poniżej zapory, miasta Johnstown. Wysokość fali powodziowej dochodziła do 12 m.

Zapora Gleno (Włochy) runęła wkrótce po ukończeniu budowy w 1923 r. Opróżnienie zbiornika o pojemności 5,4 miln. m³ w przeciągu kilkunastu minut spowodowało śmierć ponad 500 ludzi oraz szkody materialne ok. 150 miln. lirów.

Katastrofa zapory St. Francis (USA), która nastąpiła w 1928 r., kosztowała życie 400 ludzi oraz 10 miln. dolarów.

Runięcie zapory w Melville (USA) w 1909 r. pociągnęło za sobą katastrofę zapory znajdującej się o 6,5 km poniżej. Podobny wypadek miał miejsce w 1911 r. na zaporze Dells, której katastrofa spowodowała runięcie zapory Hatfield, położonej kilkanaście km poniżej.

Mniej tragiczne w skutkach, aczkolwiek powodujące poważne straty materialne, są katastrofy występujące w czasie budowy. Wypadki takie, spotykane najczęściej przy budowie zapór ziemnych, opóźniają przebieg budowy, oraz zwiększają dodatkowo ilość robót.

Znane są również wypadki, w których wybudowana zapora nie uległa wprawdzie zniszczeniu, lecz jednocześnie nie spełniła swoich zadań. Zaliczyć do nich można zapory Montejaque w Andaluji, czy Saint Guiehlm do Désert we Francji. Obie te zapory o znacznej wysokości nie posiadają zbiorników, woda przesiąka przez szczeliny podłoża.

Przyczyny katastrof budowli piętrzących, podobnie jak i innych obiektów inżynierskich, można podzielić następująco:

- wadliwy projekt,
 - niewłaściwe wykonawstwo,
 - nieprawidłowa eksploatacja.
- Najczęstszymi źródłami wadliwych projektów są:
- niedostateczne badania geologiczne podłoża, które powodują niewłaściwe posadowienie zapory,
 - niedostateczne badania materiałów budowlanych, co pływa na niezgodność rzeczywistych cech materiałów z przyjętymi w projekcie,
 - nieprawidłowe obliczenia hydrologiczne, które mogą doprowadzić do zbyt małej zdolności przepustowej wielkich wód,
 - nieprawidłowe obliczenia hydrauliczne (np. rozpraszanie energii) i statyczne.
- Do błędów wykonawstwa zaliczyć należy:
- niedbałe przeprowadzenie przewidzianych projektem robót,
 - samowolną zmianę projektu przez wykonawcę.

Głównymi momentami wadliwej eksploatacji są:

- niewłaściwe manewrowanie zamknięciami przelewów, co spowodować może rozmycie podjazia lub przepełnienie zbiornika,
- zaniedbywanie remontów budowli,
- lekceważenie drobnych uszkodzeń oraz usuwanie ich w niewłaściwy sposób.

Jeśli rozpatrzmy statystykę przyczyn katastrof, to okaże się, że większość zapór ciężkich została zniszczona przez przesunięcie zapory na skutek poślizgu lub wymycia gruntu spod budowli. Do częstych przyczyn katastrof zaliczyć należy również przepełnienie zbiornika, szczególnie niebezpieczne dla zapór ziemnych, które w razie przelania się wody przez koronę zapory, ulegają natychmiastowemu rozmyciu. Zapory ziemne ulegają również często zniszczeniu dzięki nadmiernej filtracji wody przez zapórę lub podłoże. Najczęstszą przyczyną katastrof, względnie uszkodzeń jazów jest rozmycie podjazia, wskutek niedostatecznego rozproszenia energii przepływającej wody; mogą występować tu również przyczyny jak dla zapór.

Dla uniknięcia błędów popełnionych w przeszłości, jak również dla zilustrowania konieczności dokładnych studiów projektowych oraz starannego wykonania budowli, podaje się poniżej analizę przebiegu i przyczyn niektórych katastrof.

Zapory ciężkie i żelbetowe

Zapora St. Francis (USA) została wykonana w latach 1924 — 1926 w postaci betonowej zapory ciężkiej, o kształcie łukowym, o długości 186 m oraz maksymalnej wysokości 62,5 m. Zapora była posadowiona częściowo na łupkach, a częściowo (przy prawym brzegu) na czerwonym konglomeracie o spoiwie gliniastym i dużej zawartości gipsu. Już bezpośrednio po napełnieniu zbiornika zauważono przesiąki pod zaporą. Przecieki te zwiększały się stopniowo, a kilkanaście godzin przed katastrofą (13.3.1928) wzrosły kilkakrotnie. Przecieki zostały zbagatelizowane, a w nocy zapora runęła w ciągu kilku minut. Poza przesiakami nie zauważono przed katastrofą innych oznak grożącego niebezpieczeństwa. Jak widać z rys. 1, zniszczeniu uległy prawa i lewa część zapory, a część środkowa znajdująca się w korycie rzeki pozostała nienaruszona. Bloki zapory o objętości do 2500 m³ zostały przeniesione prądem wody na odległość do 800 m, przy czym nastąpiło najpierw przesunięcie prawej części zapory, a następnie i lewej. Zapora nie była zaopatrzona w zasłonę z zastrzyków cementowych, co spowodowało rozpuszczenie części gipsowych w konglomeracie prawej części podłoża, a następnie poślizg (lepiszcze gliniaste). Łupki na których posadowiono część centralną (nienaruszoną) oraz lewą część zapory wykazywały uwarstwienie sprzyjające poślizgowi. Pozostawienie środkowej części zapory można wytłumaczyć faktem zastosowania jedynie w tej części (dawne koryto rzeki) drenażu podłoża. Powstanie poślizgu było ułatwione również brakiem zabezpieczeń fundamentu zapory. Profil zapory był dostatecznie wytrzymały, powodem katastrofy było nieprawidłowe posadowienie zapory, a w szczególności brak należytego zabezpieczenia przed przesiakami, które w danych warunkach geologicznych były szczególnie niebezpieczne. (Jak wynika z oględzin zniszczonych części fundamentowych zapory, poślizg nastąpił nie wzdłuż szwu fundamentowego, lecz poślizg skały po skale). Ponadto niewłaściwie przeprowadzono obliczenia statyczne, nie uwzględniając w nich wyporu. Doprowadziło to do sztucznego

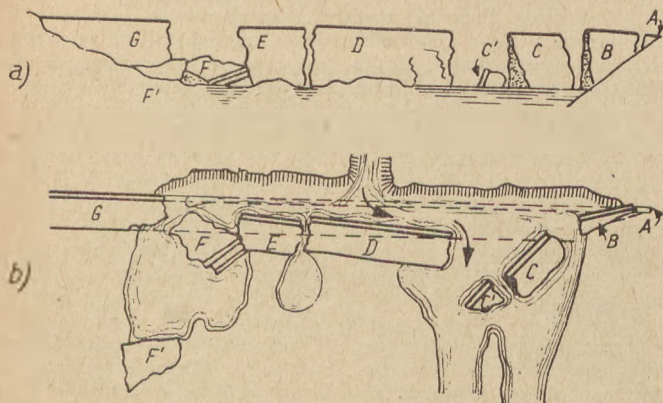
podwyższenia współczynnika bezpieczeństwa ze względu na przesunięcie zapory.

Ciężka zapora betonowa Austin (Pensylwania — USA) o wysokości 15,2 m i długości 168,5 m została ukończona w 1909 r.



Rys. 1. Zapora St. Francis po katastrofie

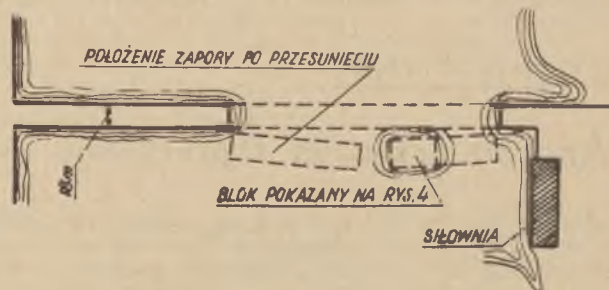
Zapora posadowiona była na cienkowarstwowym piaskowcu, o poziomym układzie warstw. Pomiedzy warstwami piaskowca znajdowały się wkładki łupków i margli. Cementacji podłoża zapory nie przeprowadzono. Natychmiast po zakończeniu budowy stwierdzono powstanie w cieple zapory spękań, spowodowanych nierównomiernym osiadaniem (brak szwów dylatacyjnych). Po napełnieniu zbiornika stwierdzono poważną filtrację wody pod budowlą, a następnego dnia przesunięcie części zapory o 45 cm. Po opróżnieniu zbiornika i przeprowadzeniu remontu, który polegał na załatwieniu powstałych szczelin, a nie zmierzał do przerwania filtracji wody, zbiornik napełniono ponownie. Po 21 miesiącach eksploatacji (30.9.1911) zapora uległa zniszczeniu, którego wyniki przedstawia rys. 2. Przyczynami katastrofy były: wykonanie budowy bez szwów dylatacyjnych (powstałe dzięki temu pęknięcia zmniejszyły wytrzymałość zapory), niewłaściwe posadowienie budowli, a w szczególności brak zamknięcia drogi filtracji, co spowodowało poślizg zapory po nawodnionych wkładkach łupkowych w piaskowcu.



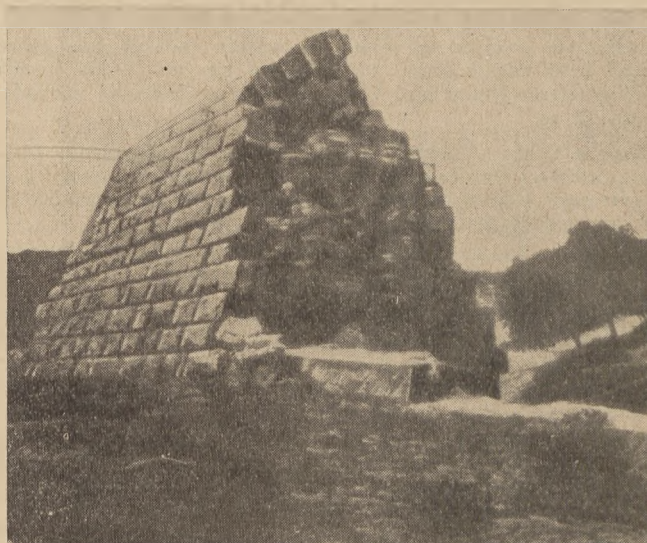
Rys. 2. Zapora Austin (Pensylwania) po katastrofie (a — widok, b — plan)

Bardzo ciekawa jest historia zapory przelewowej (jazu stałego) Austin na rzece Colorado (Texas — USA). Zapora ta wybudowana została w latach 1890—1893 z muru kamiennego na zaprawie cementowej. Długość jej wynosi 390 m, a wysokość 18 m (do korony przelewu). Zapora została posadowiona na wapieniu, po-

siadającym szereg naturalnych szczelin i kawern, częściowo wypełnionych gliną. Już w czasie budowy okazało się konieczne za-betonowanie części tych kawern, jak również wymiany części zapory wzniesionych w szczególnie słabych punktach podłoża. 7 kwietnia 1900 r., tj. po sześciu latach eksploatacji, nastąpiło w czasie powodzi (przy czym poziom piętrzenia był niższy o 1,2 m od obliczeniowego) przesunięcie części zapory o dług. 150 m o ok. 20 m w dół rzeki (rys. 3), a następnie wywrócenie jej, z wyjątkiem bloku pokazanego na rys. 4. Przesunięcie zostało spowodowane zjawiskami krasowymi, osłabiającymi podłoże niezabezpieczone ani cementacją, ani ostrogą pionową. Czynnikiem sprzyjającym było zwiększenie obciążenia poziomego wskutek nagromadzenia powyżej zapory rumowiska do wysokości 12 m, jak również brak drenażu fundamentu oraz brak podjazia.



Rys. 3. Zapora Austin (Texas) po katastrofie w 1900 r.

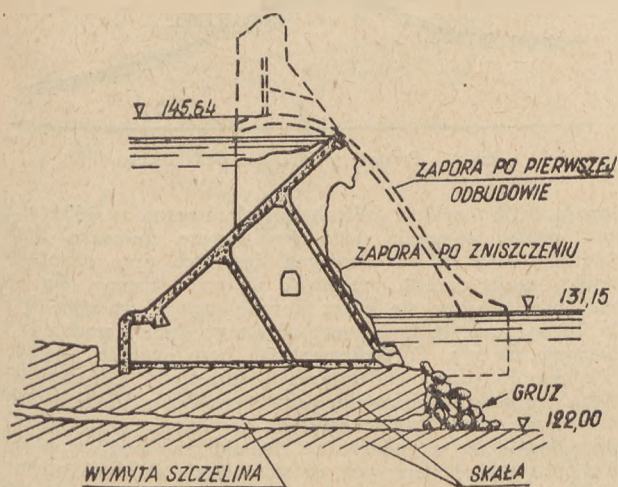


Rys. 4. Przesunięty blok zapory Austin (Texas) po pierwszej katastrofie

Po pierwszej katastrofie, zniszczona część budowli została odbudowana w postaci zapory lekkiej, zaopatrzonej w zamknięcia ruchome. Pozostała część zapory (kamienna) zaopatrzona również w filarki i zamknięcia ruchome, nie przeprowadzając innych robót. W 1935 r. nastąpiła ponowna katastrofa odbudowanej zapory (rys. 5), przy czym została zniszczona większość filarków zapory oraz płyta przelewu. Przyczyną powtórnego zniszczenia była zbyt słaba konstrukcja filarków, jak również brak zabezpieczenia przed wmywającym działaniem filtracji. Dopiero przy drugiej odbudowie w latach 1938—1940 przeprowadzono należyte zabezpieczenie przeciwfiltracyjne, w postaci zastrzyków cementowych i ostrogi betonowej na całej długości zapory. Przeprowadzono wreszcie również zabezpieczenie podjazia przy pomocy betonowej płyty i drenaż budowli.

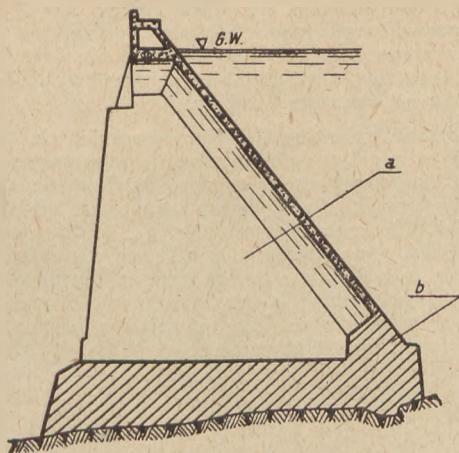
Zapora Gleno (Włochy), wybudowana w latach 1920—1923, uległa zniszczeniu przy pierwszym napełnieniu w grudniu 1923 r. Zapora ta, o wysokości maksymalnej 52 m i całkowitej długości 270 m, była zaprojektowana jako ciężka, jednakże prywatne przedsiębiorstwo celem obniżki kosztów budowy zmieniło projekt i wykonało zapórę o łukach wielokrotnych. Zmiana projektu nie była zatwierdzona. Środkowa najwyższa część zapory, która uległa prawie w całości zniszczeniu, została oparta na masywie kamiennym (murze) o zaprawie wapiennej. Masyw ten, podobnie jak i boczne części zapory, posadowiony był na skale o gładkiej powierzchni, z nachyleniem 1 : 10 w kierunku dolnej wody (rys. 6).

Katastrofa nastąpiła wkrótce po wystąpieniu w jednym z filarów części środkowej spękań i polegała na zniszczeniu 9 łuków wraz z filarami (na ogólną ilość 25 łuków). Przyczyną katastrofy, niezależnie od opisanej powyżej zmiany projektu, było jednocześnie skandaliczne wykonanie budowli. Masyw kamienny, na którym wzniesiono część środkową, wykonany na zaprawie wapiennej, nie zabezpieczał należytego powiązania ze skałą, tym bardziej że jej gładka powierzchnia o niekorzystnym spadku nie została przygotowana do posadowienia zapory. Nie wykonano zastrzyków cementowych, ani zazębień fundamentu. Beton zapory był mieszany ręcznie i nie posiadał wytrzymałości przewidzianej projektem (zmienionym) oraz był niezbyt szczelny. Filtracja wody przez masyw kamienny spowodowała wymycie zaprawy wapiennej i osiadanie masywu, co zwiększyło naprężenia w zaporze i doprowadziło do katastrofy.



Rys. 5. Powtórne zniszczenie zapory Austin (Texas) w 1935 r.

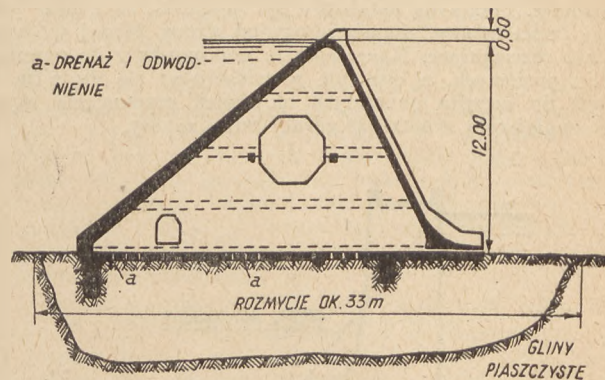
Zapora ciężka Eigiau (płn. Walia), o wysokości 9 m i długości 1 km wybudowana w latach 1908—1911, została posadowiona na niebieskich glinach, przy czym zagłębienie fundamentu wynosiło miejscami tylko 50 cm. Pionowych przegród przeciwnieprzepuszczalnych nie wykonano. Przed katastrofą zbiornik był opróżniony, co spowodowało spękanie gliny. Po napełnieniu zbiornika woda, przedostając się przez spękania, stopniowo wymywała podłoże. Wymycie nastąpiło na łącznej długości 90 m, przy czym sama zapora pozostała nieuszkodzona, tworząc rodzaj mostu. Przyczyną rozmycia był brak zabezpieczenia przed filtracją oraz zbyt płytkie posadowienie.



Rys. 6. Zapora Gleno (a — właściwa zapora, b — masyw kamienny)

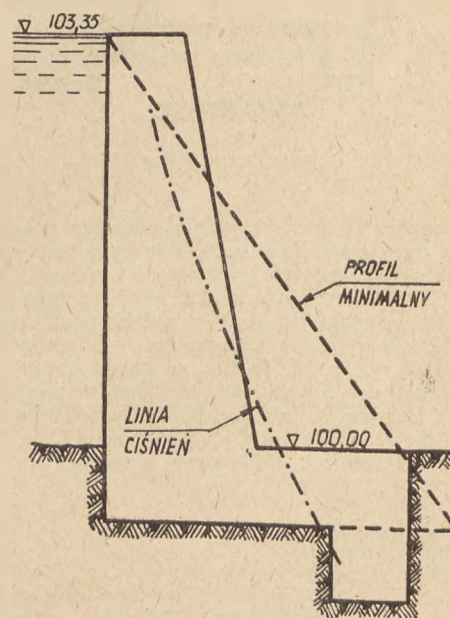
Zapora żelbetowa Stony River (USA), o wysokości 12,2 m i długości 338 m, była posadowiona częściowo na spękanych łupkach gliniastych, a częściowo na warstwach aluwialnych, przykrywających złoża piaskowca. W przeddzień katastrofy (1914 r.) zauważono zwiększenie wypływu wody z otworów drenażu płyty fundamentowej w miejscu, w którym ostroga betonowa była nie-

znacznej głębokości (1,5—2 m). Następnego dnia wypływ wody spod płyty fundamentowej poważnie się powiększył, jednakże, ze względu na oblodzenie schodów prowadzących do mechanizmów wyciągowych, nie uruchomiono zasuw. Wkrótce nastąpiła katastrofa, podmyta płyta fundamentowa oraz filar zapory runęły, pociągając za sobą 5 sąsiednich sekcji zapory. Przyczyną katastrofy były niedostateczne badania geologiczne, na podstawie których wykonano niewłaściwe urządzenia przeciwnieprzepuszczalne (zbyt płytka ścianka pionowa, nie sięgająca warstw nieprzepuszczalnych).



Rys. 7. Rozmycie podłoża pod zaporą w Pittsfield

Rys. 7 przedstawia rozmycie podłoża pod zaporą w Pittsfield (USA), powstałe również wskutek niewłaściwego posadowienia, a w szczególności zbyt krótkiej drogi filtracji.

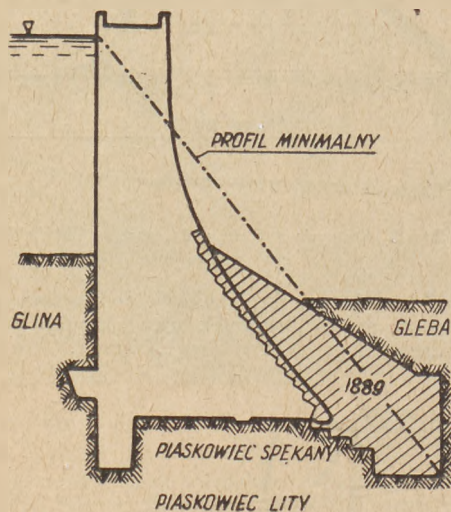


Rys. 8. Zapora Conedogwinet

Zapora ciężka Conedogwinet (USA), pomimo swej małej wysokości, została zniszczona przy pierwszym napełnieniu (1912 r.). Jak widać z rys. 8, katastrofa zapory była spowodowana niewłaściwym profilem — wypadkowa sił działających wychodzi poza przekrój budowli. Linia kreskową zaznaczono na rysunku minimalny, konieczny przekrój trójkątny zapory.

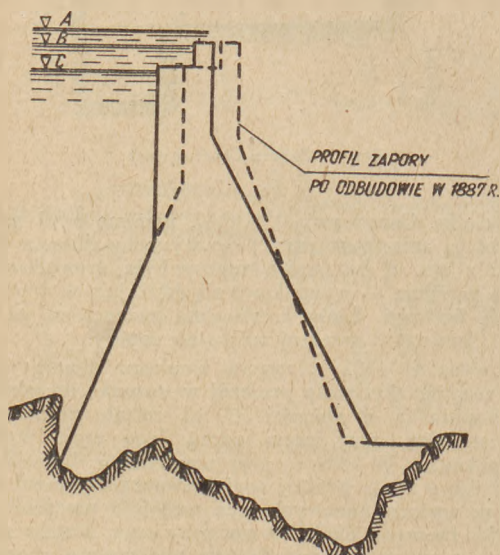
Wybudowana w 1881 r. zapora kamienna Bouzey (Francja) wykazuje również zbyt mały przekrój w stosunku do minimalnego (rys. 9). Zapora ta, o długości 520 m, została posadowiona na pstrym piaskowcu, przy czym górna jego część wykazywała znaczne spękania. W 1884 r., przy napełnieniu zbiornika do poziomu niższego o 2,7 m poniżej projektowanego, pojawił się w zaporze szereg spękań pionowych oraz nastąpiło przesunięcie środkowej części zapory o około 30 cm, przy czym zostało zniszczone połączenie zapory z ostrogą. Przesunięcie zostało spowodowane poślizgiem po cienkiej warstwie gliny, znajdującej się w spękania piaskowca, w 1889 r. zakończono roboty remontowe, po-

legające na założeniu kamiennego progu zagłębionego w skale i wzmocnieniu dolnej części zapory (zakresowane części rys. 9). Jednocześnie zostały usunięte, uszkodzone w czasie, przesunięcia skały pod zaporą i zastąpione kamieniami na zaprawie. Po wykonaniu wzmocnienia zaporą znajdowała się w eksploatacji do 27.IV.1895 r., w którym to dniu nastąpiła katastrofa. Część muru o długości 22 m, ograniczona powstałymi dawniej spękaniami, runęła, a następnie nastąpiło zniszczenie zapory na odcinku 170 m. Zniszczeniu uległa tylko górna część muru (tj. powyżej wzmocnienia). Dowodzi to, że posadowienie po robotach z 1889 r. było prawidłowe. Przyczyną katastrofy był natomiast zbyt mały profil górnej części zapory, dopuszczający od strony górnej wody naprężenia rozciągające. Naprężenia te doprowadziły do powstania szczelin poziomych, a ciśnienie przedostającej się do nich, jak również do szczelin powstałych na skutek przesunięcia zapory, wody zmniejszyło stateczność górnej części zapory.



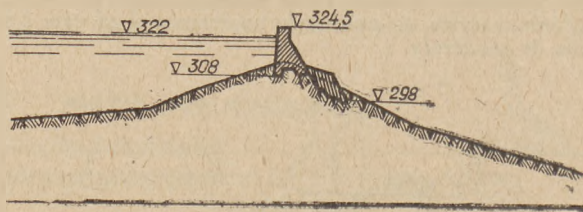
Rys. 9. Zapora Bouzey

Kamienna zaporą Habra (Alger), wybudowana w latach 1865—1871, ulegała trzykrotnie katastrofie. Zapora została posadowiona na trzeciorzędowych ławicach piaskowca i wapienia, jako spoiwo użyto wapno hydrauliczne. Na skutek niewłaściwego piasku użytego do zaprawy wystąpiły duże przesiąki przez zaporę, które w miarę osadzania się wymytego wapna w odpowietrznej części zapory zmniejszyły się. W 1872 r. w czasie powodzi nastąpiło zniszczenie przelewów zapory, wskutek zbyt małej ich zdolności przepustowej. Pomimo to nie zwiększono przelewów i w czasie powodzi w 1881 r. zaporą runęła na długości 140 m i wysokości 18 m (licząc od korony). Dodatkową przyczyną katastrofy był



Rys. 10. Zapora Habra (A — maks. G. W. przed katastrofą, B — projektowane maks. piętrzenie, C — normalne piętrzenie — przelew)

zbyt skąpy przekrój budowli, przy którym występowały w przypadku przepełnienia zbiornika naprężenia rozciągające w murze (rys. 10). W 1887 r. zakończono odbudowę zapory, przy czym mimo doświadczeń poprzednich katastrof nie zwiększono przelewów, a przekrój zapory powiększono nieznacznie, tak że w dalszym ciągu nie pozwalał on na przepełnienie zbiornika. W 1927 r. przepływ powodziowy przekraczał 2,5-krotnie zdolność przepustową przelewów. Nastąpiła ponowna, trzecia z kolei katastrofa, przy czym zniszczenie zapory nastąpiło znowu na tej samej wysokości, odpowiadającej najsłabszemu przekrojowi.



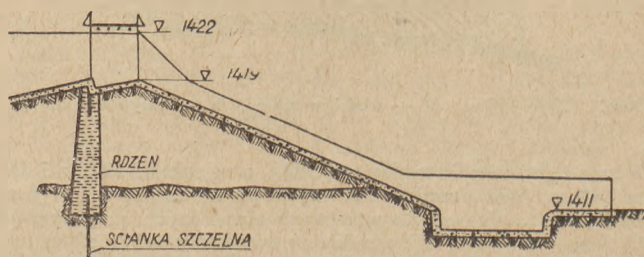
Rys. 11. Przekrój przez zaporę Sella Zerbino

Zapora Sella Zerbino (Włochy), wybudowana w 1924 r. jako zaporą ciężką, stanowiła dodatkową zaporą zbiornika Zerbino. 13 sierpnia 1935 r. po ulewnych deszczach przy napełnionym zbiorniku, woda zaczęła przelewać się przez korony obu zapór. Woda, przelewająca się przez koronę zapory warstwą o grubości 2,2 m, rozmyła fundament od strony dolnej wody, co przy widocznym na rys. 11 niekorzystnym posadowieniu zapory doprowadziło do utraty stateczności i katastrofy. Główna zaporą Zerbino nie uległa zniszczeniu prawdopodobnie dzięki głębszemu posadowieniu, oraz dzięki temu, że przelewająca się przez nią woda zderzała się u podnóża ze strumieniem wody wypływającym z przelewów lewarowych, co zmniejszało działanie rozmywające. Przyczyną katastrofy była niedostateczna zdolność przepustowa urządzeń przelewowych. Jednakże przy bardziej starannym posadowieniu zapory Sella Zerbino mogło nie dojść do katastrofy, która spowodowała znaczne szkody.

Zapory ziemne

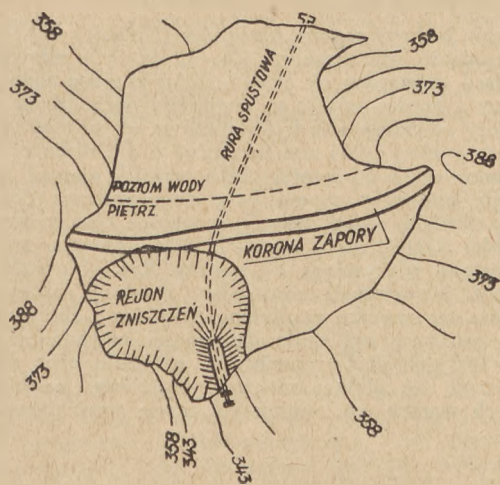
Zapora ziemna South-Fork (USA) o wysokości 21,5 m wybudowana została w pierwszej połowie XIX wieku. Zaopatrzona była ona w rury spustowe oraz przelew, który wg projektu miał mieć światło 46 m, a w rzeczywistości wykonany został tylko o światle 21,5 m. W 1872 r. po stwierdzeniu przecieków wzdłuż rur spustowych zostały one zamknięte na stałe. W maju 1889 r. wystąpiły silne deszcze. Ze względu na zbyt małą zdolność przepustową przelewu, przystąpiono do wykonania dodatkowego kanału ulgowego, którego budowy nie zdołano zakończyć. 31 maja tegoż roku woda przelewała się przez koronę zapory i w ciągu krótkiego czasu rozmyła zaporę. Zbiornik opróżnił się w przeciągu 45 min. Przyczyną katastrofy było zmniejszenie światła przelewu, oraz niedopuszczalne zlikwidowanie rur spustowych. Skutki katastrofy opisano na początku artykułu.

Zapora ziemna Valentine (USA) o wysokości ok. 10 m wykonana została z miękkiego piasku. Zaporę zaopatrzono w przelew położony w środkowej części zapory. Przelew nie stanowił samostojącej konstrukcji, a ułożony był w postaci płyty betonowej o grubości ok. 20 cm na korpusie zapory. Przy pierwszym napełnieniu zbiornika płyta przelewu osiadła, co spowodowało wzmogłą filtrację, a następnie rozmycie zapory. Przyczyną katastrofy była niewłaściwa konstrukcja przelewu. Przelewy zapór ziemnych powinny być wykonywane jako niezależnie posadowione konstrukcje betonowe lub też usytuowane na brzegach doliny.



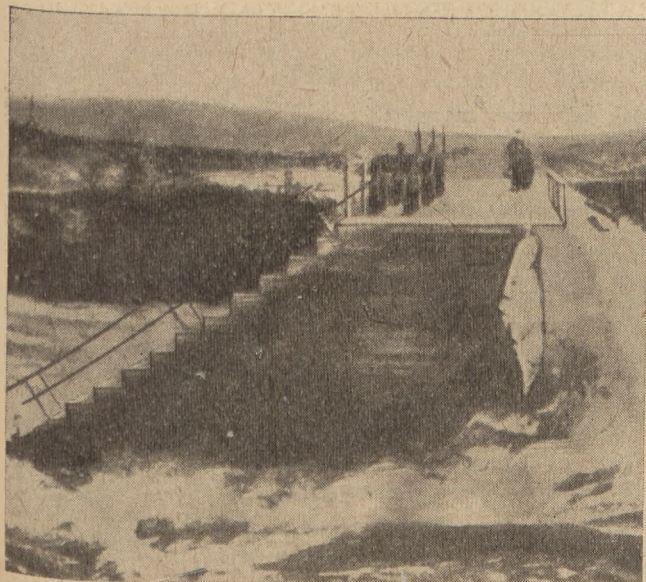
Rys. 12. Wadliwa konstrukcja przelewu zapory ziemnej (Melville)

Analogiczny wypadek miał miejsce w 1915 r. z zaporą Fiffin (Ohio), o wysokości 6 m. Zapora ta na całej swej długości została pokryta płytą żelbetową, z myślą wykorzystania jej jako przelewu. Dzięki nierównomiernemu osiadaniu płyta wykazała wkrótce szereg spękań. W czasie powodzi przelewająca się woda zniszczyła dużą część zapory. Rys. 12 przedstawia przelew omawianej konstrukcji na zaporze Melville.



Rys. 13. Zapora Table Rock Cove po katastrofie

Zapora ziemna Table Rock Cove (USA) o wysokości 42 m wybudowana została w 1927 r. Zaporę zaopatrzone w żeliwną rurę spustową o średnicy 106 cm, ułożoną w rowie wykonanym w skale podłoża. Rura zaopatrzona została w 13 betonowych kołnierzy (ekranów), dla utrudnienia filtracji wzdłuż rury oraz w zamknięcie umieszczone w dolnym końcu rury. Rów zasypano ubitą ziemią. Całkowita długość rury ok. 240 m. 4 maja 1928 r. nastąpił przy niepełnym zbiorniku wypływ wody na dolnej skarpie, powyżej wylotu rury spustowej. Następnie została rozmyta część dolnej skarpy, co spowodowało obsuniecie części zapory o objętości 23000 m³ (rys. 13). Tylko dzięki temu, że zbiornik nie był całkowicie napełniony nie doszło do zniszczenia zapory i nagle opróżnienia zbiornika. Przeprowadzone po opróżnieniu zbiornika badania wykazały, że rura spustowa pękała w wielu miejscach na skutek osiadania, a znajdującą się w niej pod ciśnieniem woda spowodowała rozmycie dolnej skarpy zapory. Przyczyną zniszczenia rury było ułożenie jej na ubitej ziemi, która nie wytrzymała nacisku mas ziemnych zapory i osiadła. (Rury spustowe zapór ziemnych powinny być układane na twardym podłożu np. na betonie, a w razie potrzeby zdylatowane, dla zabezpieczenia przed zniszczeniem). Bezpośrednią przyczyną katastrofy był brak zamknięcia u wlotu rury spustowej.



Rys. 14. Przyczółek przelewu zaporę Davis

Blisko trzydziestometrowej wysokości zaporę ziemną Bradford (Anglia) uległa katastrofie w 1869 r. Zniszczenie zapory nastąpiło wskutek filtracji wody wzdłuż zewnętrznej, gładkiej powierzchni żeliwnych rur spustowych. Rury spustowe nie były zaopatrzone w ekrany utrudniające filtrację. Ilość przeciekającej wody wzrosła stopniowo w czasie eksploatacji, aż do chwili katastrofy.

Zapora ziemna Davis (USA) o wysokości 12 m była zaopatrzona w jaz przelewowy konstrukcji betonowej. Skarpa górna zapory była pokryta 10 centymetrową płytą żelbetową, opartą na płytkim (1 m) fundamencie. Płytę żelbetową połączono z przyczółkiem skrzydeł i przedstawiał gładką powierzchnię (rys. 14). Ponadto część zapory granicząca z przyczółkiem nie była ubijana, a materiały był po prostu zrzucały z wozów. Na dzień przed katastrofą, po osiągnięciu maksymalnego poziomu piętrzenia, zauważono przesłaki wzdłuż ściany przyczółka, a następnego dnia (28.6.1914 r.) nastąpiło rozmycie części zapory przylegającej do przyczółka. Przyczyną katastrofy był brak skrzydeł w przyczółku, przedłużających drogę filtracji oraz niedbałe ułożenie zapory przy przyczółku. Połączenie przyczółka z okładziną żelbetową zapory musiało się okazać niedostateczne, ze względu na osiadanie zapory i powstanie pęknięć.

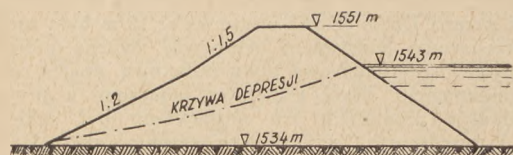
W kilka dni po zakończeniu budowy runęła część zapory ziemnej Lake Frances (USA), o wysokości 15 m. Zapora była wykonana z materiału nie budzącego zastrzeżeń, przy czym większa część zapory była układana warstwami i wałowana. Końcowa, północna 1/3 część zapory była wykonywana w pośpiechu, który uniemożliwił należyte ułożenie warstw. Bezpośrednio po zakończeniu budowy nastąpiły obfite opady, tak że zbiornik zapory został szybko napełniony. 21 października 1899 r. wystąpiły pęknięcia w północnej części zapory, wywołane osiadaniami ziemi, a w krótkim czasie przecieki w kilku miejscach. W rezultacie przecieków zostało rozmyte w przeciągu godziny 20% objętości zapory, a zbiornik opróżnił się. Przyczyną katastrofy było niedbałe wykonanie końcowego odcinka zapory, czynnikiem sprzyjającym — szybkie napełnienie zbiornika dzięki ulewnym deszczom.

14 kwietnia 1915 r. została zniszczona zapora ziemna Lyman (USA). Zapora ta, wybudowana w 1913 r., miała wysokość 20 m, długość jej wynosiła 255 m, nachylenie obu skarp 1:2. Materiał zapory: miakła glina. Końcowa część zapory, 1/4 długości, była wykonywana do wysokości 6 m (tj. do osiągnięcia poziomu rur spustowych, przy jednoczesnym podnoszeniu się wody w zbiorniku. Pierwszą oznaką zbliżającej się katastrofy była filtracja u podnóża wzmiankowanej części zapory. W miarę wzrostu filtracji została rozmyta dolna część zapory, przy czym pozostała zawisała nad wymytym otworem (o świetle 22 m) w formie łuku. W przeciągu krótkiego czasu nastąpiło zawalenie łuku, a wyrwa powiększyła się do ok. 100 m. Katastrofa nastąpiła wskutek tego, że część zapory budowana pod naporem wody nie miała warunków do osiadania, ponadto wykazywała ona zbyt duże nawodnienie (sposób budowy); w sumie nie mogła wytrzymać parcia wody.

Zapora ziemna Mill River (USA) została zniszczona przez obsuw przy pierwszym całkowitym napełnieniu zbiornika w 1874 r. Prywatni właściciele inwestycji nie zaoferowali się o jakiegokolwiek fachowy nadzór nad robotami. W wyniku tego niedbalstwa materiał zapory nie był w ogóle zagęszczany, a stan pogody w czasie budowy spowodował, że zapora była nawodniona. Po napełnieniu zbiornika nastąpił obsuw dużych mas ziemnych dolnej skarpy. W przeciągu 20 minut zbiornik został całkowicie opróżniony. Nawodniony i niezagęszczony materiał zapory nie mógł wytrzymać parcia spiętrzonej wody.

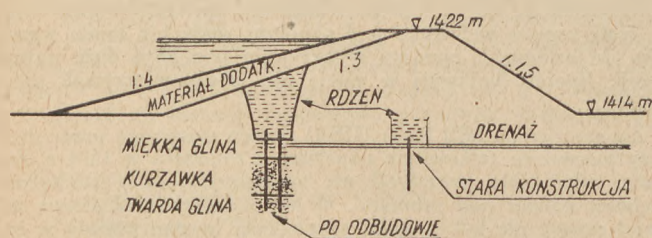
Katastrofa zapory ziemnej Apishapa (USA) nastąpiła w 1923 r. (tj. po dwuletniej jej eksploatacji). Wysokość zapory wynosiła 31 m. Wykonano ją z drobnego piasku, wałowanego warstwami o grubości 30 cm. W przeciągu pierwszych dwóch lat pracy zbiornik nie był napełniany do pełnej pojemności, tak że w okresie katastrofy poziom wody był wyższy o 7 m od dotychczas osiąganego. Początkowo zaobserwowano miejscowe osiadanie górnej (odwodnej) skarpy, a po kilku chwilach wypływ wody na dolnej skarpie 10 m poniżej korony. Pomimo wysiłków zmierzających do zatamowania, przepływ wody zwiększał się i w niedługim czasie cała zapora została rozmyta. Powodem zniszczenia zapory było rozpuszczenie części materiału w dolnej części zapory w okresie pierwszych lat eksploatacji. (Jak wykazały późniejsze badania, ziemia użyta przy budowie zapory traciła 60% ciężaru po 2 godzinnym namoczeniu w wodzie). Przy podwyższeniu poziomu piętrzenia dolne warstwy, osłabione sufozją chemiczną, nie wytrzymały nacisku, co spowodowało osiadanie, powstawanie

szczelin i kawern oraz zniszczenie zapory. Przykład zapory Apishpa wskazuje na konieczność badania rozpuszczalności gruntu użytego do budowy zapory przed rozpoczęciem budowy. Szczególnie ważne jest to w okolicach o małej ilości opadów, co miało miejsce w omawianym wypadku.



Rys. 15. Zapora Horse Creek bezpośrednio przed katastrofą

W 1911 r. ukończono budowę zapory ziemnej Horse Creek (USA). Zapora ta, o wysokości 17 m i długości 140 m, posadowiona została na gruncie piaszczysto-gliniastym, przy czym na głębokości ok. 5 m znajdowały się pokłady piaskowca. W miejscu, w którym zapora została zniszczona piaskowiec zalegał zaledwie 1 ÷ 1,5 m. Zapora układana była warstwami o grubości 1,2 m, przy czym nie zastosowano zagęszczania gruntu. Ponadto materiał układany był w stanie bardzo suchym, co zmniejszyło możliwość uszczelnienia zapory. Zapora nie była zaopatrzona w rdzeń, jedynym środkiem zabezpieczającym przed filtracją była powłoka betonowa od strony odwodnej, oparta na lekkim betonowym fundamencie (nie przewidziano również ścianki szczelnej w podłożu). Już w pierwszym roku pracy zapora osiadła o 2 m, dla wyrównania jej wysokości zużyto dodatkowo 26 000 m³ ziemi. Po trzech latach pracy zauważono w miejscu, w którym podłoże nieprzepuszczalne zalegało płytko, a linia depresji wychodziła na powierzchnię skarpy oddolnej (rys. 15), poważne przecieki. Przecieki te wzrastały szybko, woda wymywała przy tym cząstki gruntu skarpy, a w końcu doprowadziła do rozmycia dużego odcinka zapory. Raptowny spadek poziomu wody w zbiorniku po katastrofie wywołał dodatkowe następstwa: płaszcz betonowy górnej skarpy spłynął wskutek ciśnienia wody filtracyjnej, znajdującej się w zaporze. Katastrofa była spowodowana niewłaściwym zagęszczeniem korpusu zapory, co ułatwiało filtrację wody, oraz spowodowało wspomniane osiadanie, które musiało doprowadzić do popękania płaszcza betonowego i zniweczyć jego szczelność. Czynnikiem sprzyjającym było płytkie zaleganie warstw nieprzepuszczalnych i związane z tym wysokie usytuowanie krzywej depresji. Przy właściwym wykonaniu samej zapory, zabezpieczeń przeciwfiltracyjnych oraz drenażu podłoża dolnej skarpy, przesiąki przez korpus zapory nie doprowadziłyby do katastrofy.



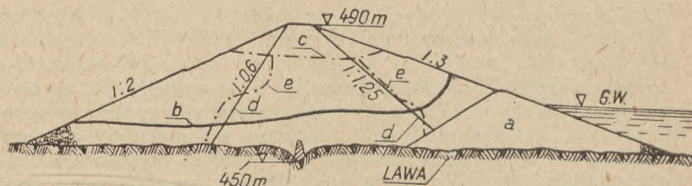
Rys. 16. Zapora Melville przed zniszczeniem i po odbudowie

15 czerwca 1909 r. runęła, uwalniając masę wody objętości 37 miln. m³, zapora ziemna Melville (USA) o wysokości 11 m. Zapora ta była wykonana bez dokładnych badań podłoża i zaopatrzona została pierwotnie w skarpe górną o nachyleniu 1 : 3 oraz w ściankę szczelną 3 m długości, jakkolwiek projektowana długość wynosiła 5 m. Katastrofa nastąpiła przez wyparcie gruntu zapory (miękkie gliny i kurzawka), niezabezpieczonych przed filtracją zbyt krótką ścianką szczelną, nie sięgającą do pokładów twardych glin (rys. 16). Odbudowę zapory przeprowadzono łagodząc skarpe odwodną (1:4), oraz zaopatrując zapórę w dostatecznie głęboką ściankę szczelną. Należy również zwrócić uwagę na niewłaściwie zaprojektowany przelew zapory Melville (rys. 12), który mógł się również stać, niezależnie od niewłaściwego posadowienia, powodem zniszczenia budowli.

Wybudowana w 1905 r. zapora Julesburg (USA) o wysokości 15 m, posiadająca skarpe górną o nachyleniu 1 : 4, a dolną — 1 : 2, uległa katastrofie w 1910 r. Zapora wzniesiona została z piaszczystej gliny, przy czym materiał był układany warstwami

o miąższości 1,2 m, bez zagęszczania. Zaporę posadowiono na cienkiej (1 ÷ 1,2 m) warstwie gruntów przepuszczalnych, pod którą zalegał piaskowiec. Przecieki obserwowano w późniejszym miejscu katastrofy, już bezpośrednio po zakończeniu budowy. Przyczyną zniszczenia zapory była filtracja wody wzdłuż górnej powierzchni skały; droga filtracji nie była przecięta żadnymi urządzeniami (ścianką szczelną itp.). Czynnikiem sprzyjającym było niedbałe wykonanie samego korpusu zapory, wskutek czego krzywa depresji była położona wysoko.

W czasie budowy zapory Alexander (Hawaje) w 1930 r. nastąpiło obsunięcie części zapory. Zapora ta była namywana, przy czym rdzeń zajmujący ok. 1/3 objętości korpusu zapory był wykonywany z bardzo miękiego materiału, pochodzenia wulkanicznego, który po transporcie hydraulicznym wykazywał 70% cząstek o średnicy poniżej 0,005 mm (najlepszym dla rdzenia jest wg Justina materiał o zawartości 10% cząstek poniżej 0,005 mm). W chwili katastrofy zapora była doprowadzona do wysokości 29 m, tj. do 0,75 projektowanej wysokości. Obsuw mas ziemnych o objętości 200 000 m³ (tj. ponad 50% ułożonego materiału zapory) nastąpił w przeciągu 1/2 minuty. Rys. 17 przedstawia projektowany, jak również rzeczywisty przekrój zapory w chwili zniszczenia, na rysunku naniesiono także linię obsuwu. Powodem obsuwu (poślizgu) był brak stateczności nawodnionego rdzenia zapory. Wskutek drobnoziarnistości materiału oraz dużej szerokości rdzenia nie zdołano zapewnić właściwego odwodnienia namywanych warstw, co zmniejszyło tarcie wewnętrzne materiału rdzenia.



Rys. 17. Zapora Alexander (a — część zapory wzniesiona na początku budowy, b — linia obsuwu, c — korona zapory w chwili katastrofy, d — projektowane granice rdzenia, e — rzeczywiste granice rdzenia)

Obsuw zapory Necaxa (Meksyk) nastąpił w 1909 r. w czasie budowy. Powodem obsuwu była, podobnie jak w zaporzach Alexander, niedostateczna stateczność nawodnionego rdzenia, wykonywanego z żółtej gliny metodą hydrauliczną. Rdzeń posiadał również dużą grubość, przy czym ze względu na duży ciężar objętościowy pozostałego materiału zapory (dwukrotnie większy od ciężaru gliny użytej do rdzenia) nie zwrócono uwagi na należyte odwodnienie namywanego rdzenia. Zewnętrzne warstwy zapory miały bowiem utrzymać rdzeń w równowadze. Jednakże na poważnej części górnej skarpy użyto, ze względów transportowych, materiału o ciężarze objętościowym przewyższającym ciężar gliny zaledwie o 6%. W miejscu tym nastąpił obsuw mas ziemnych o objętości blisko 400 000 m³.

J a z y

Jak już zaznaczono wyżej, powody uszkodzeń czy katastrof jawów są identyczne z przyczynami zniszczenia zapór. Ponadto może być tu przyczyną uszkodzenia rozmycie podjazia. Brak należytego umocnienia podjazia lub wadliwie zaprojektowany rozpraszacz energii mogą spowodować w konsekwencji rozmycie dna, które, o ile osiągnie znaczną głębokość i wystąpi bezpośrednio za fundamentem jazu, staje się szczególnie niebezpieczne. Wskutek rozmycia podjazia skracą się drogi filtracji, jak również zwiększa się możliwość przesunięcia (poślizgu) budowli pod wpływem parcia wody. Ponieważ rozmycie dna poniżej jazu jest zjawiskiem na ogół znanym, nie będziemy się nim szerzej zajmować. Należy tylko zwrócić uwagę na konieczność przeprowadzenia badań laboratoryjnych przy projektowaniu obiektów, oraz właściwe marnowanie zamknięć jazu przy spuszczeniu wody.

LITERATURA

1. Dmitriew F. D. — Krusenija inżynerynych sooruzenij, 1933.
2. Grizin M. M. — Gidrotechničeskie sooruzenija 1949 — 1955.
3. Justin J. D. — Earth Dam Projects, 1947.
4. Kelen N. — Gewichtsstaumauern und massive Wehre, 1933.
5. Schocklitsch A. — Handbuch des Wasserbaues, 1952.

PRZEGLĄD WYDAWNICTW

Szymon Milewski — **REMONTY SIŁOWNI PAROWYCH NA STĄTKACH RZECZNYCH** (str. 251 + 5 nłb., Wydawnictwa Komunikacyjne, Warszawa, 1954).

Książka Szymona Milewskiego „Remonty siłowni parowych na stątkach rzecznych” przeznaczona jest dla załóg maszynowych tych stątków oraz dla rzemieślników w stocznjach rzecznych. Autor tej książki postawił sobie jako zadanie zarówno zapoznanie czytelnika ze stosowaniem wypróbowanych w praktyce metod remontowych, jak też wzbudzenie w nim zainteresowania stroną teoretyczną zagadnień remontowych.

Z prawdziwą przyjemnością stwierdziłem, że autor wywiązał się z postawionego sobie zadania w sposób jak najbardziej zadowalający. Treść książki dotyczy przede wszystkim dwóch zagadnień: remontów kotłów parowych oraz remontu maszyn parowych głównych na stątkach rzecznych. Autor podaje podstawowe wiadomości o usuwaniu w kotłach przecieków, naprawie blach kotłowych, osprzętu kotła i kotłowych urządzeń pomocniczych, po czym przechodzi do metod naprawy najważniejszych części maszyny parowej i regeneracji łożysk, a następnie omawia zasady montażu maszyn po remoncie i ustawiania rozruchu pary. Dla wyczerpania zagadnień remontu siłowni autor omawia naprawy wałów napędowych, prądników, tj. śrub napędowych i kół łopatkowych, mechanizmów pomocniczych jak pompy, agregaty oświetleniowe, windy pokładowe i wreszcie podaje najważniejsze wiadomości o naprawie rurowciągów i armatury. Zakończenie książki stanowią rozdziały o organizacji remontów i bezpieczeństwie pracy.

Autor ma słuszną rację wspominając w przedmowie do swej książki o dotkliwym braku literatury poświęconej wyłącznie praktycznej stronie remontów, a ja dodam, że w ogóle za mało drukuje się książek przeznaczonych dla rzemieślników i przyuczonych robotników. A jeżeli drukuje się takie książki, to są one rzadko pisane przez praktyków, bezpośrednio wykonujących swój zawód, a najczęściej przez osoby obznajmione z opracowywanym zagadnieniem teoretycznie.

Należy do rzeczy bodaj że najtrudniejszych ująć popularnie zagadnienie techniczne i podać je w sposób prosty i zrozumiały dla osób nieprzywykłych do rozważań teoretycznych. Do takiego ujęcia potrzebna jest nie tylko dobra znajomość samego przedmiotu, lecz także umiejętność przedstawiania rzeczy nawet dość zawiłych w sposób prosty. Stąd niechęć autorów do pisania książek popularyzujących zagadnienia techniczne, tak potrzebnych. Sądzę, że w programach wydawniczych należałoby uwzględnić więcej pozycji tego rodzaju, gdyż bez samokształcenia naszych sił technicznych, drogą lektury dobrych i przystępnych książek nie zdołamy szybko wyrobić podstawowych kadr dla przemysłu i komunikacji. Toteż należy się uznanie „Wydawnictwom Komunikacyjnym” za wydanie książki S. Milewskiego.

Uwagi te nasunęły mi się przy czytaniu tej książki, dobrze i przystępnie ułożonej przez autora, który postąpił słusznie ograniczając treść do tematu siłowni parowych, nie łącząc z nim zagadnienia siłowni motorowych, posiadającego odrębną specyfikę. Przez zwartość tematu książka zyskała na przejrzystości. Szkoda tylko, że autor pominął nowoczesne kotły wodnorurkowe, które trafiają się już na naszych stątkach rzecznych i powinny rozpowszechniać się coraz bardziej. Należy się spodziewać, że w nowym wydaniu swej książki autor nie pominie tej sprawy.

Dosyć zwięźle i krótko autor potraktował spawanie kotłów, które obecnie odgrywa przy ich remontach pierwszorzędną rolę. Przypuszczam jednak, że zrobił to rozmyślnie, mając bowiem na uwadze remonty kotłów istniejącego u nas taboru rzeczno, który jest na ogół przestarzały, liczył się z koniecznością ograniczania spawania, gdyż nie można go zastosować w całej rozciągłości do starych urządzeń. Należy pamiętać, że starsze kotły nie zawsze były wykonane z blach o odpowiednim składzie chemicznym dopuszczającym stosowanie spawania przy wykonywaniu napraw. Bardzo racjonalnie postąpił autor zwracając z naciskiem uwagę na konieczność uzgadniania z inspektorami kotłowymi przy najważniejszych remontach kotłów sposobów naprawy względnie

wymiany poszczególnych elementów. To ostrzeżenie jest szczególnie ważne przy naprawach za pomocą spawania. Należy przypuszczać, że w następnym wydaniu zastosowanie spawania przy remontach uwzględnione zostanie w daleko większym stopniu. Będzie to oczywiście wymagało pewnego zwiększenia objętości książki.

Rozszerzenie książki wydaje się konieczne także i z tego względu, że niektóre ciekawe fragmenty potraktowane są zbyt lakonicznie i nie zawsze będą dostatecznie zrozumiałe dla czytelnika. Tak na przykład podane na str. 160 wyłączenie cylindra wysokoprężnego, samo przez się bardzo interesujące autor zbytnio skrócił, nie wyjaśniając jak doprowadzano parę do cylindra średnioprężnego oraz nie uzasadniając konieczności obniżenia jej ciśnienia. Taka sama wątpliwość nasuwa się przy opisie przedstawiania części wału zestawnego oraz w odniesieniu do tablicy XXI, która podaje rezultaty zmiany napełnienia cylindrów. I w tych przypadkach należałoby szerzej omówić całe zagadnienie, a w szczególności wyjaśnić wpływ zmian napełnienia w poszczególnych cylindrach na moc rozwijaną tak przez te, jak i przez sąsiednie cylindry.

Drobne niedociągnięcia spotykane w omawianej książce dotyczą przeważnie obowiązujących przepisów kotłowych, których nowelizacja nie doszła do wiadomości autora. Odnosi się to na przykład do ciśnień stosowanych przy próbach wodnych, których wielkości podane w książce są już nieaktualne. Również wykaz materiałów używanych do wyrobu poszczególnych elementów kotłów oparty jest na dawnych przepisach, które uległy zmianom.

Podane przez autora zalecenie, aby kocioł remontowany odłączyć od czynnych sąsiednich kotłów tylko za pomocą zamknięcia zaworu odcinającego. Autor dodaje, że w razie nieuszczelnienia zaworu odcinającego należy założyć na przewodzie parowym zaślepkę. W rzeczywistości odpowiednie przepisy bezpieczeństwa wymagają bezwzględnie, bądź ustawiania zaślepek, bądź też remontowania przewodów parowych, wodnych i spustowych łączących kocioł remontowany z czynnymi kotłami. Odcinanie remontowanego kotła tylko przez zamknięcie zaworów jest bezwzględnie niewystarczające i było już często przyczyną nieszczęśliwych wypadków.

Pomijając podobne niedociągnięcia, od jakich rzadko która książka może się ustrzec, należy podkreślić wielką przydatność omawianej pracy dla praktycznych potrzeb. W jasnej i przystępnej formie podano w niej sposoby naprawy i montażu poszczególnych elementów siłowni stątkowych, uzupełniając opisy licznymi i starannie wykonanymi rysunkami. Tak samo dobrze ujęte są sposoby przeprowadzania zasadniczych i doraźnych napraw, a różne przykłady z praktyki urozmaicają i wzbogacają treść. Szczególnie cenną i ważną rubrykę stanowią doraźne naprawy, które muszą być przeprowadzane podczas rejsu statku z reguły prostymi środkami i w tempie przyspieszonym. Niejedną wskazówkę i radę przytoczoną w omawianej książce na pewno będzie pomocna i ułatwi załodze wyjście z ciężkiej sytuacji, w przypadku tej lub innej awarii, która się zdarzy podczas nawigacji daleko od stoczni. Podnosi jeszcze wartość i użyteczność książki umieszczenie w niej szeregu tablic z tolerancjami i innymi danymi, niezbędnymi przy montażu oraz przeprowadzaniu napraw, jak też i przy określaniu zużycia danego elementu. Zwalnia to czytelnika od poszukiwania w rozmaitych poradnikach potrzebnych mu wymiarów i liczbowych danych.

Nie ulega wątpliwości, że załogi maszynowe na stątkach dostają do rąk dobrą książkę, w której autor dzieli się z nimi swą wiedzą i bogatym doświadczeniem oraz że ta książka będzie bardzo przydatna i pomocna przy wykonywaniu odpowiedzialnego zawodu mechanika stątkowego.

Należy się spodziewać, że po wyczerpaniu pierwszego wydania ukaże się następne, nieco rozszerzone i uzupełnione i że spotka się ono z przychylnym przyjęciem ze strony szerokich kół pracowników żeglugi śródlądowej i stoczni rzecznych oraz słuchaczy szkół żeglugi śródlądowej.

R. Liniewicz

GREIFSWALDZKI PŁUG DO RURKOWEGO DRENOWANIA TAŚMĄ

Prof. Janert zbudował w NRD maszynę, nazwaną greifswaldzkim pługiem do rurkowego drenowania taśmą z plastiku. Służy ona do całkowicie zmechanizowanego zakładania przewodów rurkowych w glebie zarówno dla celów odwodnienia jak i nawadniania podsiąkowego. Szczegóły techniczne powyższej maszyny podaje poniższe zestawienie.

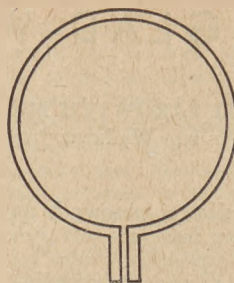
Długość maszyny	6,20 m
Szerokość maszyny bez poszerzaczy	1,85 m
„ „ z poszerzaczami	2,10 m
Wysokość maszyny	2,65 m
Moc motoru pociągowego	35 KM
„ generatora	6 KM
„ motoru regulującego głębokość	1,3 KM
Prędkość posuwania	2 km/godz.
Waga ogólna	5,6 t
Obciążenie na gąsienice	okrągło 4 t
Nacisk gąsienic	0,28 kg/cm ²
Maksymalna głębokość pracy	0,8 m
Średnica wytwarzanej rurki drenarskiej	3,5 cm

Dalsze badania wykazały, że pług taśmowy wymaga ciągnika na gąsienicach poszerzonych o mocy jedynie 15 KM. Część robocza ryjącą ziemię, mimo 17 cm szerokości, lekko sunie w glebie, dzięki odpowiednim kształtom narzędzia i odpowiedniemu jego nachyleniu.

Kamienie o przekroju do 50 cm są przez narzędzie z łatwością podważane, o ile tylko redlica może pod nie podejść.

Maszyna nie wymaga do zapuszczenia wykopania dołu na głębokość roboczą, wystarczy mały dołek ok. 30 cm głęboki, po czym dźwignią głębokościową doprowadza się narzędzie na odpowiedni poziom już po przejechaniu 2—5 metrów.

Otwór rurkowy w glebie utrwała się nie przez impregnowanie ścianek roztworami bitumu, a przez formowanie na miejscu w glebie rurki z rozgrzanej taśmy plastycznej. Otworek, przez



Rys. 2. Przekrój mechanicznie formowanego przez pług greifswaldzki przewodu rurkowego

który woda przenika do rurki, mieści się na spodniej stronie przewodu, co zabezpiecza przed zasypaniem (rys. 2). Szczelina w tworzonym przewodzie jest więcej niż dwukrotnie dłuższa od szczelin w rurkach z gliny palonej (na 1 mb) i dlatego wchłania ona wodę szybciej od drenów dawnych typów.

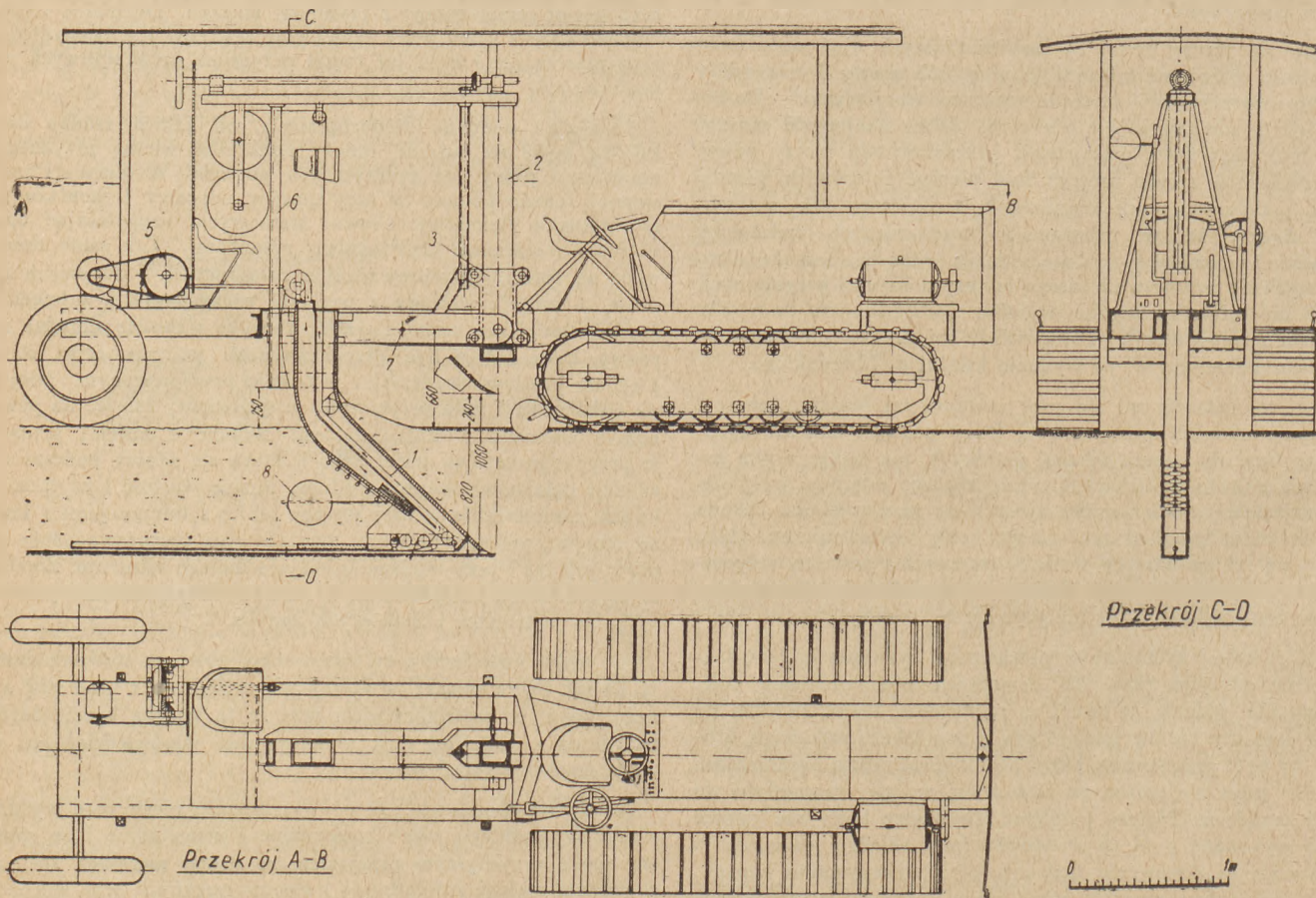
Budowa przewodów podziemnych z taśmy została zapoczątkowana w 1933 r. przez Sacka, jednakże nie wytrzymała próby życia, gdyż materiał wówczas używany, to znaczy blacha stalowa, okazał się drogi i nietrwały. Obecnie prof. Janert powrócił do tego pomysłu i zastosował taśmę z plastiku.

Przekrój przewodów podziemnych ustalono w pługu greifswaldzkim na 3,5 cm, a głębokość założenia do 80 cm. Są to wielkości wystarczające przy mechanicznym drenowaniu, którego założenia są cokolwiek inne od założeń drenowania ręcznego.

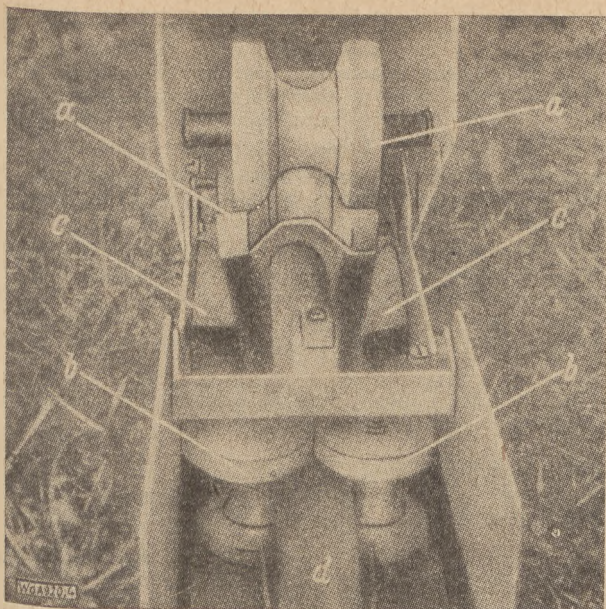
Pług rurkowy jest na stałe sprzężony z ciągnikiem. Najważniejszą częścią pługa jest urządzenie formujące rurkę (rys. 3). Jest ono umieszczone w obudowaniu umocowanym do tylnej dolnej części redlicy (rys. 4).

Taśma jest wprowadzona do części formującej poprzez wałek zginający. Właściwe formowanie rurki (rys. 3) wykonują cztery rolki, z których dwie (a), umieszczone na pokrywie formownika, naginają taśmę na formę od góry, podczas gdy dwie dalsze (b) umieszczone prostopadle, naciskają z boków i wykształcają ostateczną formę rurki. Na zdjęciu widzimy poza tym blachy doprowadzające (c) i 50 cm przedłużenie walca-formy (d), wokół którego ugniata się taśmę.

Podczas gdy przedłużenie walca jeszcze znajduje się w świeżo utworzonej rurce, jest ona pokrywana luźną ziemią, aby ją ochłodzić, wzmocnić i uchronić od deformacji przez obsuwanie się grubszych cząstek. Luźna drobna ziemia opada natychmiast po uformowaniu rurki dzięki umieszczeniu stalowych kołców na tylnej części redlicy, które z obu ścianek strącają ziemię na dół otwo-



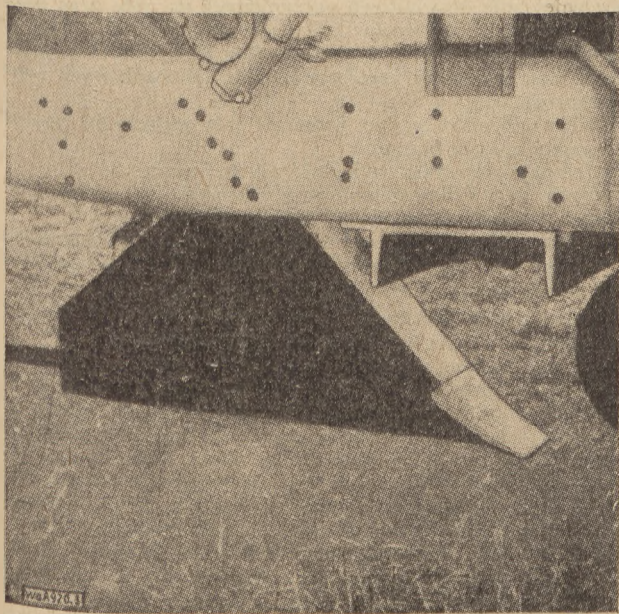
Rys. 1. Schemat greifswaldzkiego pługa rurkowego drenowania taśmą. 1 — redlica, 2 — prostokątny słupek rozpięający (prowadnica), 3 — wózek — suwnica na prowadnicy, 4 — urządzenie nadające wprowadzaną wstędkę kształt rurki, 5 — napęd zmieniający zagłębienie, 6 — belka prowadząca, 7 — trzpień bezpieczeństwa, 8 — wałek ugniatający



Rys. 3. Urządzenie formujące rurkę: a) rolki górne, b) boczne rolki, c) blachy podprowadzające, d) przedłużenie walca formy

ru. Ponieważ działanie strącające w glebach zwiezłych i zmarzniętych było niedostateczne, umieszczono tuż za aparatem formującym specjalny wałek, który uformowaną rurkę obgniata ziemią (póki jeszcze jest w niej stalowy wałek-forma).

Wizjer do regulowania głębokości pozostawiono taki sam, jaki już został opisany przez konstruktora pługa prof. Janerta w „Wasserwirtschaft-Wassertechnik“ z 1952 r. na stronie 394.

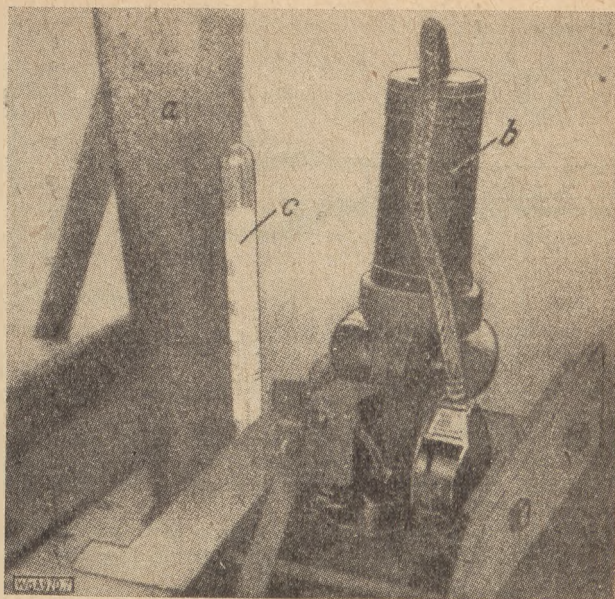


Rys. 4. Dolna część redlicy z obudowaniem

Zasypywanie rowka po przejściu pługa odbywa się samoczynnie. Ma to wielkie znaczenie dla przedłużenia sezonu drenarskiego. Omawianą maszyną można drenować obsiane pola prawie do czasu kłoszenia się zboża, bez powodowania znaczących szkód. Również zimą można pracować plugiem greifswaldzkim, ponieważ narzędzia robocze maszyny, to znaczy redlica tnąca glebę, rozrywa bez większych trudności ziemię zmarzniętą do 20 cm.

Przedłużenie czasu pracy w lecie i w zimie umożliwiło rozciąganie sezonu drenarskiego do 8 miesięcy w roku, co jest okresem dotychczas niespotykanym. Przyspiesza to bardzo znacznie amortyzację maszyny.

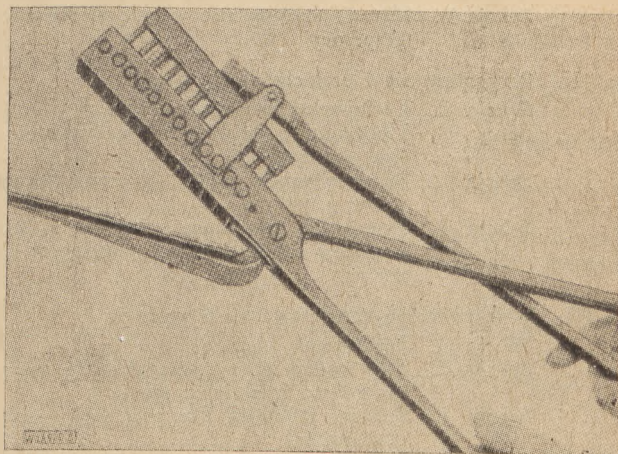
Kontrola pracy narzędzia jest zadowalająca. Siedzenie maszynisty znajduje się tuż przy wierzchołku redlicy (rys. 5), co umożliwia dokładne śledzenie pracy.



Rys. 5. Główka redlicy: a) taśma, b) aparat rodmuchujący ciepłe powietrze, c) termometr

Maszynista może dostrzec każde zakłócenie równomiernego opuszczania się taśmy (a), która w tym miejscu wpada w redlicę, a to jest decydujące, gdyż jak długo taśma równomiernie wchodzi do przyrządu formującego rurkę, tak długo praca jest wykonywana prawidłowo. Oprócz tego maszynista słyszy, czy aparat wdmuchujący (b) powietrze pracuje normalnie, a ogrzewanie można skontrolować zarówno na termometrze (c), jak również na wskaźniku zużycia prądu. Poza tym zepsucie się ogrzewania lub wdmuchiwanie powoduje automatycznie zerwanie taśmy, ponieważ przy niedostatecznym nagraniu, jest ona za sztywna. Przy nadmiernym nagraniu, które właściwie nie może się zdarzyć, taśma byłaby za miękka i również uległaby zerwaniu.

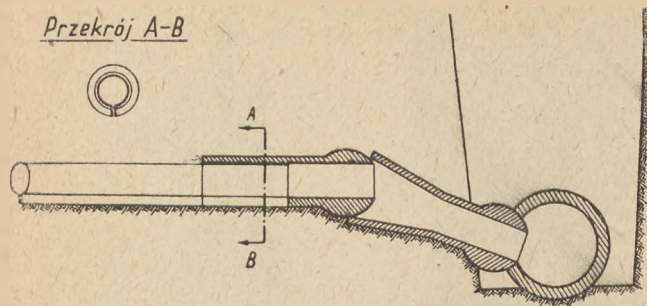
Budowa maszyny wyklucza złą pracę. Szybkość robocza nie może być przekroczona. Obsługa, w przeciwieństwie do innych



Rys. 6. Zszywacz

prac melioracyjnych, nie jest zainteresowana w płytszym układaniu rurek, których głębokość łatwo skontrolować w miejscach rozpoczęcia pracy i na złączeniach ze zbieraczami. Duże znaczenie ma również fakt, że za jakość wykonanej pracy jest odpowiedzialny jednoosobowo maszynista, a nie jakaś bliżej nieokreślona grupa ludzi. Daje to gwarancję dobrego wykonania pracy.

Do uformowania rurek mogą być używane taśmy z różnych mas plastycznych odpowiadających następującym warunkom: 1) posiadające plastyczność w temperaturach uzyskiwanych przy pomocy istniejącego urządzenia, 2) posiadające trwałość form i odpowiednią sztywność w temperaturach spotykanych w glebie, 3) posiadające odporność przeciw rozтворom i biologicznym procesom zachodzącym w glebie.



Rys. 7. Połączenie rurki taśmowej ze zbieraczem

Takim warunkom odpowiada winidur. Również używano pape bitumicznej.

Materiał na rurki musi być w taśmie szerokości 13 cm. Długość taśmy nie pokrywa się z długością odcinka, który się drenażuje, skonstruowano wobec tego zszywacz (rys. 6) do złączania taśm (na zasadach zszywaczy biurowych).

Gdyby złączenie taśmy u spodu rurki było zbyt dokładne, woda nie mogłaby się przedostać do rurki, Przeciwdziała się temu

kładąc cieniutką warstwę kleju wzdłuż jednego brzegu taśmy i posypując ją piaskiem. Dzięki temu woda zawsze przedostanie się do rurki szparą złączenia pomiędzy ziarnkami piasku. Doświadczenie wykonane w grudniu 1954 roku wykazało, że w drugim dniu po wydrainowaniu mokrego pola rurki taśmowe odprowadziły po 0,6 l/sek z ha.

Zbieracze dla tego typu drenowania są zwykle zakładane ręcznie (jak to dotychczas robiono). Połączenia rurki taśmowej ze zbieraczem pokazano na rys. 7.

Przeprowadzono kalkulację drenowania pługiem greifswaldzkim. Do kalkulacji przyjęto koszt maszyny — 23 000 marek, wydajność dzienną 2 000 mb rurek, a okres pracy 150 dni w roku i otrzymano koszt 1 mb rurki w wysokości — 0,19 mk. W stosunku do drenowania ręcznego rurkami glinianymi daje to 80% oszczędności.

Wydaje się, że problem zmechanizowania prac drenarskich został całkowicie rozwiązany.

(napisane wg artykułu prof. H. Janerta pt. „Der Greifswalder Rohrflug und seine Arbeitsweise” zamieszczonego w Nr 4 z 1955 r. miesięcznika „Wasserwirtschaft — Wassertechnik”).

Inż. Jan Zakrzewski

KRONIKA

UDZIAŁ POLSKI W MIĘDZYNARODOWYCH ORGANIZACJACH ENERGETYCZNYCH

W dniach od 17 do 25 czerwca 1956 r. odbędzie się w Wiedniu Piąty Kongres Światowej Konferencji Energetycznej. Ogólnym tematem Kongresu jest: „Źródła energii w świetle rozwoju technicznego i gospodarczego”. Na ten temat nadesłano na Kongres ok. 300 referatów opracowanych przez kilkadziesiąt państw — członków Konferencji. Tak obszerny materiał sprawozdawczy jest ujęty w 5 następujących grup:

- Grupa I. Stan i rozwój gospodarki energetycznej w różnych krajach.
 - Sekcja A. Statystyka rozwoju gospodarki energetycznej w latach 1950 — 1954
 - Sekcja B. Metody statystyczne w gospodarce energetycznej
- Grupa II. Przygotowanie i uszlachetnienie paliw
 - Sekcja C. Uszlachetnienie paliw stałych
 - Sekcja D. Upłynnienie paliw — przygotowanie paliw płynnych
 - Sekcja E. Zgazowywanie paliw — przygotowanie paliw gazowych
 - Sekcja F. Przesłanki gospodarcze budowy i eksploatacji dalekosiężnych rurociągów gazowych
- Grupa III. Wykorzystanie surowców energetycznych
 - Sekcja G. Elektrownie ciepłe
 - Sekcja H. Siły wodne wraz z wyzyskaniem energii przypływu i odpływu morza
 - Sekcja I. Energia atomowa dla produkcji energii elektrycznej
 - Sekcja K. Inne źródła energii i specjalne problemy ich użytkowania
- Grupa IV. Oczyszczanie ścieków odpływowych i gazów spalinyowych w zakładach energetycznych
- Grupa V. Współpraca międzynarodowa w produkcji i wykorzystaniu energii (problemy techniczne i ekonomiczne).

Po Kongresie referaty generalne ukażą się wraz z referatami szczegółowymi, dyskusją, spisami i indeksami w specjalnych publikacjach. Ponadto w związku z Piątym Kongresem jest w opracowaniu osobno obszerna monografia gospodarki energetycznej we wszystkich państwach pt. „Energia Heute”. Już sam zakres i doniosłość zgłoszonych prac wskazuje na wielkie znaczenie Kongresu Światowej Konferencji Energetycznej, jako jednej z największych imprez techniczno-gospodarczych w skali światowej.

Światowa Konferencja Energetyczna (World Power Conference — W.P.C.) powstała w 1924 r. ze stałą siedzibą w Londynie. Obrala ona sobie za cel badanie, w jaki sposób powinny być racjonalnie użytkowane i wykorzystywane źródła energii napędowej w gospodarce narodowej i międzynarodowej przez:

- poznanie potencjalnych zasobów energii każdego kraju w postaci energii wodnej, pary i minerałów,
- porównywanie doświadczeń poczynionych na polu prac naukowo-rolniczych i przewozów lądowych, powietrznych i wodnych,
- konferencje inżynierów rzeczoznawców technicznych i paliwowych oraz wybitnych przedstawicieli badań naukowych i przemysłowych,
- narady spóżywców paliwa i energii oraz wytwórców urządzeń do przetwarzania energii,
- konferencje dotyczące wykształcenia technicznego,
- dyskusje nad stroną gospodarczą przemysłu w zakresie narodowym i międzynarodowym,
- utworzenie Biura Konferencji do zbierania i wymiany danych i informacji, opracowywania inwentarza światowego źródeł energetycznych.

Ostatnio do prac Światowej Konferencji Energetycznej włączono badania nad wykorzystaniem energii jądrowej.

Członkami Światowej Konferencji Energetycznej są Komitety Krajowe z poszczególnych krajów. Statut W.P.C. określa, że każdy Komitet Narodowy powinien być utworzony w sposób jaki będzie uznany w danym kraju za pożądany, zalecając jednak aby weszli do niego przedstawiciele rządu, nauki, techniki i przemysłu. Na liście członków z 1954 r. figurują następujące kraje: Alger, Anglia, Argentyna, Australia, Austria, Belgia, Brazylia, Ceylon, Chile, Czechosłowacja, Dania, Egipt, Finlandia, Francja, Grecja, Holandia, Hiszpania, Indie, Indonezja, Irlandia, Islandia, Izrael, Japonia, Jugosławia, Kanada, Luxemburg, Niemiecka Republika Federalna, Norwegia, Nowa Zelandia, Pakistan, Polska, Portugalia, Sjam, Stany Zjednoczone Ameryki, Szwajcaria, Szwecja, Unia Południowo Afrykańska, Urugwaj, Węgry, Włochy, Zelandia, Związek Radziecki.

Światowa Konferencja Energetyczna organizuje swoje Kongresy (posiedzenia plenarne) co 6 lat.

Pierwszy Kongres w Wembley w 1924 r. poświęcony był omówieniu inwentarza światowych źródeł energii i paliw oraz eksploatacji źródeł najbardziej korzystnych. Zgłoszono 360 referatów, w których zebrano niezwykle obfity materiał naukowo-techniczny i statystyczny. W Kongresie wzięło udział ok. 1000 wybitnych przedstawicieli energetyki z 43 krajów. Na drugi Kongres w Berlinie w 1930 r. zajmujący się energią ze wszystkich punktów widzenia zgłoszono 376 referatów. Kongres zgromadził 3750 uczestników z 55 krajów. Trzeci Kongres w Waszyngtonie w 1936 r. był poświęcony gospodarce i polityce energetycznej. Stany Zjednoczone referowały rządową politykę rozbudowy energetyki. Zjazd zgromadził 2000 uczestników z 54 krajów. Czwarty Kongres odbył się w Londynie w 1950 r. Tematem Kongresu było:

„Światowe źródła energii i produkcji energii“, na który zgłoszono 162 referaty. Referaty zebrały cenny materiał, zwłaszcza z dziedziny przygotowania i przeróbki paliw oraz wszelkich form wytwarzania energii. W obradach wzięło udział 1630 delegatów z 53 krajów¹⁾.

Oprócz Kongresów Ogólnych Światowa Konferencja Energetyczna organizuje w miarę potrzeby sesje częściowe. Dotychczas odbyły się następujące posiedzenia: Sesja Częściowa w Bazylei w 1926 r.: „Rozwój energetyki wodnej i żegluga śródlądowa“, Konferencja Paliw w Londynie w 1928 r.: „Ekonomika przemysłu paliw przygotowanie i wykorzystanie paliw“, Sesja Częściowa w Barcelonie w 1929 r.: „Wykorzystanie i ekonomika wodnych źródeł energetycznych“, Sesja Częściowa w Tokio w 1929 r.: „Rozwój źródeł energii, gospodarka energetyczna, energia w transporcie“, Sesja Częściowa — Skandynawia w 1935 r.: „Zagadnienia energii w wielkim przemyśle i transporcie“, Kongres Technologii Chemicznej w Londynie w 1936 r.: „Pierwsza Międzynarodowa Konferencja Technologii Chemicznej“, Sesja Częściowa w Wiedniu w 1938 r.: „Dostarczanie energii dla rolnictwa, drobnego przemysłu, rzemiosła, oświetlenia publicznego i kolejnictwa“, Konferencja Ekonomiki Paliw w Hadze w 1947 r.: „Ekonomika paliw po 1939 r., produkcja, rozdział i wykorzystanie paliw i energii“, Sesja Częściowa w New-Delhi w 1951 r.: „Wykorzystanie energii w rolnictwie, koordynacja rozwoju przemysłu z rozwojem źródeł energii“, Sesja Częściowa w Rio de Janeiro w 1954 r.: „Wykorzystanie różnych źródeł energii i rozwój energetyki w różnych krajach“.

Polska jest członkiem Światowej Konferencji Energetycznej i bierze czynny udział w jej pracach od chwili powstania Konferencji. Na Pierwszy Kongres w 1924 r. przygotowano 7 referatów o źródłach energii w naszym kraju, wydanych dla zagranicy w osobnej monografii. Podobnie na Drugi i Trzeci Kongres zostało opracowanych po kilka referatów oraz wydano szczegółowsze monografie polskich zasobów energetycznych. Również polskie referaty były zgłoszone na Sesje Częściowe. Delegaci Polskiego Komitetu brali żywy udział w posiedzeniach, wygłaszali referaty, obejmowali przewodnictwa lub wiceprzewodnictwa Komisji Zjazdowych, zgłosili szereg cennych wniosków.

Na zbliżający się piąty Kongres Światowej Konferencji Energetycznej Polski Komitet opracował 7 następujących referatów:

1. inż. B. Witwiński — Problemy planowej gospodarki energetycznej w Polsce,
2. inż. W. Ney — Planowanie systemu energetycznego w Polsce,
3. prof. dr B. Roga — Uszlachetnianie węgla w Polsce,
4. inż. A. Epsztajn — Ekonomiczne podstawy przesyłania gazu siecią dalekosiężną, produkcja i wykorzystanie gazu w Polsce,
5. inż. S. Andrzejewski — Typizacja elektrociepłowni przemysłowych,
6. inż. J. Polakow — Elektrociepłownie i sieci ciepłownicze Warszawy,
7. prof. inż. Z. Zmigradzki — Znaczenie wykorzystania sił wodnych w ogólnej gospodarce wodnej i elektrycznej w Polsce.

Światowa Konferencja Energetyczna wydaje — oprócz materiałów z Kongresów, Sesji Częściowych i obszernych monografii opisowych — także roczniki statystyczne, zawierające dane o źródłach energii i ich wykorzystaniu w większości krajów.

W pracach Światowej Konferencji Energetycznej w 1927 r. została wyodrębniona Międzynarodowa Komisja Wielkich Zapór (Commission Internationale des Grande Barrages), ze stałą siedzibą w Paryżu. Pierwszy Kongres Wielkich Zapór odbył się w Sztokholmie w 1933 r., drugi w Waszyngtonie w 1936 r., trzeci w Sztokholmie w 1948 r., czwarty w New-Delhi w 1951 r. i piąty w Paryżu w 1955 r.

Komitet Wykonawczy Światowej Konferencji Energetycznej współpracuje w dziedzinie zagadnień energetycznych z szeregiem odrębnych międzynarodowych organizacji techniczno-gospodarczych i naukowych. Należą do nich: Międzynarodowy Związek Wytwórców i Rozdzielców Energii Elektrycznej, Międzynarodowa Konferencja Wielkich Sieci Elektrycznych, Międzynarodowa Komisja Elektrotechniczna, Międzynarodowy Komitet Normalizacyjny, Unia Międzynarodowych Organizacji Technicznych (U.A.T.I.), Światowa Organizacja Meteorologiczna (WMO), UNESCO oraz Komisje Ekonomiczne Narodów Zjednoczonych; głównie dla

Europy (E.C.E.), dla Ameryki Łacińskiej (E.C.E.C.A.) oraz dla Azji i Dalekiego Wschodu (E.C.A.P.E.).

Międzynarodowy Związek Wytwórców i Rozdzielców Energii Elektrycznej (Union Internationale des Producteurs et Distributeurs di Energie Electrique (UNIPED)) powstał w 1924 r. ze stałą siedzibą w Paryżu. Związek ten zajmuje się zagadnieniami budowy i eksploatacji elektrowni i sieci wszelkich napięć, problemem przenoszenia i rozdziału energii, eksploatacji urządzeń, awariami i statystyką, problemami organizacji i administracji przedsiębiorstw energetycznych, zagadnieniami kosztów produkcji oraz taryf, zagadnieniami spożycia i zastosowania energii. Związek organizuje swe zjazdy co trzy lata, ostatnio odbyły się w Rzymie w 1952 r. i w Londynie w 1955 r. Zjazd w Londynie przyniósł 41 ciekawych referatów z następujących dziedzin: wytwarzanie ciepłej energii, produkcja energii w zakładach wodnych, międzynarodowa współpraca systemów energetycznych, rozdział energii, zagadnienia taryfowe, wykorzystanie energii elektrycznej, przebiegi obciążenia oraz wpływ na telekomunikację.

Troska o ożywienie łączności i stałą współpracę z międzynarodowymi organizacjami energetycznymi należy obecnie w naszym kraju przede wszystkim do Instytutu Energetyki w Warszawie. W tym zakresie działają przy Instytucie: Polski Komitet Światowej Konferencji Energetycznej i Polski Komitet Wielkich Sieci Elektrycznych. Ponadto Instytut Energetyki przejmując udział w pracach Międzynarodowego Związku Wytwórców i Rozdzielców Energii Elektrycznej. Biblioteka Instytutu zgromadziła wszystkie publikacje Światowej Konferencji Energetycznej oraz materiały z ostatnich konferencji pozostałych organizacji energetycznych. Ale sprawa ożywienia łączności i współpracy z międzynarodowymi organizacjami energetycznymi jest także troską wszystkich energetyków, także poza energetyką zawodową, jak również troską konstruktorów maszyn i urządzeń energetycznych, technologów paliw i użytkowników energii.

Inż. Włodzimierz Bojerski

PIĄTY MIĘDZYNARODOWY KONGRES WIELKICH ZAPÓR

(Paryż, 31 maja — 4 czerwca 1955 r.)

Piasty Międzynarodowy Kongres Wielkich Zapór został zorganizowany pod egidą Międzynarodowej Komisji Zapór i Światowej Konferencji Energetycznej. Piasty Kongres, który się zebrał w Paryżu i został przygotowany przez koło wykonawcze Międzynarodowej Komisji Wielkich Zapór, zgromadził 900 uczestników, należących do 42 krajów.

Na Kongresie tym zostały rozpatrzone cztery główne zagadnienia, które ujęto w sprawozdaniu we wnioskach 16 — 19.¹⁾

Wniosek 16: Projekty budowy zapór na gruntach przepuszczalnych i metody fundowania (30 referatów).

Wniosek 17: Ekonomika i bezpieczeństwo różnych typów zapór betonowych (18 referatów).

Wniosek 18: Osiadanie zapór spowodowane ściśliwością materiałów konstrukcyjnych budowli oraz zagadnienia związane z trzęsieniem ziemi (20 referatów).

Wniosek 19: Beton dla dużych zapór (20 referatów).

Wniosek 16. Badania zapór na gruntach przepuszczalnych i metody fundowania. W tej sprawie zgłoszono poważne zastrzeżenia do wyników budowy zapór na gruntach częściowo przepuszczalnych. Przed wykonaniem całej budowy są konieczne dokładne badania gruntu, zarówno w laboratorium, jak i na placu budowy. Teren stanowiący dno doliny nęstrąca prawie zawsze różne trudności, jak rysy (szczeliny), pęknięcia, uskoki, wyrzuty złożeń osadowych mniej lub więcej zwartych i przepuszczalnych, z którymi należy się liczyć. Tereny skaliste mogą być uszczelnione różnego rodzaju zastrzykami, po uprzednim wyczyszczeniu otworów, wodą pod ciśnieniem. Kiedy się buduje zapórę na aluwkach, trzeba ją chronić przez wcięcie, o ile to jest możliwe, ostrogi od strony górnej wody w podłożu nieprzepuszczalne względnie skałę.

Jako przykład podano roboty uszczelniające fundamenty zapór: Charmine, Fossenheim i Serre — Poncon. Przy tej ostatniej zastosowano glinizację i petryfikację z użyciem krzemianu sodu, mleka wapiennego, sody kaustycznej i innych chemikali.

Dla konsolidacji fundamentów można stosować zastrzyki z prawy różnych rodzajów. Jeśli roboty są prowadzone na terenie gliniastym, można zastosować drenaż fundamentu zapory. W przy-

¹⁾ porówn. Straszewski K. — Hydroenergetyka na Światowej Konferencji Energetycznej. „Gospodarka Wodna” nr 12/53 (przyp. Red.).

¹⁾ Numeracja wniosków odpowiada kolejności zgłoszeń od I Kongresu.

padku ziemnych zapór należy zastosować przepone wodoszczelną z gliny, z małą domieszką wody. W przypadku podłoża przepuszczalnego zazwyczaj jest korzystne założenie, na podłożu budowli w fundamentach, aparatów kontrolnych dla obserwacji osiadania, parcia wody i infiltracji.

Wniosek 17: Ekonomia i bezpieczeństwo różnych typów zapór betonowych. Nad zgłoszonymi w tym zagadnieniu referatami dyskutowano chyba najdłużej, bez uwzględnienia jednakże jakiegokolwiek wniosku ostatecznego, zalecającego najlepszy typ zapory. W Europie wydaje się lepszy typ zapory łukowej, podczas gdy w Afryce i Indiach nadal buduje się zapory ciężkie.

Przyczyny zniszczenia zapór podzielono na 7 części: przeciążenie, słabość fundamentów, temperatura i pęknięcia, erozja, niepewność metod obliczeniowych, błędy wykonawstwa, starzenie się. W przypadku możliwości przeciążenia wydaje się korzystniejszy typ zapory łukowej w porównaniu do zapór ciężkich, które są bardzo wrażliwe na wypór. Użycie betonu wstępnie sprężonego pozwala na zawartość budowli i zwiększenie wytrzymałości na przeciążenie. Zdołano dzięki temu sposobowi rozwiązać trudne zadanie fundowania, a nawet podnieść wyżej istniejące zapory. Słabość fundamentów jest jedną z poważnych przyczyn uszkodzenia budowli. Jeśli można się obawiać działania wyporu, jeśli nie można zastosować łukowego typu zapory, należy zastosować zapórę z przyporami lub budować zapórę ciężką (wydrążoną). Jeśli istnieje obawa poślizgu gruntu, należy nachylić fundament w kierunku górnej wody. W przypadku gruntu różnorodnego, większość autorów referatów zaleca zapory łukowe, lecz inni są zwolennikami budowli sztywnych, o szerokiej podstawie. Niestalość brzegów prowadzi do rozszerzenia łuku; zapora ziemna w tym przypadku będzie pewniejsza. Wpływ zmiany temperatury jest mniejszy na zapory łukowe niż na zapory ciężkie. W sprawie niepewności metody obliczeniowej zapora ciężka wydaje się być odporniejsza. Obliczenie tego rodzaju budowli jest w zasadzie proste. Ta prostota nie jest tymczasem absolutna, ponieważ wypór nie może być najczęściej określony w sposób dokładny. Przy posadowieniu zapór łukowych, można skąd inąd zaradzić w pewnym stopniu na niedokładność metody obliczeń przez sprawdzenie ich na modelu. Zmniejszenie wytrzymałości budowli łukowej smukłej pod działaniem czasu i niepogody wydaje się poważnym zagadnieniem dla szeregu autorów. Przy takich robotach jakość materiałów musi być dokładnie dobrana, wykonanie zaś robót musi być szczególnie staranne.

Dyskusja nie pozwoliła na ustalenie typu zapory, który byłby zalecony jako najlepszy w sposób ogólny. Nawet z punktu widzenia na wytrzymałość na trzęsienie ziemi, poglądy były podzielone. Jedni autorzy zalecali zapory łukowe, podczas gdy drudzy zapory z przyporami, inni zaś jeszcze zapory ciężkie.

Wniosek 18: Osiadanie zapór spowodowane ściśliwością materiałów konstrukcyjnych budowli oraz sprawy dotyczące trzęsienia ziemi.

W większości krajów dotychczas zapory były wykonywane w najbardziej sprzyjających miejscach, gdzie w dodatku solidna skała zapewniała pewne fundowanie. Wzrost zapotrzebowania wody i energii doprowadził do zabudowy cieków wodnych początkowo odrzucanych i do budowy zapór na terenach niepewnych. Doszło do tego, że zarzucono dawniejszą zasadę, zgodnie z którą zapora musiała być budowana na skale zdrowej, zwartej i bez szczelin. Obecnie przyjmuje się budowę zapór na gruntach nie spełniających całkowicie tych warunków, po przeprowadzeniu odpowiednich studiów i badań terenu.

Kiedy zachodzi konieczność budowy zapory ciężkiej lub zapory ziemnej, przyjmuje się przeważnie przeciążenie terenu i trzeba z góry ocenić odkształcenia fundamentów, które z tego wynikną. Należy jeszcze przestudiować przesunięcia zboczy doliny, które

mogą powstać w niektórych przypadkach wskutek obciążenia hydrostatycznego.

Wiele referatów podawało badania dotyczące osiadania materiałów, z których zbudowano zapory ziemne i narzutowe, osiadania betonów zapór, zagadnienia budowy zapór na terenach specjalnych, skutków trzęsienia ziemi. Osiadanie fundamentów może być przewidziane przez badania teoretyczne, jak również przez doświadczenia laboratoryjne, próby w terenie przed i w czasie budowy itd. Zgodnie ze zmianami warunków terenowych i ich skutkami można zmodyfikować konstrukcję budowli nawet w czasie prowadzenia robót. W przypadku zapór ziemnych, korpus jej powinien być tak skonstruowany, aby mógł stawić czoło wszystkim osiadanom, bez konieczności przeprowadzenia późniejszych doświadczeń i badań. Oczywiście zakład wodny powinien stanąć w strefie o najmniejszym ryzyku osiadania. W przypadku zapory łukowej, elastyczność skały pozwala na przesunięcie krzywej ciśnień do zewnętrznej strony zwornika i do wewnętrznej części podstawy. Łuk smukły, który się zachowuje jak łuk o 3 przegubach, dobrze się trzyma na skałach odpowiednio sprężystych, pod warunkiem przeprowadzenia odpowiednich badań statycznych. Również można przewidzieć luki o grubościach zmiennych, jeśli przewiduje się poważne osiadanie w podstawie. Na ogół trudno jest sprawdzić doświadczalnie przewidywane osiadanie. Maksymalne osiadanie obliczeniowe w rzeczywistości rzadko bywa osiągnięte i stany ostateczne są osiągane nie wcześniej, jak po pewnej liczbie lat. Z drugiej strony, trudno jest założyć repery dosyć bliskie budowli i dostatecznie trwałe, aby umożliwiały one dokładne pomiary. Można byłoby ustawić repery w podłożu na głębokości dość dużej 20 do 40 m.

Wniosek 19. Beton dla dużych zapór. Zagadnienie zawierało studium wpływu dawkowania cementu na zapory ciężkie, zapory łukowe, zapory z przyporami, jak również wpływ dawkowania na porowatość i wytrzymałość na zamarzanie. Autorzy referatów przestudiowali poza tym nowe sposoby budowy lub betonowania, pozwalające zredukować dawkowanie cementu, bez naruszenia wytrzymałości budowli. Jeden z referatów wykazał, że redukcja zawartości cementu wewnątrz zapory była bez wpływu, podczas gdy taka sama redukcja na powierzchni od górnej wody (poniżej 200 kg/m³ na przykład) mogła wywołać poważne uszkodzenia. We wszystkich przypadkach dawkowanie 200 kg/m³ wydaje się być minimalne. Konstruktorzy amerykańscy mogli użyć dawkowanie słabsze, lecz przy zastosowaniu specjalnych sposobów betonowania, uwzględniających przy tym dodatek popiołu lotnego. Badanie porowatości i wytrzymałości na przemarzanie było przedmiotem ciekawej dyskusji, w czasie której badania przeprowadzone w laboratoriach francuskich były długo komentowane. Próby francuskie wykazały dużą wytrzymałość na przemarzanie betonów wykonanych z cementu żużlowego, inne badania stwierdziły lepszą wytrzymałość betonów z cementu portlandzkiego, aniżeli betonów przygotowanych z mieszaniny żwiru i cementu portlandzkiego. Doświadczenia te wykazały wpływ złożony wszystkich elementów: charakteru cementów, dawkowania, charakteru i wymiarów agregatów, zawartości wody itd. Skład betonu dużej budowli musi być ustalony mając na względzie wszystkie te czynniki.

W związku z Kongresem odbyły się podróże badawcze po Francji i Afryce północnej (Tunis, Algier i Marokko). Podróże te widocznili członkom Kongresu nowe rozwiązania w budownictwie zapór francuskich, zastosowane na podstawie badań naukowych, przeprowadzonych przez inżynierów francuskich, jako poważny wkład do coraz bardziej skomplikowanych zagadnień budowy zapór.

Z ramienia Polski w Kongresie brała udział parosobowa delegacja.

TRS

Skład Komisji Programowej: Przewodniczący — prof. Czesław Zakaszewski, członkowie — inż. Marian Chudzyński, prof. Edward Czetwertyński, dr Józef Golab, inż. Stefan Ichnatowicz, inż. Stanisław Iwanicki, prof. Władysław Kollis, inż. Eugeniusz Kulwiec, prof. Julian Lambor, dr Józef Matusiewicz, inż. Czesław Nielubowicz, prof. Zygmunt Rudolf, inż. Czesław Stepnowski.

Wydawca: NACZELNA ORGANIZACJA TECHNICZNA

REDAGUJE KOMITET:

REDAKTOR NACZELNY — inż. MARIAN CHUDZYŃSKI

REDAKTORZY DZIAŁOWI: inż. BOLESŁAW CZERNY, inż. STANISŁAW HERFURT

inż. ANTONI OBUCHOWSKI, inż. KAZIMIERZ PUCZYŃSKI, inż. ADOLF RIEDEL, inż. TADEUSZ SUSZCZEWSKI

SEKRETARZ REDAKCJI — HALINA MIKULSKA

REDAKTOR TECHNICZNY — DR JADWIGA WŁODEK-SANOJCOWA

Podręczne słownictwo w zakresie dróg wodnych (materiały do słownika w 5 językach)

Od Redakcji

Głównym celem jaki sobie postawił prof. T. Tillinger, podejmując publikację „Podręcznego słownictwa w zakresie dróg wodnych” (w 5 językach) — nr nr 9/55, 12/55, 2/56 „Gospodarki Wodnej” było podanie do praktycznego, doświadczonego, użytku najpotrzebniejszych i najciekawszych spotykanych terminów z dziedziny dróg wodnych i budownictwa wodnego. Następnie, celem pracy miało być zebranie na łamach czasopisma materiałów terminologicznych, pobudzenie dyskusji i ułatwienie w ten sposób opracowania w przyszłości kompletnego słownika dróg wodnych i żeglugi, a nawet w zakresie całej hydrotechniki. Prof. Tillinger nie doprowadził swej pracy do końca, przygotował jednak znaczną część materiałów i ustalił ogólny jego układ.

Opublikowane pierwsze części słownictwa wywołały już — zgodnie z przewidywaniami Autora — polemikę wśród fachowców krajowych, oraz głosy poparcia i życzliwej krytyki ze strony fachowców zagranicznych. Świadczą to o celowości niniejszej pracy i o potrzebie doprowadzenia jej do końca, którego zakończenia podjął się inż. Stefan Ihnatowicz, bliski współpracownik prof. Tillingera w tej dziedzinie.

Spełniając w ten sposób niepisany testament Zmarłego zasłużonego polskiego hydrotechnika, Redakcja żywi nadzieję, że opublikowanie zebranych przez Niego i uzupełnionych materiałach przyspieszy proces kształtowania się polskiego słownictwa hydrotechnicznego, jak również wydanie słownika w 5 językach w tym zakresie.

Nr	Polski	Rosyjski	Niemiecki	Francuski	Angielski
1124	głębokość normalna (h ₀) (głębokość przy ruchu jednostajnym)	нормальная глубина	normale Tiefe	profondeur normale	normal depth
1125	spadek krytyczny (spadek dna pryzmatycznego strumienia, przy którym dla danego przepływu i danego kształtu koryta głębokość normalna h ₀ = głębokości krytycznej h _k)	критический уклон	kritische Gefälle	pente critique	critical slope
1126	szybkość krytyczna	критическая скорость	kritische Geschwindigkeit	vitesse critique	critical velocity
1127	odskok hydrauliczny (próg wodny)	гидравлический прыжок	Wassersprung	ressaut hydraulique	hydraulic jump
1128	wir	водоворот, вихрь	Wirbel	tourbillon	eddy, whirl, vortex
1129	wir o osi poziomej, wałec wodny poziomy	водоворот с горизонтальной осью вращения	Rotationswirbel mit horizontaler Drehachse	tourbillon à axe horizontale	horizontal roller, eddy horizontal axis (Z)
1130	uderzenie wodne, taran	гидравлический удар, водный таран	hydraulischer Stoss	coup de bélier, choc, bélier hydraulique	water hammer, impact of water
1131	szybkość	скорость	Geschwindigkeit, Schnelligkeit	vitesse, célérité	speed, celerity
1132	prędkość	скорость, быстрота	Schnelligkeit	vitesse f (célérité) tempo m	velocity, quickness
1133	chżyłość	быстроходность, скороство	Schnelligkeit	célérité f promptitude f	promptitude
1134	prędko	скоро, в скором времени	bald	célérité f	quickness
1135	szybko	скоро, (при развитии большой скорости), быстро	schnell	rapidité	soon
1136	bystro	быстрый	geschwind	bientôt vite	quickly
				prompt, rapide	prompt

(Terminy prędkości i chżyłości używane bywają jako synonimy szybkości, istnieją jednak pewne odcinienie tych pojęć: mówimy: Pociąg A odjeżdża prędzej niż pociąg B, lecz B pojedzie szybciej. A więc pod prędkością rozumiemy raczej odciinek czasu, mierzony miarą czasu, a pod szybkością — własność ruchu mierzoną w m/sek. Chżyłość ma raczej znaczenie szybkości potencjalnej. Chżyzy chart może spać i być ominięty przez żółwia, nie przestając być chżyzym.

Nr	Polski	Rosyjski	Niemiecki	Francuski	Angielski
1137	przyspieszenie (dw/dt)	ускорение водослив	Beschleunigung, Überfall, m, Überlauf	accélération déversoir	acceleration overfall
1138	przelew z koroną zaokrągloną	водослив с закругленным гребнем	Überfall mit abgerundeten Rücken	déversoir à crête arrondie	overfall with rounded crest
1139	przelew z ostrą krawędzią	водослив с острым гребнем, острой кромкой	scharfkantiger Überfall	déversoir à crête pointue	sharpedged overfall
1140	przelew z dostępem powietrza	водослив с подводом воздуха, с аэрацией	Überfall mit Luftzutritt, belusteter Überfall	nappe aérée (Z)	aerated sheet of water (Am), aerated nappe (Z)
1141	przelew zatopiony	затопленный водослив	unterfallter Tauchstrahl (Gr)	nappe noyée (recouverte par le reflux d'aval)	submerged nappe, drowned or
1142	przelewająca się warstwa wody (strumień)	тереливающаяся струя	Überfallnappe	nappe noyée (recouverte par le reflux d'aval)	overfallwaterlayer overfall nappe (Z)
1143	korona przelewu	гребень водослива	Überfallkante, f, Überfall-Rücken	nappe aérée (Z)	wide flat crested weir (Lea)
1144	przelew o szerokiej koronie	водослив с широким порогом, гребнем	Überfall (Überfall) mit flacher Rücken	déversoir à crête élargie	Hydraulics)
1145	strumień próżniowy (przytłoczony)	отжатая струя (Gr)	gedrückte Nappe, ungeladeter Strahl	nappe déprimée	depressed nappe
1146	strumień przylegający	прилегающая струя	aufliegende Nappe, Haftstrahl	nappe adhérente	adhering nappe
1147	strumień swobodny (z dostępem powietrza)	свободная струя; аэрированная струя	freier (gelusteter) Strahl	nappe libre, nappe aérée	free nappe (Z)
1148	przelew swobodny	свободный водослив	freier Überfall	déversoir avec nappe libre	free overfall, free waste weir, free spillway, open spillway (Am) (Z)
1149	otwór zatopiony	затопленное отверстие	gelauchte Öffnung	orifice noyé	drowned orifice
1150	strumień podtopiony	подтопленное отверстие	unterfüllte Nappe	nappe submergé de dessous	submerged nappe
1151	przelew podtopiony z odskokiem odsunięty	подтопленный водослив с отогнутым прыжком	unterfüllte Nappe mit freiem Fuss	nappe noyée avec ressaut éloigné	submerged nappe with removed jump
1152	niszczenie energii	гашение энергии	Energievernichtung, f	dissipation d'énergie	dissipation of energy
1153	próg zazębiony (poszur z zębami)	истечение из под щита зубчатый порог	Zahnschwelle	seuil denté	dentated sill
1154	studnia (niecka) do niszczenia energii, komora uspokajająca	Водобойный колодец	Tossbecken, m	bassin d'amortissement	absorption basin stilling pool (Z) (Am)
1155	próg do niszczenia energii	подбойная стенка	Absturzkammer, f	seuil d'amortissement	absorption sill
1156	bystrzotok (bystrze dawniej używane)	быстроток	Beruhigungskammer	rapide, cascade	rapids
1157	kaskada	каскад	Unterwasserschwellen	rapide, cascade	cascade
1158			Energievernichter, m	rapide, cascade	
1159			Energiezerstörer	rapide, cascade	
1160			Schnelle	rapide, cascade	
1161			Abflusstreppe, f	rapide, cascade	
1162			Wassertrappe, f	rapide, cascade	
1163			Fallstufe	rapide, cascade	
1164			Absturztreppe	rapide, cascade	
Rozdział 3					
1201	Hydraulika	Тидравлика	Hydraulik, f	Hydraulique, f	Hydraulics
1202	przekrój podłużny	продольный профиль	Längsschnitt, m	profil longitudinal	longitudinal section
1203	profil podłużny	поперечный профиль, поперечное сечение	Querschnitt, m	profil en travers	cross section
1204	przekrój poprzeczny	живое сечение	benetzter Querschnitt	section mouillée	wetted cross section

Nr	Polski	Rosyjski	Niemiecki	Francuski	Angielski
1205	obwód zwilżony (P)	смоченный периметр	benetzter Umfang	perimètre mouillé	wetted perimeter
1206	promień hydrauliczny ($R = F : P$)	гидравлический радиус	benetzter Perimeter mittlerer Profilradius	rayon moyen	mean hydraulic radius
1207	szerokość zwierciadła wody (B)	ширина по урезу (зеркалу) воды	Wasserspiegelsbreite,	largeur de flottaison	width of water level
1208	poziom wody	уровень воды, горизонт воды	Wasserspiegelsbreite,	niveau d'eau,	water level
1209	powierzchnia wody	поверхность воды	Höhe des Wasserstandes	surface d'eau,	water free surface
1210	zwierciadło wody	зеркало воды	Wasseroberfläche,	flottaison,	water level
1211	linia brzegu — patrz nr 1710	бровка берегового откоса	Wasserspiegel, nr 1710	nr 1710	nr 1710
1212	stan wody	состояние уровня воды	Wasserstand,	hauteur de niveau de l'eau,	water level
1213	spad ¹⁾	падение, уклон, спад, перепад	Gefälle,	chute,	fall
1214	różnica poziomów wody ¹⁾ (H) (высота poziomu wody над zero- rem wodowskazu, wyrażona w cm) (stosunek różnicy poziomów do długości drogi (L))	разность горизонтов воды	Fallhöhe,	dénivellation,	high of fall
1215	spadek	относительный уклон	relatives Gefälle,	pente, f gradient,	slope, gradient
1216	spadek zwierciadła wody ($I = H : L$)	поверхностный уклон уклон свободной поверхно- сти воды	Wasserspiegelgefälle,	pente de la surface libre	free surface slope
1217	spadek dna (i)	уклон дна	Bodengefälle,	pente du fond	bottom slope
1218	spiętzenie	подпор	Stau, m Stauung,	remous,	swell, swelling
1219	wysokość spiętrzenia	высота подпора	Stauhöhe,	chute, f hauteur de remous	head, hightop swelling
1220	krzywa spiętrzenia	кривая подпора	Staukurve,	courbe de remous	swelling curve
1221	cofka, zasięg spiętrzenia	распространение подпора, влияние подпора вверх по реке кривая спада	Stauweite,	reflux,	backwater curve (Z)
1222	krzywa spadu	подпирающий	Senkungskurve,	courbe de dépression	backing effect, backwater amplitude of swell (TS)
1223	piętrzyć	подпирающий	stauen	évoquer un remous, produire une retenue liquide,	depression curve falling surface to swell
1251	ciecz	жидкость	Flüssigkeit	liquide,	liquid
1252	ciecz doskonała (idealna)	совершенная жидкость	ideale Flüssigkeit, vollkommene Flüssigkeit	liquide parfait ou idéal	perfect or ideal liquid
1253	lepkość	вязкость	Zähigkeit,	viscosité,	viscosity
1254	przyręczność, przyleganie, ad- hezja	прилипание, сцепление	Haften, n Adhäsion	adhésion, f adherence,	adhesion, adherence
1255	włokowatość, kapilarność	капиллярность	Kapillarität,	capillarité,	capillarity
1256	kropla	капля	Tropfen,	goutte,	drop
1257	menisk	мениск	Meniskus,	menisque,	meniscus
1258	tarcie	трение	Reibung,	frottement, m friction	friction
1259	tarcie wewnętrzne wody	внутреннее трение воды	innere Wasserreibung,	frottement intérieur	internal friction
1260	strata ciśnienia powodowana tarcie	потеря напора на трение	Druckverlust,	perte de pression causée par frottement intérieur	loss of pressure
1280	ciec, płynąć	течь	fließen	couler	to flow

¹⁾ wyrażenia 1213 i 1214 są jednoznaczne

Nr	Polski	Rosyjski	Niemiecki	Francuski	Angielski
1281	topić	тонить, погружать	sinken	plonger, enfoncer	to sink
1282	tonąć	тонуть	untersinken, versinken	couler à fond	to go down, to sink
1283	plywać (o ludziach i przedmiotach)	плавать	schwimmen	flotter	to swim, to float
1284	plywać (o stawkach)	плыть	segeln	naviguer	to sail
1285	plywać (o rzecze)	плывучесть	strömen	couler	to flow
1286	plywalność (zdolność unoszenia się)		Schwimmfähigkeit, f	flottabilité, f	flottability
1287	plywak (przedmiot pływający, uwiązany celem oznaczania miejsca itp.)	поплавок	Schwimmer, m	flotteur, m	float buoy
1287	plywak (człowiek pływający)	пловец	Schwimmer, m	nageur, m	swimmer
Rozdział 4					
1401	Hydrologia	Гидрология	Hydrologie, f	Hydrologie, f	Hydrology
1402	woda	пресная вода	Gewässerkunde, f	eau	water
1403	woda słodka	пресная вода	Süßwasser	eau douce	fresh water, sweet water
1404	woda słona	соленая вода	Salzwasser	eau salée	salt water
1405	woda do picia	питьевая вода	Trinkwasser	eau potable, eau buvable	drinking water
1406	woda miękka	мягкая вода	weiches Wasser	eau douce	soft water
1407	woda twarda	жесткая вода	hartes Wasser	eau dure	hard water
1408	woda deszczowa	дождевая вода	Regenwasser	eau de pluie, l'eau pluviale	rain water
1409	woda z roztopów	талая вода	Schneetauwasser	eau de fonte des neiges, de fusion	melted snow and ice water
1410	ścieki, woda ściekowa	сточная вода, стоки	Abwasser	eau de rebut, d'égout	waste water
1411	woda gruntowa węglna	грунтовая вода	Grundwasser	eau de fond, eau souterraine	groundwater
1412	poziom wody gruntowej (freaticznej)	уровень, горизонт грунтовой воды	Grundwasserstand, m	niveau d'eau souterraine	phreatic water table, original water table, original level (Z)
1413	woda zaskórna (woda gruntowa zapletająca warstwę nasyczoną i biorąca udział w bilansie wodnym)	уровень водоносного пласта	Bodenwasser	eau souterraine	subsoil water
1414	woda węglinowa (woda gruntowa, zalegająca w głębszych warstwach i nie biorąca udziału w bilansie wodnym)	глубинная вода	Untergrundwasser	eau profonde	underground water
1415	woda źródłana	ключевая вода	Quellwasser	eau de source	spring water
1416	woda studzienna	колодезная вода	Brunnenwasser	eau de puit	well water
1417	woda powierzchniowa	поверхностная вода	Oberflächenwasser, ser. Sickerwasser	eau de surface, eau folle	surface water
1421	plankton (zespół mikroorganizmów roślinnych i zwierzęcych, żyjących w wodzie)	планктон	Plankton, m	plankton, m	plankton
1422	bentos (zespół mikroorganizmów roślinnych i zwierzęcych, żyjących na dnie)	бентос	Benthos, m	benthos, m	benthos
1441	studnia	колодець	Brunnen, m	puits, m	well
1442	źródło	ключ, источник, родник	Quelle, f	source, f	spring
1443	jezioro	озеро	See, m	lac, m	lake
1444	staw	пруд	Teich, m	étang, m	pool
1445	sadzawka	прудок, садок	Weicher, m	petit étang, m	pond